

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**RAFAEL SANTOS DE MORAES**

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO AO  
CISALHAMENTO DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO**

**SÃO CARLOS  
2017**



**RAFAEL SANTOS DE MORAES**

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO AO  
CISALHAMENTO DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO**

**VERSÃO CORRIGIDA**

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

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas).

**Orientador:** Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

**SÃO CARLOS  
2017**

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

S827a Santos de Moraes, Rafael  
ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO AO  
CISALHAMENTO DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS  
DE CONCRETO / Rafael Santos de Moraes; orientador  
Marcio Antonio Ramalho. São Carlos, 2017.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de  
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

1. Vigas em alvenaria. 2. Cisalhamento. 3. Análise  
experimental. 4. Modelagem numérica. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **RAFAEL SANTOS DE MORAES**.

Título da tese: "Análise teórica e experimental do comportamento ao cisalhamento de vigas em alvenaria estrutural de blocos de concreto".

Data da defesa: 19/12/2017.

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Titular **Marcio Antonio Ramalho**  
**(Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Luiz Sérgio Franco**  
(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Cláudius de Sousa Barbosa**  
(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Sydney Furlan Junior**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**



*Aos meus pais, Domingos e Maria, por  
todo apoio, confiança e incentivo.  
À minha avó Almira (in memoriam), meu  
maior exemplo!!!*



## AGRADECIMENTOS

---

*A Deus, por me conduzir e sustentar em todos os momentos. A Ele minha eterna gratidão! Como, Senhor, seriam os meus sonhos se o Teu Espírito não habitasse em mim???*

*A Nossa Senhora, por sempre interceder por mim junto ao seu Filho e nunca deixar faltar o “vinho” da alegria, ânimo e coragem, sobretudo nos momentos de dificuldades.*

*Aos meus pais, Domingos e Maria, por todo amor, cuidado, incentivo, atenção e orações. O suporte que vocês me deram permitiu que eu alcançasse mais este objetivo!*

*Em especial à minha avó, Almira, que está agora apenas do outro lado do caminho, junto de nosso Pai, o Deus todo poderoso. Muito obrigado por todo amor e cuidado!!!*

*Aos meus irmãos, Elaine e Eduardo, meu sobrinho, Pedro Henrique, e a todos os meus familiares pelo incentivo e apoio.*

*À Karla, minha namorada, por todo amor, atenção, ajuda e cuidado!!!*

*Ao meu orientador, Prof. Marcio Ramalho, pela ajuda, compreensão e atenção durante a realização de todo o trabalho.*

*Aos professores, Guilherme Aris Parsekian e Vladimir Guilherme Haach, pelas contribuições feitas no exame de qualificação.*

*Aos professores, Cláudius de Sousa Barbosa, Luiz Sérgio Franco, Sydney Furlan Junior e Vladimir Guilherme Haach, pelas valorosas sugestões e correções feitas na ocasião da defesa.*

*Aos técnicos do Laboratório de Estruturas, pela assistência na realização dos ensaios.*

*Aos funcionários da secretaria, pela eficiência e disposição em sempre nos ajudar!*

*Às amigadas que tive a oportunidade de construir durante o período de estudos do doutoramento, em especial ao Paulo César, Victor, José Bazán, Orieta, Indara, Marcela Filizola e Marcela Kataoka.*

*Aos irmãos do Grupo de Oração Água Viva, da Paróquia Nossa Senhora do Carmo (São Carlos), por toda atenção, acolhimento, cuidado e orações!!! A cada reunião minha fé se renovava e tinha a dádiva de sempre experienciar um novo encontro com Cristo, nosso maior tesouro!!!*

*Ao Padre Toninho, da Paróquia Nossa Senhora de Fátima (São Carlos), pelas orações e conversas, especialmente nos momentos difíceis e de minhas fraquezas!*

*À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) pelas bolsas de estudos.*

*A TATU PRÉ-MOLDADOS pela doação dos blocos utilizados no trabalho.*

*E, finalmente, a todos aqueles (as) que, mesmo não sendo citados (as), me ajudaram a chegar até aqui... Muito obrigado!!!*

*“SENHOR, tu me examinas e me conheces,  
sabes quando me sento e quando me levanto.  
Penstras de longe meus pensamentos,  
distingues meu caminho e meu descanso,  
sabes todas as minhas trilhas.  
A palavra ainda não me chegou à língua  
e tu, SENHOR, já a conheces toda.  
Por trás e pela frente me envolves  
e pões sobre mim a tua mão.  
Para mim, tua sabedoria é grandiosa,  
alta demais, eu não a entendo.  
Para onde irei, longe do teu espírito?  
Para onde fugirei da tua presença?  
Se subo ao céu, lá estás,  
se desço ao abismo, aí te encontro.  
Se utilizo as asas da aurora  
para ir morar nos confins do mar,  
também lá tua mão me guia  
e me segura tua mão direita.  
Se eu digo: “Que ao menos a escuridão me esconda  
e que a luz se faça noite ao meu redor”;  
nem as trevas são escuras para ti  
e a noite é clara como o dia;  
para ti as trevas são como luz.  
Foste tu que criaste minhas entranhas  
e me teceste no seio de minha mãe.  
Eu te louvo porque me fizeste maravilhoso;  
são admiráveis as tuas obras;  
tu me conheces por inteiro.  
Não te eram ocultos os meus ossos  
quando eu estava sendo formado em segredo,  
e era tecido nas profundezas da terra.  
Ainda embrião, teus olhos me viram  
e tudo estava escrito no teu livro;*

*meus dias estavam marcados  
antes que chegasse o primeiro.  
Como são profundos para mim teus pensamentos,  
como é grande seu número, ó Deus!  
Se os conto, são mais que a areia,  
se acho que terminei, ainda estou contigo”.*

**SALMO 139, 1-18.**

## RESUMO

---

MORAES, R. S. **Análise teórica e experimental do comportamento ao cisalhamento de vigas em alvenaria estrutural de blocos de concreto.** 2017. 329 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil - Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

O comportamento mecânico de vigas em alvenaria estrutural submetidas ao cisalhamento é abordado de forma aprofundada neste trabalho. São apresentados neste estudo um extensivo levantamento bibliográfico, o qual estabelece um panorama sobre o tema, um programa experimental com ensaios de caracterização do material alvenaria e de vigas em escala natural e um estudo numérico das vigas ensaiadas em laboratório. Na etapa de caracterização dos materiais o comportamento compósito da alvenaria é analisado por meio de prismas submetidos à compressão em duas direções ortogonais, normal e paralela à junta. Para o estudo das vigas são realizados trinta e sete ensaios, nos quais são avaliadas as influências da geometria, das taxas de armaduras e da relação  $a/d$  (em que  $a$  é a distância da carga aplicada até o apoio e  $d$  é a altura útil) na capacidade resistente ao cisalhamento. Posteriormente, é realizada a modelagem numérica através do software DIANA® com o propósito de complementar as análises dos ensaios. A partir dos resultados experimentais e numéricos pôde-se concluir que, com exceção das vigas com armaduras longitudinais de 10 mm de diâmetro, os demais modelos atingiram a ruína por cisalhamento, devido à ausência de estribos ou pela sua insuficiência. O aumento da taxa de armadura longitudinal de 0,45 para 1,18% resultou em um incremento de 18,4% na resistência ao cisalhamento convencional. Para as duas geometrias (vigas com duas e três fiadas) e as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72), constatou-se que não há uma melhora significativa na capacidade resistente quando a taxa de armadura transversal é aumentada de 0,05 para 0,07%. Os mecanismos resistentes, como o efeito de pino, foram efetivos na resistência dos modelos. Por fim, as análises numéricas reproduziram de forma satisfatória os experimentos, tanto no que diz respeito ao comportamento pré e pós-pico quanto na previsão da força última.

**Palavras-chave:** Vigas em alvenaria. Cisalhamento. Análise experimental. Modelagem numérica.



## ABSTRACT

---

MORAES, R. S. **Numerical and experimental analysis of the shear behaviour of concrete block masonry beams.** 2017. 329 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering - Structures) - School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2017.

This work is an in depth study about the mechanical behaviour of masonry beams subjected to shear forces. An extensive literature review, which establishes a panorama on the subject, an experimental program considering material characterization and full scale beams tests and a numerical study for the tested beams are presented. For the beams, thirty seven tests are carried out in which the influence of geometry, reinforcements ratio and  $a/d$  ratio (where  $a$  is the distance from the load to adjacent support and  $d$  is the effective depth) on the shear strength are evaluated. Computational modelling is performed using the DIANA<sup>®</sup> software in order to complement the experimental results. From the experimental and numerical results it was possible to conclude that, except for beams with 10 mm diameter steel bar, the other models failed in shear, due to the absence of stirrups or their insufficiency. An increase in longitudinal reinforcement ratio from 0,45 to 1,18% improved the theoretical shear strength in 18,4%. For the beams with two and three courses and for  $a/d$  ratios 0,77 and 1,72 it was found that there is no significant improvement on the load capacity when the transverse reinforcement ratio is increased from 0,05 to 0,07%. Shear strength mechanisms, such as the dowel action, were effective in the models load capacity. Finally, the numerical analyzes satisfactorily reproduced the experiments, regarding to the pre and post-peak behaviour and in the prediction of the ultimate load.

**Keywords:** Masonry beams. Shear behaviour. Experimental analysis. Numerical modelling.



## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

---

### Letras maiúsculas

$A_s ; A_{sl}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
$A'_s$	Área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
$A_{sw}$	Área da seção transversal da armadura de cisalhamento
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura
$A_{s,max}$	Área máxima de armadura
$A_{bruta}$	Área bruta do bloco
$A_{líquida}$	Área líquida do bloco
$C ; F_c$	Resultante das forças de compressão
$C_s$	Fator de controle das tensões de cisalhamento
$D$	Dimensão do furo da unidade
$E_a$	Módulo de elasticidade da argamassa
$E_{alv}$	Módulo de elasticidade da alvenaria
$E_b$	Módulo de elasticidade da unidade
$E_p$	Módulo de elasticidade do prisma
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_g$	Módulo de elasticidade do graute
$F$	Força
$F_{u,teo}$	Força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente - valor teórico
$F_{última}$	Força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente
$F_{u,exp}$	Força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente - valor experimental
$F_{u,cis}$	Força última correspondente à ruína por cisalhamento - valor teórico
$F_{u,flex}$	Força última correspondente à ruína por flexão - valor teórico
$F_s ; T$	Resultante das forças na armadura tracionada
$F_s$	Resultante das forças na armadura comprimida
$L$	Vão
$G_c$	Energia de fraturamento na compressão
$G'_f$	Energia de fraturamento na tração
$G''_f$	Energia de fraturamento no Modo II – modo cisalhante
$I$	Momento de inércia

$M$	Momento fletor
$M_d$	Momento fletor solicitante de cálculo
$M_{u,exp}$	Momento fletor correspondente ao esgotamento da capacidade resistente - valor experimental
$R_d$	Valores de cálculo dos esforços resistentes
$S_d$	Valores de cálculo dos esforços solicitantes
$V$	Força cortante
$V_a$	Força cortante absorvida pela alvenaria
$V_d$	Força cortante solicitante de cálculo
$V_k$	Força cortante - valor característico
$V_{u,teo}$	Força cortante correspondente ao esgotamento da capacidade resistente - valor teórico
$V_{u,exp}$	Força cortante correspondente ao esgotamento da capacidade resistente - valor experimental

## Letras minúsculas

$a$	Distância entre a carga e o eixo do apoio mais próximo – vão de cisalhamento; absorção da unidade
$b ; b_w$	Largura da seção transversal
$d$	Altura útil da seção
$d'$	Distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a fibra mais comprimida de alvenaria
$e$	Espessura da parede da unidade
$f$	Flecha
$f_a$	Resistência à compressão da argamassa
$f_{at}$	Resistência à tração da argamassa
$f_b$	Resistência à compressão da unidade
$f_{bk}$	Resistência característica à compressão da unidade
$f_c$	Resistência à compressão
$f_{cm}$	Resistência média à compressão
$f_d$	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
$f_{fk}$	Resistência característica de tração na flexão
$f_g$	Resistência à compressão do graute
$f_{gk}$	Resistência característica à compressão do graute
$f_{gt}$	Resistência à tração do graute
$f_{gtk}$	Resistência característica à tração do graute
$f_k$	Resistência característica à compressão simples da alvenaria

$f_{kp}$	Resistência característica à compressão simples da alvenaria na direção paralela às juntas horizontais de assentamento
$f_p$	Resistência à compressão do prisma - valor médio
$f_{pk}$	Resistência característica à compressão do prisma
$f_{pk//}$	Resistência característica à compressão paralela do prisma
$f_{pk\perp}$	Resistência característica à compressão normal do prisma
$f_{st}$	Tensão máxima ou limite de resistência à tração do aço
$f_t$	Resistência à tração da alvenaria
$f_{tk}$	Resistência característica à tração na flexão
$f_u$	Deslocamento vertical das vigas no instante do esgotamento da capacidade resistente (instante da ruína)
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{yk}$	Resistência característica ao escoamento do aço
$f_{vk}$	Resistência característica ao cisalhamento
$f_{v0}$	Resistência ao cisalhamento inicial; coesão
$h$	Altura da seção transversal
$k_n$	Rigidez normal da interface
$k_p$	Deformação plástica equivalente
$k_t$	Rigidez tangencial da interface
$l$	Vão ou comprimento
$l_{tr}$	Espessura da junta de argamassa
$s$	Espaçamento entre os estribos
$z$	Braço de alavanca
$x$	Altura da linha neutra

## Letras gregas

$\beta$	Fator de retenção ao cisalhamento
$\gamma_{cis}$	Coefficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento da alvenaria
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderação das ações
$\gamma_m$	Coefficiente de ponderação das resistências
$\delta$	Coefficiente de degradação exponencial
$\varepsilon_c$	Deformação máxima da alvenaria comprimida
$\varepsilon_p$	Deformação específica média do prisma correspondente ao esgotamento da capacidade resistente
$\varepsilon_s$	Deformação na armadura tracionada

$\varepsilon_y$	Deformação específica média correspondente ao escoamento do aço
$\mu$	Coeficiente de atrito
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\rho ; \rho_{sl}$	Taxa geométrica de armadura longitudinal
$\rho_{sw}$	Taxa geométrica de armadura transversal
$\sigma$	Tensão de pré-compressão normal à junta
$\sigma_1 ; \sigma_2$	Tensões principais
$\sigma_x$	Tensão normal segundo à direção x
$\sigma_y$	Tensão normal segundo à direção y
$\sigma_u$	Tensão normal de confinamento
$\tau$	Resistência ao cisalhamento da junta
$\tau_0$	Resistência ao cisalhamento por aderência inicial; coesão
$\tau_{exp}$	Tensão convencional de cisalhamento - valor experimental
$\tau_{vd}$	Tensão de cálculo convencional de cisalhamento
$\phi$	Curvatura ou diâmetro da armadura
$\varphi_0$	Ângulo de atrito
$\varphi_r$	Ângulo de atrito residual
$\chi$	Fator de correção da resistência à compressão que considera a direção da resultante de compressão relativa à junta de assentamento e a percentagem de preenchimento com graute
$\psi$	Ângulo de dilatância

## Abreviaturas

ABCI	Associação Brasileira da Construção Industrializada
ABNT	Associação Brasileira de Normas técnicas
ACI	American Concrete Institute
BS	British Standard
CEB	Comité Euro-International du Beton
CSA	Canadian Standards Association
MEF	Método dos Elementos Finitos

## LISTA DE FIGURAS

---

<b>Figura 2.1</b> - Diagramas de tensões normais em elementos de alvenaria.....	49
<b>Figura 2.2</b> - Geometria das vigas. ....	51
<b>Figura 2.3</b> - Configuração do ensaio e detalhamento das armaduras. ....	57
<b>Figura 2.4</b> - Detalhes do programa experimental: (a) geometria dos blocos e armadura e (b) configuração das vigas (medidas em cm).....	62
<b>Figura 2.5</b> - Programa experimental realizado por Ring, Das e Stubbs (2012): (a) geometria das unidades e (b) configuração do ensaio (medidas em cm). ....	64
<b>Figura 2.6</b> - Configuração do ensaio adotado por Maia (2012) (medidas em cm)....	66
<b>Figura 2.7</b> - Detalhes do programa experimental realizado por Ramos (2012) (medidas em cm).....	67
<b>Figura 2.8</b> - Esquema dos ensaios e materiais utilizados (medidas em cm). ....	68
<b>Figura 2.9</b> - Modo de ruptura da verga. ....	69
<b>Figura 2.10</b> - Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras para as três vigas. ....	70
<b>Figura 2.11</b> - Representação das juntas verticais e horizontais e orientação de aplicação de carga em prismas (compressão normal e paralela às juntas de assentamento).....	74
<b>Figura 2.12</b> - Seções transversais das vigas com as paredes transversais dos blocos parcialmente removidas. ....	77
<b>Figura 2.13</b> - Ensaios de prismas: (a) efeito da interrupção do graute na zona comprimida e (b) efeito da direção de aplicação de carga na resistência à compressão.....	78
<b>Figura 2.14</b> - Seção no estado limite último.....	81
<b>Figura 2.15</b> - Diagrama momento-curvatura para vigas em alvenaria.....	82
<b>Figura 2.16</b> - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.....	83
<b>Figura 2.17</b> - Diagrama de tensões e deformações no Estádio III.....	83
<b>Figura 2.18</b> - Seção retangular com armadura dupla. ....	87
<b>Figura 2.19</b> - Relação entre a posição da linha neutra ( $x$ ) e a altura útil ( $d$ ).....	88
<b>Figura 2.20</b> - Esforços internos em uma viga fissurada sem estribos. ....	95
<b>Figura 2.21</b> - Esforços internos em uma viga fissurada com estribos. ....	98
<b>Figura 2.22</b> - Distribuição dos esforços de cisalhamento em vigas com estribos.....	99

<b>Figura 2.23</b> - Modos de ruptura nas vigas sem estribos ou com armaduras ineficientes.....	101
<b>Figura 2.24</b> - Modos de ruptura nas vigas com armaduras transversais efetivas. .	103
<b>Figura 2.25</b> - Dispersão de ações verticais na alvenaria. ....	105
<b>Figura 3.1</b> - Análise dimensional dos blocos.....	113
<b>Figura 3.2</b> - Ensaio de absorção de água e área líquida. ....	113
<b>Figura 3.3</b> - Etapas da execução do capeamento com argamassa. ....	115
<b>Figura 3.4</b> - Direção de aplicação de carga nas unidades (blocos, meio blocos e canaletas) e o aparato de ensaio utilizado.....	116
<b>Figura 3.5</b> - Ensaio de resistência à compressão normal: (a) blocos e (b) meio blocos. ....	117
<b>Figura 3.6</b> - Ruptura típica das unidades: (a) blocos e (b) meio blocos. ....	120
<b>Figura 3.7</b> - Ensaio das canaletas com compressão normal: (a) canaleta íntegra e (b) modo de ruptura típico.....	122
<b>Figura 3.8</b> - Ensaio de resistência à compressão paralela das unidades: (a) blocos e (b) meio blocos. ....	123
<b>Figura 3.9</b> - Modo de ruptura das unidades com compressão paralela: (a) bloco e (b) meio bloco. ....	125
<b>Figura 3.10</b> - Encurvamento das unidades devido às imperfeições nas superfícies capeadas. ....	126
<b>Figura 3.11</b> - Comportamento das canaletas comprimidas paralelamente às juntas: (a) canaleta íntegra e (b) canaleta com fissuração vertical típica. ....	128
<b>Figura 3.12</b> - Determinação do índice de consistência. ....	131
<b>Figura 3.13</b> - Corpos de prova de argamassa: (a) cilíndricos e (b) cúbicos.....	132
<b>Figura 3.14</b> - Caracterização mecânica da argamassa: (a) compressão uniaxial dos cilindros, (b) compressão diametral e (c) compressão uniaxial dos corpos de prova cúbicos.....	133
<b>Figura 3.15</b> - Modos de ruptura da argamassa: (a) corpos de prova cilíndricos, (b) corpos de prova cúbicos e (c) corpos de prova cilíndricos rompidos por compressão diametral.....	136
<b>Figura 3.16</b> - Preparo do graute: (a) materiais utilizados, (b) misturador mecânico e (c) ensaio de abatimento. ....	137

<b>Figura 3.17</b> - Caracterização mecânica do graute: (a) compressão axial, (b) dispositivo auxiliar para o posicionamento do corpo de prova na máquina de ensaios e (c) compressão diametral. ....	138
<b>Figura 3.18</b> - Configuração dos prismas e direção de aplicação da carga. ....	141
<b>Figura 3.19</b> - Construção dos prismas com aplicação de carregamento normal à fiada: (a) argamassamento total, (b) verificação do nível e do prumo e (c) verificação da espessura da junta. ....	142
<b>Figura 3.20</b> - Aspecto final dos prismas com as superfícies capeadas: (a) prismas ocos e (b) prismas grauteados. ....	142
<b>Figura 3.21</b> - Etapas de construção dos prismas com aplicação de carregamento paralelamente à fiada: (a) aparato auxiliar, (b) posicionamento e nivelamento da primeira fiada de blocos, (c) verificação do nível e (d) verificação do prumo. ....	143
<b>Figura 3.22</b> - Grauteamento dos prismas. ....	144
<b>Figura 3.23</b> - Configuração do ensaio dos prismas com compressão normal e paralela à junta. ....	146
<b>Figura 3.24</b> - Modos de ruptura dos prismas ocos com compressão normal à junta: (a) fissuração vertical, (b) fissuração cônica-cisalhada e (c) fendilhamento da parede do bloco. ....	150
<b>Figura 3.25</b> - Modos de ruptura dos prismas grauteados com compressão normal à junta: (a) fissuração vertical, (b) fissuração cônica-cisalhada e (c) desprendimento da parede do bloco. ....	151
<b>Figura 3.26</b> - Modos de ruptura dos prismas ocos: (a) fissuração vertical, (b) ruptura das paredes transversais e (c) desprendimento da parede longitudinal do bloco. ...	155
<b>Figura 3.27</b> - Modos de ruptura dos prismas grauteados: (a) fissuração vertical e (b) desprendimento do graute no interior dos furos. ....	156
<b>Figura 4.1</b> - Medidas dos modelos da Série 1, Série 2 e Série 3 (medidas em cm). ....	160
<b>Figura 4.2</b> - Etapas da construção dos modelos. ....	161
<b>Figura 4.3</b> - Assentamento dos blocos: (a) verificação da horizontalidade superior (nível) e (b) colocação de argamassa na lateral da unidade que comporá a junta vertical. ....	162
<b>Figura 4.4</b> - Preparo e controle do graute: (a) materiais utilizados, (b) misturador mecânico de eixo vertical e (c) moldagem dos corpos de prova. ....	163
<b>Figura 4.5</b> - Aspecto final das vigas com a "pintura" de cal. ....	163

<b>Figura 4.6</b> - Detalhamento das vigas da Série 1: (a) armadura longitudinal igual a 10 mm e (b) armadura longitudinal igual a 16 mm (medidas em cm). .....	170
<b>Figura 4.7</b> - Detalhamento das vigas da Série 2 (medidas em cm). .....	170
<b>Figura 4.8</b> - Detalhamento das vigas da Série 3 (medidas em cm). .....	171
<b>Figura 4.9</b> - Ensaio de tração do aço. ....	172
<b>Figura 4.10</b> - Instrumentação das barras. ....	176
<b>Figura 4.11</b> - Configuração geral dos ensaios. ....	177
<b>Figura 4.12</b> - Aparato usado para evitar a perda de estabilidade dos modelos da Série 2 e Série 3. ....	178
<b>Figura 4.13</b> - Sistema de aquisição de dados. ....	178
<b>Figura 4.14</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B. ....	183
<b>Figura 4.15</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B. ....	183
<b>Figura 4.16</b> - Região de ruptura da V1 $\phi$ 10-1B. ....	184
<b>Figura 4.17</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B. ....	186
<b>Figura 4.18</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B. ....	187
<b>Figura 4.19</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B. ....	190
<b>Figura 4.20</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B. ....	190
<b>Figura 4.21</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B. ....	192
<b>Figura 4.22</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B. ....	193
<b>Figura 4.23</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B. ....	196
<b>Figura 4.24</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B. ....	197

<b>Figura 4.25</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B.....	200
<b>Figura 4.26</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B.....	200
<b>Figura 4.27</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B. ....	203
<b>Figura 4.28</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B.....	204
<b>Figura 4.29</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B. ....	207
<b>Figura 4.30</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B.....	207
<b>Figura 4.31</b> - Deslocamento na V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A após o estágio de descarregamento. ....	207
<b>Figura 4.32</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C.....	212
<b>Figura 4.33</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C. ....	213
<b>Figura 4.34</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C.....	215
<b>Figura 4.35</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C. ....	215
<b>Figura 4.36</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C.....	220
<b>Figura 4.37</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C. ....	221
<b>Figura 4.38</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.....	223

<b>Figura 4.39</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.....	224
<b>Figura 4.40</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C. ....	228
<b>Figura 4.41</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-1,72B e (b) V32 $\phi$ 20-1,72C. ....	229
<b>Figura 4.42</b> - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C. ....	232
<b>Figura 4.43</b> - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C. ....	233
<b>Figura 5.1</b> - Estratégias de modelagem de estruturas em alvenaria: (a) exemplar da alvenaria (b) micromodelagem detalhada (c) micromodelagem simplificada (d) macromodelagem. ....	249
<b>Figura 5.2</b> - Elemento finito CQ16M usado na discretização das unidades. ....	250
<b>Figura 5.3</b> - Elemento finito CL12I usado na discretização das juntas e dos planos potenciais de fissuração. ....	250
<b>Figura 5.4</b> - Barra de armadura ( <i>bar reinforcement</i> ) em estado plano de tensões. ....	251
<b>Figura 5.5</b> - Comportamento do material definido pelo modelo de Deformação Total. ....	251
<b>Figura 5.6</b> - Modelo de interface bidimensional. ....	253
<b>Figura 5.7</b> - Condição de contorno e de imposição de deslocamento aos modelos. ....	255
<b>Figura 5.8</b> - Rede de elementos finitos do Modelo 1: (a) geometria do modelo e (b) armadura longitudinal. ....	259
<b>Figura 5.9</b> - Rede de elementos finitos do Modelo 2: (a) geometria do modelo e (b) armaduras. ....	260
<b>Figura 5.10</b> - Rede de elementos finitos do Modelo 3: (a) geometria do modelo e (b) armaduras. ....	262
<b>Figura 5.11</b> - Distribuição de tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal $\phi=10$ mm. ....	266

<b>Figura 5.12</b> - Distribuição de tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ) referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal $\phi=10$ mm. ....	267
<b>Figura 5.13</b> - Tensões normais na armadura referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal $\phi=10$ mm. ....	267
<b>Figura 5.14</b> - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 1 com armadura longitudinal $\phi=10$ mm. ....	268
<b>Figura 5.15</b> - Distribuição de tensões referente à força última do Modelo 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) e (b) tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ). ....	272
<b>Figura 5.16</b> - Tensões normais nas armaduras do Modelo 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) passo referente à força última e (b) último passo de carga. ....	273
<b>Figura 5.17</b> - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm. ....	274
<b>Figura 5.18</b> - Distribuição de tensões do Modelo 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) e (b) tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ). ....	278
<b>Figura 5.19</b> - Tensões normais nas armaduras referente à força última do Modelo 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	279
Figura 5.20 - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	279
<b>Figura B.1</b> - Posicionamento dos transdutores de deslocamentos na alvenaria. ...	319



## LISTA DE TABELAS

---

<b>Tabela 2.1</b> - Cargas de ruptura das vigas em concreto armado e vigas de tijolos armadas (série 1). .....	52
<b>Tabela 2.2</b> - Resultados do programa experimental. ....	65
<b>Tabela 2.3</b> - Valores característicos da resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ ). .....	79
<b>Tabela 2.4</b> - Valores característicos da resistência ao cisalhamento - $f_{vk}$ (MPa). ....	90
<b>Tabela 2.5</b> - Valores para a aderência inicial ( $\tau_0$ ) e o coeficiente de atrito ( $\mu$ ). .....	90
<b>Tabela 3.1</b> - Descrição dos ensaios realizados.....	109
<b>Tabela 3.2</b> - Características das unidades.....	110
<b>Tabela 3.3</b> - Tamanho da amostra dos ensaios.....	110
<b>Tabela 3.4</b> - Dimensões reais das unidades. ....	111
<b>Tabela 3.5</b> - Resultados da espessura das paredes longitudinais e transversais, dimensões dos furos e raio das mísulas. ....	112
<b>Tabela 3.6</b> - Resultados da área bruta, área líquida e absorção de água do bloco e meio bloco. ....	114
<b>Tabela 3.7</b> - Resistência à compressão normal e módulo de elasticidade dos blocos e meio blocos. ....	118
<b>Tabela 3.8</b> - Resistência à compressão normal e módulo de elasticidade das canaletas. ....	121
<b>Tabela 3.9</b> - Resistência à compressão paralela e módulo de elasticidade dos blocos e meio blocos. ....	124
<b>Tabela 3.10</b> - Resistência à compressão paralela e módulo de elasticidade das canaletas. ....	126
<b>Tabela 3.11</b> - Resultados da caracterização dos agregados. ....	129
<b>Tabela 3.12</b> - Propriedades dos aglomerantes. ....	130
<b>Tabela 3.13</b> - Especificações do traço de argamassa. ....	131
<b>Tabela 3.14</b> - Resistência à compressão e à tração da argamassa. ....	133
<b>Tabela 3.15</b> - Especificações do traço do graute. ....	137
<b>Tabela 3.16</b> - Resistência à compressão e tração do graute. ....	139
<b>Tabela 3.17</b> - Resistência à compressão normal dos prismas ociosos e grauteados. ....	147
<b>Tabela 3.18</b> - Relações para determinação do módulo de elasticidade da alvenaria ( $E_{alv}$ ). ....	148

<b>Tabela 3.19</b> - Resistência à compressão paralela dos prismas ocos e grauteados.....	152
<b>Tabela 4.1</b> - Propriedades mecânicas dos materiais utilizados no dimensionamento. ....	164
<b>Tabela 4.2</b> - Dimensionamento das vigas da Série 1. ....	166
<b>Tabela 4.3</b> - Dimensionamento das vigas da Série 2. ....	167
<b>Tabela 4.4</b> - Dimensionamento das vigas da Série 3. ....	168
<b>Tabela 4.5</b> - Propriedades mecânicas dos fios de aço (4,2 e 5,0 mm).....	173
<b>Tabela 4.6</b> - Propriedades mecânicas das barras de aço (10, 16 e 20 mm). ....	174
<b>Tabela 4.7</b> - Resultados das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm.....	182
<b>Tabela 4.8</b> - Resultados das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm.....	186
<b>Tabela 4.9</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos. ....	189
<b>Tabela 4.10</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	194
<b>Tabela 4.11</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	197
<b>Tabela 4.12</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos. ....	201
<b>Tabela 4.13</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	202
<b>Tabela 4.14</b> - Resultados das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	206
<b>Tabela 4.15</b> - Resultados do controle de resistência do graute das vigas da Série 3. ....	210
<b>Tabela 4.16</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos. ....	212
<b>Tabela 4.17</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	214
<b>Tabela 4.18</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	218
<b>Tabela 4.19</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos. ....	222
<b>Tabela 4.20</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	226

<b>Tabela 4.21</b> - Resultados das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	231
<b>Tabela 4.22</b> - Resultados dos ensaios e comparação dos resultados teóricos e experimentais. ....	238
<b>Tabela 4.23</b> - Forças correspondentes à fissuração por flexão. ....	241
<b>Tabela 4.24</b> - Forças correspondentes à fissuração por cisalhamento e os tipos de ruína. ....	244
<b>Tabela 5.1</b> - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo da alvenaria. ....	252
<b>Tabela 5.2</b> - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo das interfaces. ....	253
<b>Tabela 5.3</b> - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo das armaduras. ....	254
<b>Tabela 5.4</b> - Propriedades mecânicas das chapas de distribuição e dos apoios. ....	257
<b>Tabela 5.5</b> - Propriedades mecânicas do Modelo 1. ....	258
<b>Tabela 5.6</b> - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 1. ....	258
<b>Tabela 5.7</b> - Propriedades mecânicas das armaduras do Modelo 1. ....	258
<b>Tabela 5.8</b> - Propriedades mecânicas do Modelo 2. ....	261
<b>Tabela 5.9</b> - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 2. ....	261
<b>Tabela 5.10</b> - Propriedades mecânicas das armaduras dos Modelos 2 e 3. ....	261
<b>Tabela 5.11</b> - Propriedades mecânicas do Modelo 3. ....	263
<b>Tabela 5.12</b> - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 3. ....	264
<b>Tabela 5.13</b> - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais. ....	282
<b>Tabela A.1</b> - Valores críticos ( $Z_c$ ). ....	300
<b>Tabela A.2</b> - Resultados dos blocos submetidos à compressão normal. ....	301
<b>Tabela A.3</b> - Resultados dos meio blocos submetidos à compressão normal. ....	302
<b>Tabela A.4</b> - Resultados das canaletas submetidas à compressão normal. ....	303
<b>Tabela A.5</b> - Resultados dos blocos submetidos à compressão paralela. ....	304
<b>Tabela A.6</b> - Resultados dos meio blocos submetidos à compressão paralela. ....	305
<b>Tabela A.7</b> - Resultados das canaletas submetidas à compressão paralela. ....	305
<b>Tabela A.8</b> - Resultados da argamassa (corpos de prova cilíndricos). ....	306
<b>Tabela A.9</b> - Resultados da argamassa (corpos de prova cúbicos). ....	307
<b>Tabela A.10</b> - Resultados do graute. ....	308
<b>Tabela A.11</b> - Resultados dos prismas ociosos submetidos à compressão normal. ....	309

<b>Tabela A.12</b> - Resultados dos prismas grauteados submetidos à compressão normal.....	310
<b>Tabela A.13</b> - Resultados dos prismas ocos submetidos à compressão paralela..	311
<b>Tabela A.14</b> - Resultados dos prismas grauteados submetidos à compressão paralela.....	312
<b>Tabela A.15</b> - Resultados dos fios de 4,2 mm.....	313
<b>Tabela A.16</b> - Resultados dos fios de 5,0 mm.....	314
<b>Tabela A.17</b> - Resultados das barras de 10,0 mm.....	315
<b>Tabela A.18</b> - Resultados das barras de 16,0 mm.....	316
<b>Tabela A.19</b> - Resultados das barras de 20,0 mm.....	317

## LISTA DE GRÁFICOS

---

<b>Gráfico 2.1</b> - Esforços solicitantes resistidos pelas vigas de tijolos em função da relação $L/h$ : (a) momento fletor e (b) tensão de cisalhamento. ....	53
<b>Gráfico 2.2</b> - Tensão de cisalhamento de vigas em alvenaria de blocos de concreto em função da relação $a/d$ e do material de preenchimento: (a) graute de alto abatimento e (b) argamassa de alto abatimento. ....	55
<b>Gráfico 2.3</b> - Tensão de cisalhamento de vigas em alvenaria de blocos de concreto em função da relação $a/d$ , o material de preenchimento e o espaçamento das juntas verticais: (a) graute de alto abatimento e (b) argamassa de alto abatimento. ....	56
<b>Gráfico 2.4</b> - Força $x$ deslocamento das vigas para os três níveis de interrupção do graute na zona comprimida. ....	65
<b>Gráfico 2.5</b> - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos sem os coeficientes de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ ): (a) momento fletor e (b) tensão de cisalhamento. ....	71
<b>Gráfico 3.1</b> - Tensão $x$ deformação axial das unidades com compressão em direção normal às juntas horizontais de assentamento: (a) blocos e (b) meio blocos. ....	119
<b>Gráfico 3.2</b> - Tensão $x$ deformação axial das canaletas com compressão em direção normal às juntas horizontais de assentamento. ....	122
<b>Gráfico 3.3</b> - Tensão $x$ deformação axial das unidades com compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento: (a) blocos e (b) meio blocos. ....	125
<b>Gráfico 3.4</b> - Tensão $x$ deformação axial das canaletas com compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento. ....	127
<b>Gráfico 3.5</b> - Composição granulométrica dos agregados: (a) areia e (b) brita. ....	129
<b>Gráfico 3.6</b> - Tensão $x$ deformação axial da argamassa obtida a partir de corpos de prova cilíndricos. ....	135
<b>Gráfico 3.7</b> - Tensão $x$ deformação axial do graute. ....	140
<b>Gráfico 3.8</b> - Tensão $x$ deformação axial dos prismas com compressão normal: (a) prismas ocos e (b) prismas grauteados. ....	149
<b>Gráfico 3.9</b> - Tensão $x$ deformação axial de prismas ocos e grauteados comprimidos em direção normal e paralela à junta de assentamento. ....	154
<b>Gráfico 3.10</b> - Tensão $x$ deformação axial dos prismas com compressão paralela: (a) prismas ocos e (b) prismas grauteados. ....	155

<b>Gráfico 4.1</b> - Tensão $\times$ deformação específica dos fios de aço: (a) 4,2 mm e (b) 5,0 mm.....	172
<b>Gráfico 4.2</b> - Tensão $\times$ deformação específica das barras de aço: (a) 10 (b) 16 e (c) 20 mm.....	174
<b>Gráfico 4.3</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm. ....	181
<b>Gráfico 4.4</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm. ....	182
<b>Gráfico 4.5</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm. ....	184
<b>Gráfico 4.6</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm. ....	185
<b>Gráfico 4.7</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos. ....	188
<b>Gráfico 4.8</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos. ....	189
<b>Gráfico 4.9</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	191
<b>Gráfico 4.10</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm. ....	192
<b>Gráfico 4.11</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	195
<b>Gráfico 4.12</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	195
<b>Gráfico 4.13</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos. ....	198
<b>Gráfico 4.14</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos. ....	199
<b>Gráfico 4.15</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	202
<b>Gráfico 4.16</b> - Tensão de cisalhamento $\times$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm. ....	204
<b>Gráfico 4.17</b> - Força $\times$ deslocamento das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	205

<b>Gráfico 4.18</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	209
<b>Gráfico 4.19</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos.....	211
<b>Gráfico 4.20</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos.....	211
<b>Gráfico 4.21</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm. ....	213
<b>Gráfico 4.22</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	216
<b>Gráfico 4.23</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	218
<b>Gráfico 4.24</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	219
<b>Gráfico 4.25</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos.....	221
<b>Gráfico 4.26</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos.....	225
<b>Gráfico 4.27</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm. ....	226
<b>Gráfico 4.28</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.....	227
<b>Gráfico 4.29</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm. ....	230
<b>Gráfico 4.30</b> - Tensão de cisalhamento $x$ deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.....	231
<b>Gráfico 4.31</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 1 ( $a/d=1$ ).....	234
<b>Gráfico 4.32</b> - Tensão de cisalhamento $x$ taxa geométrica da armadura longitudinal. ....	234
<b>Gráfico 4.33</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 2: (a) $a/d=0,77$ e (b) $a/d=1,72$ .....	236
<b>Gráfico 4.34</b> - Força $x$ deslocamento das vigas da Série 3: (a) $a/d=0,77$ e (b) $a/d=1,72$ .....	236

<b>Gráfico 4.35</b> - Influência da taxa de armadura transversal e da relação $a/d$ no comportamento das vigas: (a) Série 2 e (b) Série 3. ....	239
<b>Gráfico 5.1</b> - Comparação entre as vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=10$ mm e o Modelo 1: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	265
<b>Gráfico 5.2</b> - Comparação entre as vigas da Série 1 com armaduras longitudinais $\phi=16$ mm e o Modelo 1: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	265
<b>Gráfico 5.3</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e sem estribos e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	269
<b>Gráfico 5.4</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	269
<b>Gráfico 5.5</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	270
<b>Gráfico 5.6</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e sem estribos e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	270
<b>Gráfico 5.7</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	271
<b>Gráfico 5.8</b> - Comparação entre as vigas da Série 2 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 2: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	271
<b>Gráfico 5.9</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e sem estribos e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	275
<b>Gráfico 5.10</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	275
<b>Gráfico 5.11</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=0,77$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	276
<b>Gráfico 5.12</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e sem estribos e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última. ....	276

<b>Gráfico 5.13</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última.....	277
<b>Gráfico 5.14</b> - Comparação entre as vigas da Série 3 com $a/d=1,72$ e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 3: (a) força $x$ deslocamento e (b) força última.....	277
<b>Gráfico B.1</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 1: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B. ....	320
<b>Gráfico B.2</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 1: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B. ....	320
<b>Gráfico B.3</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B. ....	321
<b>Gráfico B.4</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B. ....	321
<b>Gráfico B.5</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B. ....	322
<b>Gráfico B.6</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B. ....	322
<b>Gráfico B.7</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B. ....	323
<b>Gráfico B.8</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B. ....	323
<b>Gráfico B.9</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C. ....	324
<b>Gráfico B.10</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C.....	325
<b>Gráfico B.11</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C.....	326
<b>Gráfico B.12</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.....	327
<b>Gráfico B.13</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C.....	328
<b>Gráfico B.14</b> - Força $x$ deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C.....	329



# SUMÁRIO

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>41</b>
1.1	Objetivos .....	43
1.2	Justificativas .....	44
1.3	Metodologia .....	45
1.4	Organização da tese .....	46
<b>2</b>	<b>ESTUDOS SOBRE VIGAS EM ALVENARIA.....</b>	<b>49</b>
2.1	Estado da arte .....	50
2.2	Efeito da direção de aplicação do carregamento na resistência à compressão ..	72
2.3	Comportamento à flexão .....	79
2.3.1	Alvenaria não armada .....	82
2.3.2	Seções retangulares com armadura simples .....	83
2.3.3	Seções retangulares com armadura dupla.....	87
2.4	Comportamento ao cisalhamento.....	89
2.4.1	Comportamento resistente das vigas .....	93
2.4.1.1	Vigas sem armadura transversal .....	94
2.4.1.2	Vigas com armadura transversal.....	97
2.4.2	Modos de ruptura .....	99
2.4.2.1	Modos de ruptura nas vigas sem armadura transversal.....	100
2.4.2.2	Modos de ruptura nas vigas com armadura transversal.....	101
2.5	Disposições gerais de dimensionamento e construtivas .....	104
2.6	Comentários finais.....	107
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL I: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....</b>	<b>109</b>
3.1	Caracterização das unidades .....	110
3.1.1	Análise dimensional e física .....	111
3.1.2	Análise mecânica .....	115

3.1.2.1	Compressão normal das unidades .....	117
3.1.2.2	Compressão paralela das unidades.....	122
3.2	Caracterização dos agregados .....	128
3.3	Caracterização da argamassa e do graute .....	129
3.3.1	Análise mecânica da argamassa .....	130
3.3.2	Análise mecânica do graute.....	136
3.4	Caracterização da alvenaria .....	140
3.4.1	Construção dos prismas .....	140
3.4.2	Análise mecânica dos prismas .....	144
3.4.2.1	Prismas com compressão normal à junta.....	146
3.4.2.2	Prismas com compressão paralela à junta .....	151
3.5	Comentários finais .....	156
<b>4</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL II: ENSAIOS DAS VIGAS .....</b>	<b>159</b>
4.1	Geometria e construção das vigas .....	159
4.2	Dimensionamento e detalhes dos modelos .....	164
4.3	Caracterização do aço .....	171
4.4	Configuração do ensaio .....	175
4.5	Resultados e considerações gerais .....	179
4.5.1	Resultados da Série 1.....	180
4.5.1.1	V1 $\phi$ 10-1A e V1 $\phi$ 10-1B .....	180
4.5.1.2	V1 $\phi$ 16-1A e V1 $\phi$ 16-1B .....	184
4.5.2	Resultados da Série 2.....	187
4.5.2.1	V2 $\phi$ 20-0,77A e V2 $\phi$ 20-0,77B .....	188
4.5.2.2	V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B .....	191
4.5.2.3	V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B .....	194
4.5.2.4	V2 $\phi$ 20-1,72A e V2 $\phi$ 20-1,72B .....	197
4.5.2.5	V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B .....	201

4.5.2.6 V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B.....	205
4.5.3 Resultados da Série 3 .....	209
4.5.3.1 V32 $\phi$ 20-0,77A, V32 $\phi$ 20-0,77B e V32 $\phi$ 20-0,77C.....	210
4.5.3.2 V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C .....	213
4.5.3.3 V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C .....	217
4.5.3.4 V32 $\phi$ 20-1,72A, V32 $\phi$ 20-1,72B e V32 $\phi$ 20-1,72C.....	221
4.5.3.5 V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C .....	225
4.5.3.6 V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C .....	229
4.6 Comentários finais.....	233
<b>5 MODELAGEM NUMÉRICA.....</b>	<b>247</b>
5.1 Estratégias de modelagem das alvenarias.....	248
5.2 Elementos finitos e malha .....	249
5.3 Modelos constitutivos .....	251
5.4 Condições de contorno.....	254
5.5 Descrição dos modelos .....	255
5.5.1 Modelo 1.....	257
5.5.2 Modelo 2.....	259
5.5.3 Modelo 3.....	262
5.6 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	264
5.6.1 Série 1 e Modelo 1 .....	264
5.6.2 Série 2 e Modelo 2 .....	268
5.6.3 Série 3 e Modelo 3 .....	274
5.7 Comentários finais.....	280
<b>6 CONCLUSÕES.....</b>	<b>283</b>
6.1 Ensaios de caracterização .....	283
6.2 Ensaios das vigas .....	285
6.3 Modelagem numérica.....	287

6.4 Sugestões para trabalhos futuros .....	288
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>291</b>
<b>APÊNDICE A - TESTE DE VALOR EXTREMO .....</b>	<b>299</b>
<b>APÊNDICE B - RESULTADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL II .....</b>	<b>319</b>

# 1 INTRODUÇÃO

---

A alvenaria constitui em uma das mais antigas soluções estruturais usadas pelo homem. Surgiu com as primeiras civilizações por volta dos anos 9000 a 7000 a.C como uma técnica de construção, fazendo o uso de pedras, tijolos de barro e algum material ligante na interface (LOURENÇO, 2002).

Obras marcantes como as pirâmides de Guizé, o farol de Alexandria, a grande muralha da China, a construção de castelos na Idade Média e as catedrais góticas são exemplos da durabilidade, versatilidade e exploração intensa da alvenaria como estrutura. Até o auge da construção dos edifícios metálicos na metade do século XIX e do uso do concreto armado para aplicações mais significativas no final desse mesmo século a alvenaria predominou como material estrutural.

Todavia o uso veemente da alvenaria na estruturação das construções, as obras desse período, como também as feitas até aproximadamente 1950, foram concebidas por meio da aplicação de regras empíricas que se destinavam a definir a espessura adequada das paredes. Uma regra prática de dimensionamento consistia em admitir que a espessura mínima de uma parede de tijolos maciços para uma edificação de um pavimento fosse de 30 cm, acrescentando-se 10 cm para cada andar adicional (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, 1990).

O emprego de especificações dessa natureza resultava em paredes excessivamente espessas, o que levava ao desperdício de espaço, material e tempo de construção (HENDRY; SINHA; DAVIES, 2004).

Um exemplo de construção massiva em alvenaria é o edifício *Monadnock Building* em Chicago, nos Estados Unidos. Construído no final do século XIX em alvenaria não armada de tijolos cerâmicos e com 16 pavimentos, paredes com 1,80 m de largura foram construídas em sua base para garantir a estabilidade à ação do vento. Acredita-se que se fossem empregadas técnicas modernas de projeto e

construção suas paredes teriam 30 cm ou menos de largura (SCHNEIDER; DICKEY, 1994).

À época, a estabilidade de construções mais altas, a exemplo do edifício *Monadnock*, era garantida através do alargamento da base das estruturas, do peso dos pavimentos e das pesadas paredes, que evitavam a ocorrência de tensões de tração originadas por ações laterais e eventuais excentricidades de carregamentos.

Essa realidade fez com que as obras em alvenaria fossem preteridas na estruturação de edificações de múltiplos andares, já que nessa época o aço e o concreto armado, respaldados por diretrizes de dimensionamento, possibilitavam a construção de estruturas mais altas, esbeltas e com maiores vãos. Mesmo assim, frequentemente a alvenaria era usada para o preenchimento dos pórticos.

Somente no início do século XX, entre as décadas de 1920 e 1940, que a alvenaria passou a ser estudada na Europa e nos Estados Unidos com base em princípios científicos e experimentação em laboratórios (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, 1990). O resultado dessas experiências, bem como a incorporação das práticas que efetivamente tiveram êxito, possibilitou a elaboração dos primeiros códigos de dimensionamento que, embora limitados na sua abrangência, tornou possível o cálculo da espessura e da resistência necessárias para as paredes.

Nessa mesma época, nos Estados Unidos, Hugo Filippi conduziu as primeiras investigações a respeito do comportamento de vigas em alvenaria armada submetidas à condições variadas de carregamento. Posteriormente, suas descobertas foram publicadas em um manual de engenharia e seus estudos continuados por L. J. Mensch, que realizou importantes ensaios em vigas de tijolos com armaduras inseridas nas juntas de argamassa (SCHNEIDER; DICKEY, 1994).

Durante esse período, o desenvolvimento e o uso da alvenaria armada de tijolos estavam em seus primeiros estágios nos Estados Unidos. O emprego do graute, feito através do preenchimento da cavidade entre dois planos de parede, marcou o início do seu uso na construção. Até então, toda a armadura era alojada nas juntas de argamassa.

Apesar do aumento da capacidade resistente proporcionado pelo uso de armaduras, a construção de vigas em alvenaria estrutural está normalmente limitada a pequenos vãos, como no caso das vergas. Nos vãos maiores, em sua grande parte, as vigas são executadas em concreto armado ou aço e se destinam a resistir o carregamento da alvenaria acima das aberturas.

A principal razão para essa relutância por parte dos engenheiros, segundo Khalaf, Glanville e El Shahawi (1983), está na falta de informações sobre o comportamento de vigas em alvenaria, o que reforça a necessidade de novos estudos.

## 1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho consiste na análise do comportamento ao cisalhamento de vigas em alvenaria estrutural de blocos de concreto por meio de ensaios e modelagem computacional.

Como objetivos específicos têm-se:

- Contribuir com o estado de conhecimento de vigas em alvenaria estrutural, principalmente o comportamento ao cisalhamento, tendo em vista ser esse um tema de poucos estudos;
- Comparar a força última das vigas do programa experimental com a obtida no dimensionamento feito segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 - Alvenaria estrutural: blocos de concreto - projeto;
- Caracterizar as formas de ruptura das vigas do programa experimental;
- Definir um modelo numérico capaz de representar o comportamento das vigas ensaiadas;
- Determinar a resistência à compressão das unidades e prismas quando a resultante de compressão ocorre em direção paralela às juntas horizontais e também qual a sua relação com os resultados obtidos em direção normal à junta.

## 1.2 Justificativas

Particularmente no Brasil, o interesse pelo sistema construtivo em alvenaria estrutural tem apresentado importante crescimento devido à implementação de políticas públicas habitacionais e as vantagens que o sistema proporciona, como a redução de desperdícios de materiais e mão de obra, a diminuição do número de especialidades nos canteiros e também a economia no uso de formas. Outro aspecto, talvez o de maior destaque, é o custo competitivo em comparação aos sistemas construtivos convencionais como concreto armado e aço.

É oportuno ressaltar que esse panorama está diretamente associado ao avanço e a disseminação do conhecimento, situação bem diferente da vivenciada em anos anteriores em que, para se projetar em alvenaria estrutural era necessário recorrer à normas internacionais, as quais, muitas vezes, se mostravam incompatíveis com as características próprias deste país.

Em contraposição a esse avanço observa-se que muitas dessas iniciativas se concentram na investigação do comportamento mecânico de componentes (blocos) e de elementos (prismas), sendo poucos os trabalhos com estruturas maiores, a exemplo das vigas.

Tal circunstância é compreensível, pois ensaios de elementos maiores são mais dispendiosos e demandam estruturas, equipamentos e instrumentações mais complexos, os quais estão disponíveis em poucos laboratórios. Contudo, é de fundamental importância que esse tipo de estudo também seja realizado, pois somente assim é possível representar o comportamento desses elementos na sua totalidade.

Dentre os aspectos que necessitam de mais estudos, especificamente os apresentados na normalização brasileira de dimensionamento de estruturas em alvenaria estrutural, ABNT NBR 15961-1:2011 - Alvenaria estrutural: blocos de concreto - projeto, estão a limitação da resistência ao escoamento do aço em 50% do seu valor real e a aplicação do coeficiente de correção da resistência característica ao

cisalhamento -  $\gamma_{\text{cis}} = \left[ 2,5 - 0,25 \cdot \left( \frac{M_{\text{máx}}}{V_{\text{máx}} \cdot d} \right) \right]$  - empregado no cálculo de vigas biapoiadas

ou em balanço.

Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) afirmam que essa imposição de se limitar a resistência ao escoamento, não encontrada em normas internacionais que se baseiam nos estados limites, foi adotada pela normalização brasileira devido ao reduzido número de pesquisas sobre vigas em alvenaria e sobre a condição de aderência entre o graute e os blocos.

De modo análogo, Haach, Vasconcelos e Lourenço (2011) citam a limitada quantidade de pesquisas experimentais e numéricas sobre a caracterização dos mecanismos resistentes de vigas em alvenaria submetidas ao cisalhamento e à flexão no plano.

Esse cenário deixa claro a necessidade de estudos que possam contribuir para o melhor entendimento do comportamento de vigas em alvenaria estrutural.

### 1.3 Metodologia

A metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho consistiu de três etapas: **(a) planejamento**, **(b) programa experimental** e **(c) modelagem computacional**.

#### **(a) Planejamento**

Esta fase inicial do estudo compreendeu o seu planejamento e a realização de uma ampla revisão bibliográfica, a qual foi feita a partir da consulta de dissertações, teses, artigos, livros, normas e também no acervo eletrônico de revistas nacionais e internacionais da área.

### **(b) Programa experimental**

Posteriormente a esses estudos e o planejamento do programa experimental deu-se início aos ensaios, os quais foram divididos em duas etapas distintas:

A primeira etapa consistiu na caracterização dos componentes e elementos da alvenaria estrutural com a finalidade de se determinar suas propriedades resistentes e de deformação: ensaios de compressão uniaxial de blocos, meio blocos, canaletas, argamassa, graute e prismas compostos por duas fiadas. Tendo em vista a necessidade de se conhecer a resistência à compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento também foram realizados ensaios das unidades e elementos nessa direção.

Na segunda etapa foram feitos ensaios de vigas de três diferentes geometrias, com uma, duas e três fiadas de altura, submetidas a carregamentos estáticos até o esgotamento da capacidade resistente (ruína). Além desse estudo, foi realizada a caracterização de barras e fios de aço submetidos à tração uniaxial e o ensaio de três modelos piloto com o objetivo de definir o esquema de ensaio.

### **(c) Modelagem computacional**

Esta terceira e última etapa consistiu na modelagem computacional das vigas analisadas no programa experimental por meio do pacote computacional Fx+DIANA®.

## **1.4 Organização da tese**

Neste capítulo inicial é apresentada a introdução, seguindo-se dos objetivos, justificativas e a metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho.

O estado da arte de vigas em alvenaria é apresentado no capítulo dois. São abordadas as variáveis intervenientes no comportamento estrutural desses elementos além de aspectos como o efeito da direção de aplicação de carga e da interrupção do graute na resistência à compressão da alvenaria, o comportamento à flexão e ao

cisalhamento, e o dimensionamento de vigas em alvenaria conforme as prescrições da ABNT NBR 15961-1:2011.

No terceiro capítulo são apresentados e discutidos os resultados da primeira etapa do programa experimental, a qual foi constituída pelos ensaios de caracterização das unidades e do tratamento da alvenaria como material compósito (ensaio de prismas). Apresentam-se ainda as análises granulométricas dos agregados, o controle da argamassa e do graute, e os procedimentos adotados na construção dos prismas e nos ensaios.

O quarto capítulo corresponde aos ensaios das vigas e a análise de seus resultados. Inicialmente são apresentados os procedimentos de execução, a instrumentação utilizada, o dimensionamento dos modelos e a caracterização das barras e fios de aço. Na sequência, cada série de ensaio é apresentada individualmente, conforme a variável estudada, destacando-se os seus aspectos mais importantes como a força última, o tipo de ruína, o panorama de fissuração, a flecha e as deformações da alvenaria e das armaduras.

A modelagem computacional é feita no quinto capítulo, no qual são apresentadas as estratégias de modelagem das estruturas em alvenaria, os modelos constitutivos e elementos finitos empregados, as hipóteses consideradas na discretização e a análise dos resultados.

Por fim, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros. Na sequência são indicadas as referências e apresentados os Apêndices A e B.

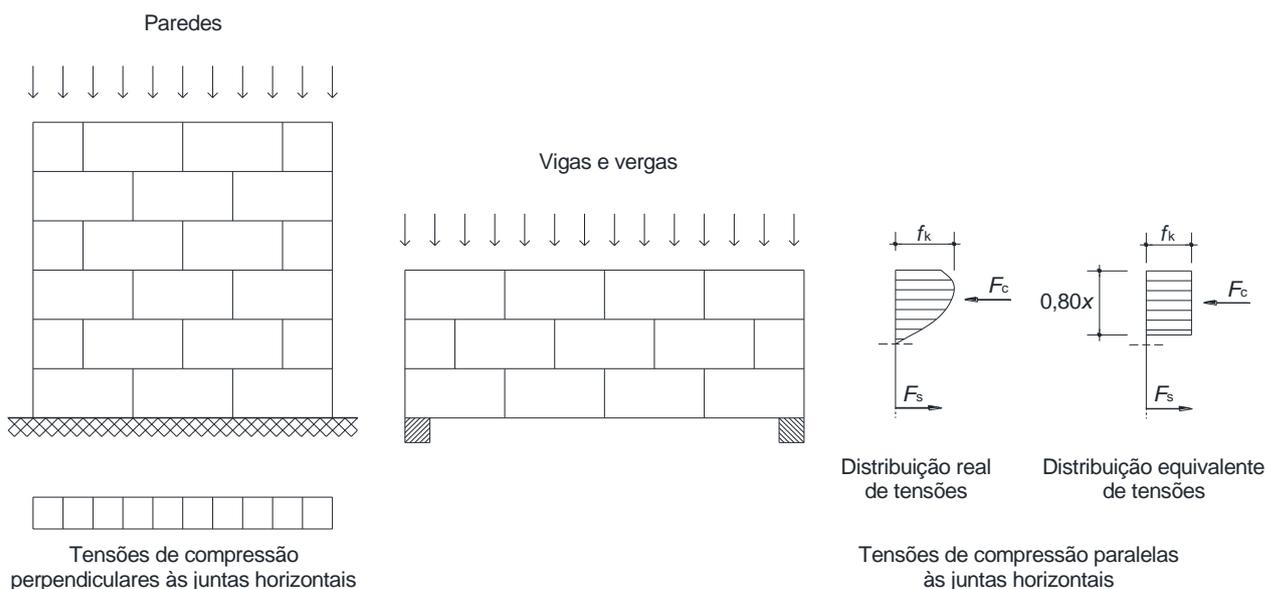


## 2 ESTUDOS SOBRE VIGAS EM ALVENARIA

Em seus primeiros estágios a concepção de vãos em estruturas de alvenaria foi alcançada a partir do emprego de peças auxiliares de madeira e pedras naturais. Esses materiais, porém, apresentavam como inconvenientes a limitação do vão a ser vencido, a necessidade de seções relativamente altas e o problema de durabilidade para o caso do uso de materiais com vida útil menor do que as alvenarias. Vãos de maiores dimensões somente foram vencidos a partir da construção de arcos, cúpulas, abóbodas ou com a associação da alvenaria a um material com boa resistência à tração e mais deformável como é o caso do aço.

Particularmente no caso das vigas e vergas, que são elementos lineares utilizados para vencer vãos e predominantemente fletidos, o seu comportamento mecânico é tipicamente diferente dos demais elementos em alvenaria. Nas vigas e vergas a resultante de compressão de interesse ocorre em direção paralela às juntas horizontais de assentamento. A Figura 2.1 apresenta os diagramas de tensões normais nas paredes e nas vigas e vergas.

**Figura 2.1** - Diagramas de tensões normais em elementos de alvenaria.



**Fonte:** O Autor.

Este capítulo apresenta, a partir de uma extensiva revisão bibliográfica em bases de dados, teses, dissertações, livros e normas, trabalhos sobre vigas em alvenaria estrutural. São indicados e discutidos a influência de diferentes parâmetros como a geometria, a resistência das unidades e as condições de contorno no comportamento desses elementos. Apresentam-se, também, alguns resultados provenientes de modelagem computacional. Os estudos são referenciados seguindo uma ordem cronológica a fim de estabelecer um panorama da evolução científica a respeito do tema.

## 2.1 Estado da arte

Diferentes pesquisas tiveram como objeto de estudo investigar o comportamento mecânico de vigas em alvenaria estrutural. Uma grande quantidade de parâmetros foi abordada, como o material (concreto e cerâmico) e o formato das unidades, a geometria e vão das vigas, o sistema de aplicação de carga, a resistência dos materiais empregados e as taxas de armaduras (longitudinal e transversal).

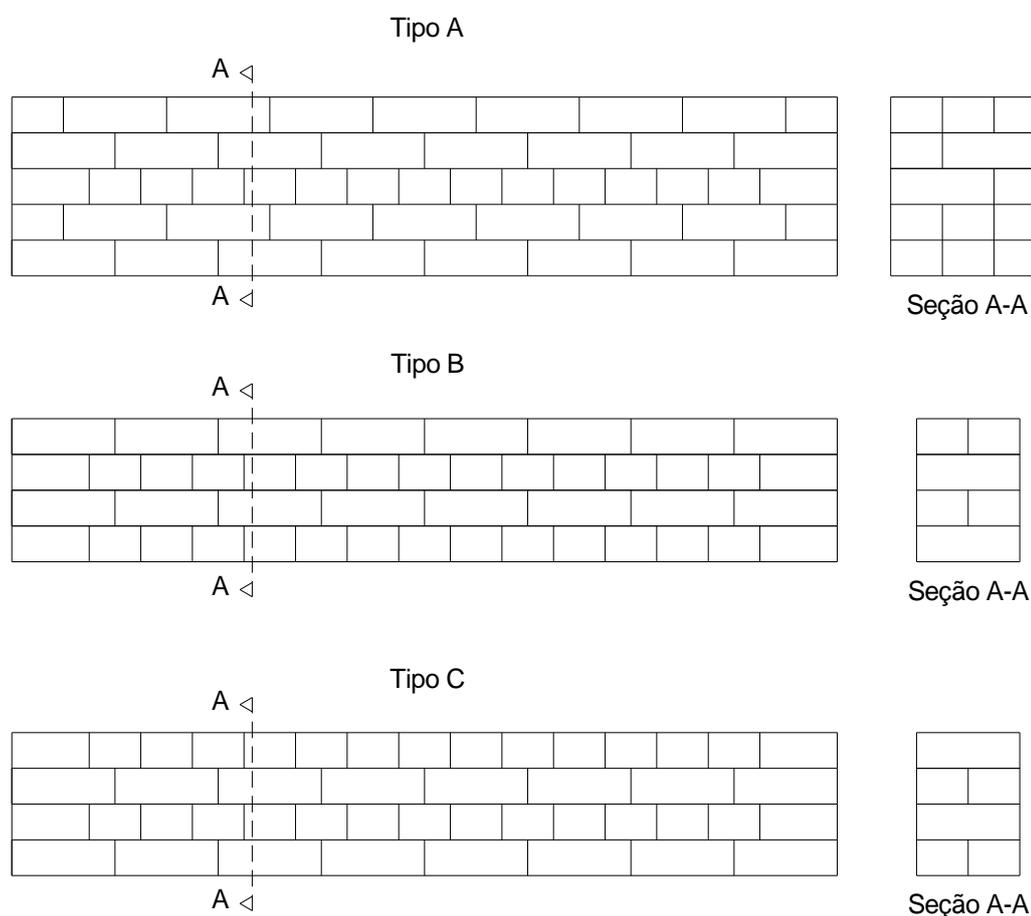
Em 1932, nos Estados Unidos, Parsons e McBurney realizaram estudos experimentais em dezoito vigas em alvenaria armada de tijolos no laboratório do *Bureau of Standards*. Foram avaliados elementos com 4,26 m de comprimento e construídos com tijolos de duas localidades e três tipos de assentamento. Dentre as principais conclusões do trabalho podem ser enumerados os seguintes aspectos: a ruptura de todas as vigas foi caracterizada por fissuras entre os apoios e o ponto de aplicação de carga, as quais tendiam se prolongar diagonalmente a partir dos apoios em direção à linha de carga, em alguns casos através dos tijolos, e em outros ao longo das juntas de argamassa; a resistência à tração diagonal aumentou com o incremento da proporção de tijolos assentados com juntas escalonadas, sendo esses casos cerca de 60% mais resistentes do que os com juntas contínuas (não escalonadas).

Anos mais tarde, Thomas e Simms (1939) efetuaram uma série de ensaios de vigas em alvenaria de tijolos a fim de investigar o comportamento à flexão e ao cisalhamento. Os experimentos foram feitos em trinta e oito vigas e divididos em duas séries, sendo a primeira composta por elementos com baixa taxa de armadura de flexão e previsão de ruptura pelo seu escoamento (série 1), e a segunda série com alta taxa de armadura de flexão e ruptura esperada ao cisalhamento (série 2a). Nesta

série (série 2), em algumas vigas, também foram previstas armaduras verticais com a finalidade de retardar ou prevenir a ruptura por cisalhamento (série 2b).

As vigas possuíam 23 cm (9 in.) de largura e 32 cm (12,5 in.) de altura ou 33 cm (13 in.) de largura e 40 cm (15,5 in.) de altura. Para cada uma das geometrias foram analisados comprimentos de 1,22 m (4 ft.) e 1,83 m (6 ft.) e três diferentes formas de assentamento dos tijolos, Figura 2.2. Além dessa análise, foram realizados ensaios de caracterização dos materiais empregados e de vigas em concreto armado com as mesmas seções e características das vigas em alvenaria para fins de comparação.

**Figura 2.2** - Geometria das vigas.



**Fonte:** Thomas e Simms (1939).

De acordo com os resultados dos ensaios, não há importantes diferenças entre a capacidade resistente, deformação ou fissuração de vigas em concreto armado e vigas de tijolos com baixa taxa de armadura longitudinal, desde que a execução destas ocorra sob uma rigorosa supervisão e haja aderência suficiente entre

os tijolos e as juntas de argamassa. A Tabela 2.1 apresenta alguns resultados do estudo.

**Tabela 2.1** - Cargas de ruptura das vigas em concreto armado e vigas de tijolos armadas (série 1).

Vão (m)	Geometria da viga em alvenaria	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Carga de ruptura (kN)	
			Vigas de tijolos	Vigas em concreto armado
1,22	A	1,26	85,35	78,48
			83,39	83,39
	B		34,34	55,92
			55,92	
	C		59,84	61,80
			62,78	
1,83	A	2,86	108,89	115,76
			105,95	117,72
	B		66,71	78,48
			64,75	
	C		77,50	76,52
			79,46	

**Fonte:** Thomas e Simms (1939).

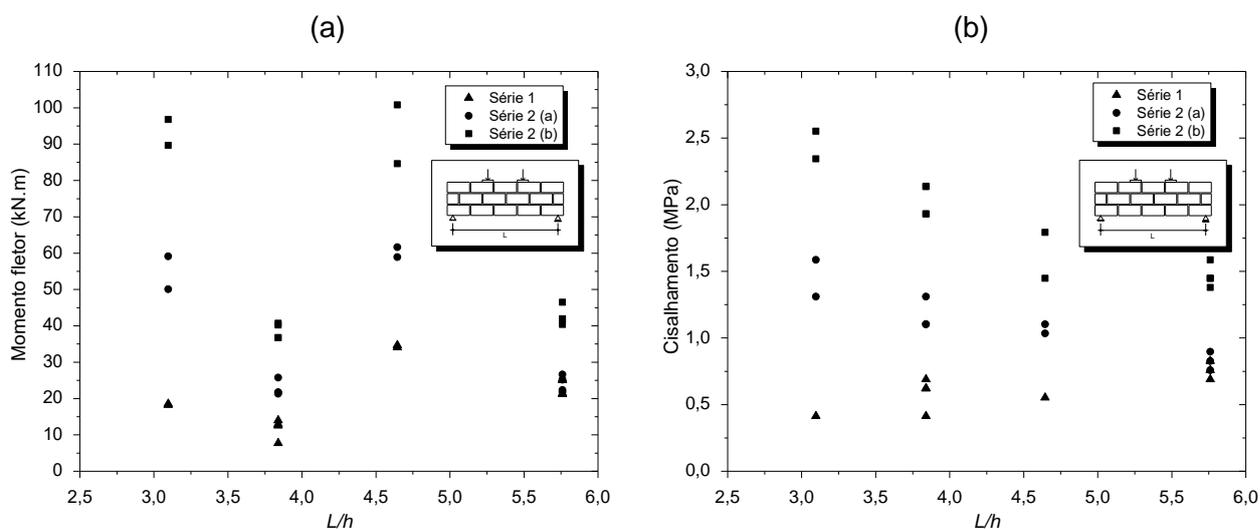
De modo geral, observou-se que o processo de fissuração teve início devido à perda de aderência na interface tijolo/juntas verticais da primeira fiada. Ao iniciarem, as fissuras se propagavam através das juntas horizontais ou dos tijolos até alcançarem novamente uma junta vertical.

A comparação dos deslocamentos entre as vigas em concreto e as vigas em alvenaria mostrou que, embora aqueles tenham sido menores do que os valores registrados nas vigas de tijolos, não há uma acentuada diferença entre a rigidez dos dois elementos.

Quanto às armaduras verticais, verificou-se que a sua inserção aumentou, em média, em mais de 50% a capacidade resistente das vigas. Deve-se ressaltar, porém, que a quantidade e o posicionamento dessas armaduras foram condicionados ao espaçamento entre as juntas verticais, ficando, portanto, limitada a resistência provida por esses reforços.

Como conclusões gerais os autores afirmam que a relação entre o vão da viga e a sua altura ( $L/h$ ) tem grande influência sobre a resistência à flexão e ao cisalhamento, isto é, os máximos esforços resistidos ao cisalhamento e à flexão aumentam com a redução de  $L/h$ , como se constata no Gráfico 2.1. Os autores ainda destacam que é provável que a capacidade resistente ao cisalhamento seja dependente da resistência de aderência entre os tijolos e as juntas verticais.

**Gráfico 2.1** - Esforços solicitantes resistidos pelas vigas de tijolos em função da relação  $L/h$ : (a) momento fletor e (b) tensão de cisalhamento.



**Fonte:** O Autor.

Suter e Keller (1982) realizaram um extenso programa experimental na Carleton University, no Canadá, com o objetivo de estudar o comportamento ao cisalhamento de vigas em alvenaria estrutural de blocos de concreto. Ensaíram setenta e duas vigas e os parâmetros investigados foram: a relação entre o vão de cisalhamento<sup>1</sup> e a altura útil ( $a/d$ ), a taxa de armadura longitudinal, o espaçamento entre as juntas verticais e o tipo e o abatimento do material de preenchimento (graute ou argamassa).

Em todos os modelos foram utilizados blocos de três diferentes geometrias com largura nominal de 20,3 cm e faixa de resistência à compressão entre 14,48 e 21,47 MPa. As vigas foram construídas com uma ou duas fiadas e tinham altura

<sup>1</sup> No caso de vigas com cargas concentradas simetricamente posicionadas a relação  $a/d$  é igual a  $M/Vd$ , em que:  $M$  é o momento fletor;  $V$  é a força cortante;  $d$  é a altura útil e  $a$  corresponde a distância da carga concentrada até o apoio mais próximo, também denominado de vão de cisalhamento.

mínima de 20,3 cm e máxima de 40,6 cm. Nas que possuíam relação  $a/d$  entre 1 e 5 os ensaios foram realizados com a aplicação de carga em dois pontos, o que permitiu facilmente identificar as fissuras oriundas de flexão e de cisalhamento. Já nas vigas com relação  $a/d$  igual a 6 o carregamento foi transmitido por meio de um único ponto devido as limitações de espaço.

Previamente aos ensaios foi observado que a maioria das vigas apresentava fissuras decorrentes de retração. Fissuras longitudinais, que estavam ao longo da interface dos blocos e do preenchimento, e fissuras transversais, que se estendiam de uma face à outra dos blocos através do material de preenchimento. As primeiras eram visíveis na maioria das peças, independentemente do tipo ou abatimento do material de preenchimento, enquanto as transversais ocorreram principalmente em vigas de menor altura (20,3 cm) e preenchidas com argamassa.

Segundo os autores, a fissura transversal pode afetar em algum grau a capacidade resistente das peças, já que a resultante de compressão não pode ser transmitida através da fissura e, dessa forma, tem como única área efetiva disponível para equilibrar a resultante de tração atuante na armadura longitudinal as paredes dos blocos.

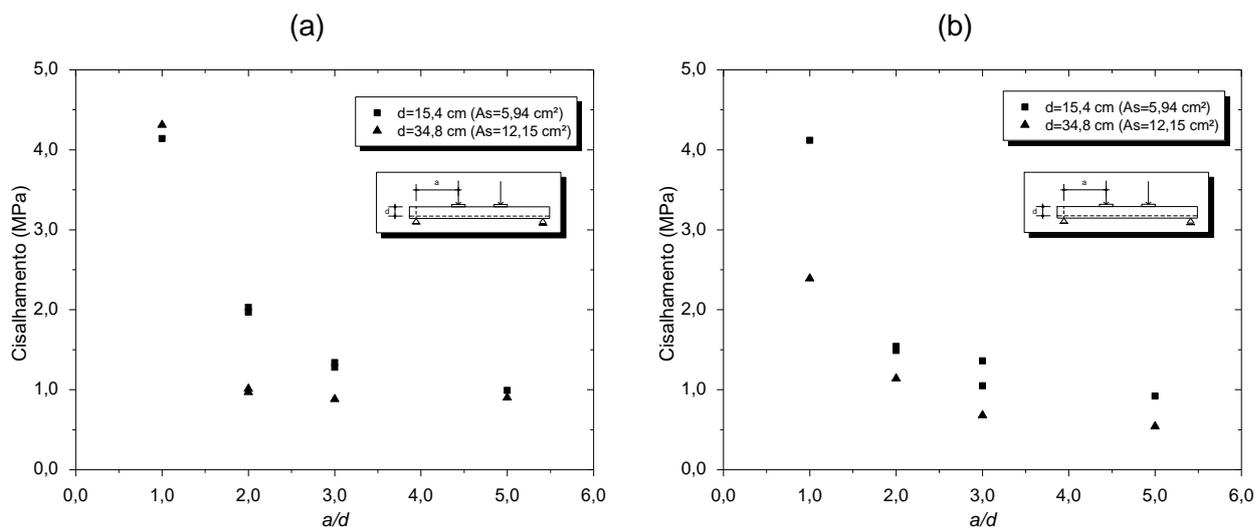
É oportuno comentar que essas fissuras não estão propriamente relacionadas com as vigas, mas sim com eventuais problemas ou descuidos ocorridos durante a execução e a cura dos elementos.

De acordo com os resultados, o parâmetro que mais intervém sobre a resistência ao cisalhamento é a relação entre o vão de cisalhamento ( $a$ ) e a altura útil das vigas ( $d$ ). Há um expressivo aumento da resistência com a redução da relação  $a/d$ , fato semelhante ao comportamento observado em vigas em concreto armado.

Para todas as relações  $a/d$  ensaiadas as vigas com menor altura (20,3 cm) apresentaram maior capacidade resistente ao cisalhamento, independente do material de preenchimento, Gráfico 2.2. Essa redução da capacidade resistente em vigas mais altas pode ter ocorrido como consequência do aumento do número de juntas, ou planos de fraqueza, que possibilitou a propagação de fissuras entre as juntas da primeira e a segunda fiada.

Em geral, observou-se que duplicar a altura das vigas resulta em uma redução da resistência última ao cisalhamento de aproximadamente 30%, valor bem superior ao encontrado em vigas em concreto armado.

**Gráfico 2.2** - Tensão de cisalhamento de vigas em alvenaria de blocos de concreto em função da relação  $a/d$  e do material de preenchimento: (a) graute de alto abatimento e (b) argamassa de alto abatimento<sup>2</sup>.



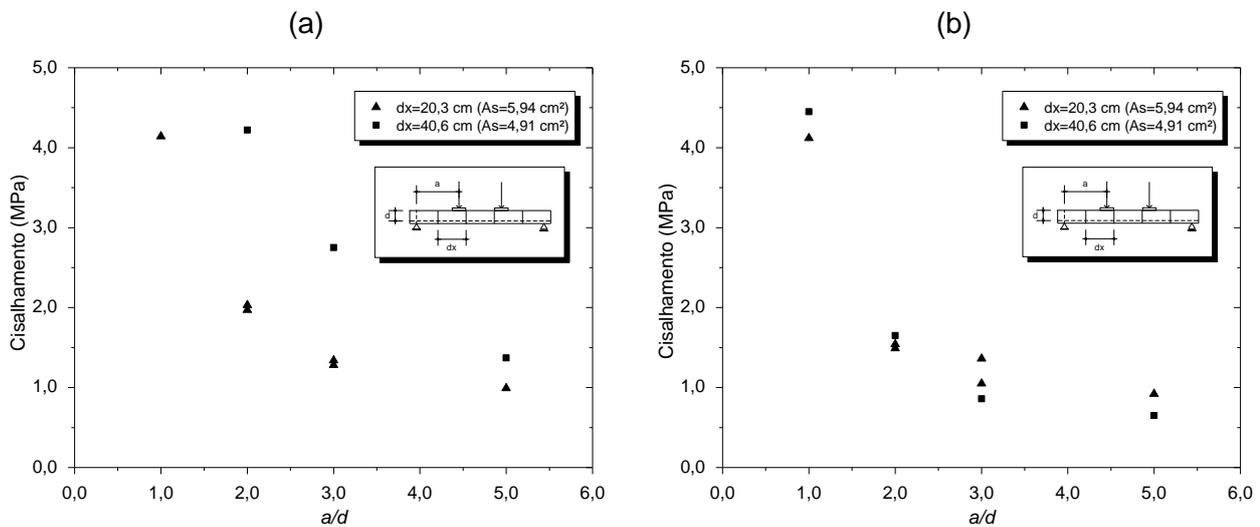
**Fonte:** O Autor.

Em todas as vigas a taxa geométrica de armadura longitudinal foi considerada a fim de assegurar a ruptura por cisalhamento. Os resultados revelaram que um aumento entre 2,5 a 3 vezes na taxa de armadura representou um incremento médio na capacidade resistente de aproximadamente 80% para vigas preenchidas com graute de alto abatimento. De maneira similar o de baixo abatimento apresentou um aumento médio de resistência de 80%, mas com uma variação dos resultados de até 140%.

A ampliação da distância ( $dx$ ) entre as juntas verticais, obtida por meio do uso de blocos de diferentes comprimentos, resultou em um acréscimo na resistência ao cisalhamento, o que segundo os autores não é um fato inesperado já que o aumento do número de juntas pode afetar a formação e a propagação de fissuras e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento. O Gráfico 2.3 apresenta esse comportamento.

<sup>2</sup> Os autores admitiram no estudo dois diferentes valores de abatimento, 100 e 250 mm, a fim de simular condições de má e boa trabalhabilidade.

**Gráfico 2.3** - Tensão de cisalhamento de vigas em alvenaria de blocos de concreto em função da relação  $a/d$ , o material de preenchimento e o espaçamento das juntas verticais: (a) graute de alto abatimento e (b) argamassa de alto abatimento.



**Fonte:** O Autor.

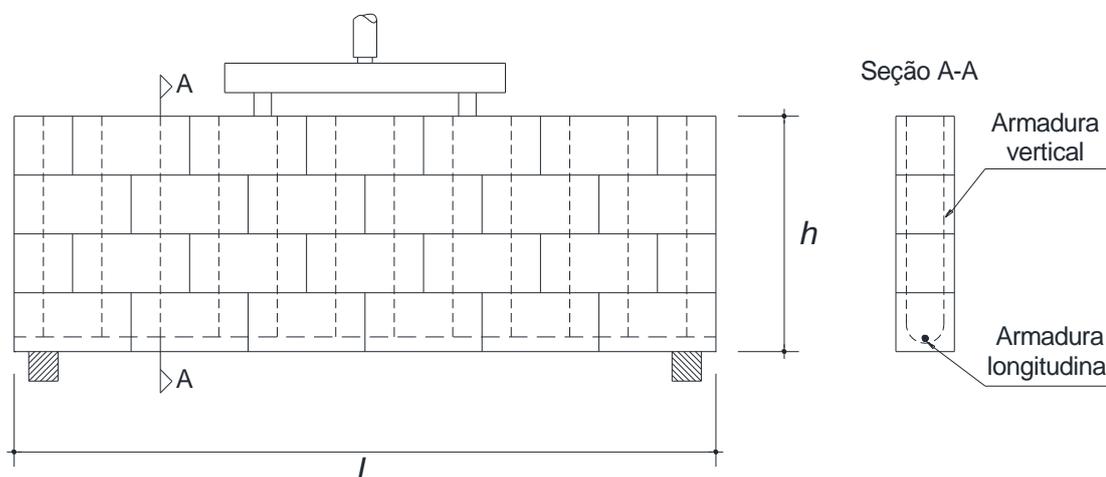
No que se refere ao graute e a argamassa empregados como materiais de preenchimento, as vigas preenchidas com argamassa apresentaram menor capacidade resistente ao cisalhamento. A redução foi da ordem de 25%, independentemente da altura do elemento. Particularmente nas vigas de menor altura, a substituição do graute por argamassa resultou em uma considerável redução de rigidez à flexão. Esse efeito, segundo os autores, pode, em parte, ser atribuído à presença de fissuras transversais que estavam presentes anteriormente aos ensaios.

Na análise do abatimento, no entanto, o uso de argamassa ou graute se mostrou irrelevante para o cisalhamento. Observa-se, apenas, que o material de baixo abatimento seja adequadamente adensado.

Da mesma forma, Khalaf, Glanville e El Shahawi (1983) conduziram estudos experimentais com vigas em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto com o objetivo de estudar o comportamento à flexão. Ao todo foram ensaiadas oito vigas, divididas em duas séries, com três e quatro fiadas, e diferentes taxas de armadura longitudinal. Os modelos foram construídos com blocos de 20 cm de largura (8 in.) e possuíam 4,88 m de comprimento (16 ft.), sendo a primeira fiada com canaletas e as demais com blocos. Armaduras de flexão foram colocadas na primeira fiada e armaduras verticais foram inseridas nos furos dos blocos a fim de

evitar a ruptura por cisalhamento. Os testes foram feitos com a aplicação de carga em dois pontos e considerando as vigas como biapoiadas, Figura 2.3.

**Figura 2.3** - Configuração do ensaio e detalhamento das armaduras.



**Fonte:** Khalaf, Glanville e El Shahawi (1983)

Em todos os modelos a ruptura ocorreu essencialmente por flexão. As fissuras tiveram início nas juntas verticais da primeira fiada para uma pequena intensidade de carregamento e, à medida que o carregamento era incrementado, se propagavam através dos blocos e juntas.

Os resultados mostraram a boa previsão da carga de ruptura obtida por meio dos cálculos e os valores registrados nos ensaios, ainda que algumas peças tenham atingido a carga última com 82% do valor previsto. Além disso, os autores observaram ser razoável a hipótese de que as seções se mantêm planas durante a flexão, e que o encurtamento máximo da alvenaria, limitado à 3‰, é um valor aceitável.

Durante diferentes períodos, entre os anos de 1977 e 1983, Suter e Fenton (1986) estudaram o comportamento à flexão de vigas em alvenaria armada. Dentre as noventa e sete vigas ensaiadas, setenta e oito foram construídas com blocos de concreto, quatorze com tijolos e as cinco restantes com tijolos e grauteadas. Os principais objetivos do estudo foram determinar os modos de ruptura, a resistência última à flexão e a deformação última de compressão.

Fizeram parte deste estudo alguns parâmetros como: o tipo e a resistência das unidades, a altura útil da viga ( $d$ ), a resistência do material de preenchimento, e a

taxa de armadura a fim de avaliar os efeitos dessas variáveis no comportamento à flexão. A maioria dos elementos analisados possuía uma única fiada e tinha relação  $a/d$  entre 1 e 6.

Uma situação típica observada nas vigas grauteadas foi a presença de fissuras de retração na face superior do preenchimento, ao longo da largura, e também na interface do preenchimento com as paredes das unidades, indicando, neste caso, a perda de aderência entre ambos. Essas fissuras transversais podem ter tido grande influência na forma de ruptura das vigas que, segundo os autores, teve início pelo esmagamento ou fragmentação das paredes dos blocos.

Como conclusões os autores destacam que as vigas em alvenaria armada se comportam de forma semelhante às vigas em concreto armado e que a presença de fissuras de retração, ao longo da interface das paredes dos blocos e o material de preenchimento, não afetam de forma expressiva o seu desempenho.

Fereig (1994) realizou ensaios de vigas em alvenaria de blocos de concreto com o objetivo de investigar a influência de armaduras verticais no seu comportamento e na capacidade resistente ao cisalhamento. Foi ensaiado um total de vinte vigas com 19 cm de largura e todas construídas com duas fiadas, sendo a primeira com canaletas e a segunda com blocos vazados. Os modelos foram executados com blocos de resistência média à compressão de 9,6 MPa e ensaiados com aplicação de carga por meio de dois pontos equidistantes dos apoios. Diferentes taxas de armadura (longitudinal e transversal) e relação  $a/d$  (1,9 e 3,9) foram consideradas de modo que a ruptura de alguns deles ocorresse por flexão ou cisalhamento.

Na comparação entre os resultados experimentais e teóricos constatou-se que a previsão da capacidade resistente ao cisalhamento, obtida por meio de modelo de cálculo baseado na analogia de treliça, superestima a contribuição da armadura transversal. Isso ocorre, pois há diferença entre o padrão de fissuração de vigas em concreto armado e vigas em alvenaria. A fissuração observada nas vigas se deu pela propagação ao longo das juntas verticais e horizontais, o que comprometeu a eficiência dos estribos, pois as fissuras acabaram não sendo interceptadas. Além desse aspecto, ressalta-se o incremento da capacidade resistente ao cisalhamento,

obtido pela inserção de armadura transversal, e a maior fissuração dos elementos antes da ruptura.

No ano seguinte, Jang e Hart (1995) estudaram teoricamente vigas armadas em alvenaria de concreto a fim de investigar as influências da taxa de armadura, da resistência à compressão da alvenaria, da deformação última e a altura da viga no seu comportamento. As análises foram feitas em um software denominado *Inelastic masonry flexural shear wall analysis computer program* (IMFLEX), que foi desenvolvido pelo segundo autor em parceria com outros pesquisadores. Neste trabalho, Jang e Hart consideraram a possibilidade da armadura ser distribuída em diferentes camadas ao longo da seção transversal. Para isso, realizaram uma análise comparativa de vigas com seis unidades de altura e a disposição da armadura de duas maneiras: duas barras ( $A_s=20,258 \text{ cm}^2$ ), sendo uma posicionada na face superior e outra na inferior (similar ao detalhamento de vigas em concreto armado), e o outro modelo com quatro barras ( $A_s=20,129 \text{ cm}^2$ ) distribuídas uniformemente ao longo da seção transversal.

Os resultados mostraram existir uma pequena redução da capacidade resistente à flexão devido à distribuição uniforme das armaduras em comparação com o alojamento apenas nas extremidades superior e inferior. Além disso, verificou-se uma redução de ductilidade, embora tenha se constatado que ao distribuir a armadura há um acréscimo da região comprimida. Mesmo assim, os autores recomendam que as armaduras sejam distribuídas uniformemente ao longo da altura, pois facilitam a sua disposição e a operação de grauteamento.

Hilal, Bahnasawy e Khafaga (1999) apresentaram um trabalho no qual investigaram o comportamento ao cisalhamento de vigas em alvenaria de blocos de concreto. O estudo foi realizado com base no ensaio de nove vigas e envolveu a análise de alguns parâmetros como: a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (relações  $a/d$  iguais a 1,25, 1,44 e 1,875), a taxa de armadura transversal, a variação da resistência à compressão do concreto utilizado como material de

preenchimento e a presença de conectores horizontais de cisalhamento<sup>3</sup> fixados entre os blocos e o material de preenchimento.

Sob uma análise geral, os resultados apontaram que a ruptura por cisalhamento ocorre quando há redução da relação  $a/d$ , da taxa de armadura transversal, da resistência do material de preenchimento e aumentando-se as taxas de armadura longitudinal. Em relação aos conectores, os autores concluíram ser pouco eficiente a aplicação desse dispositivo, já que nos elementos em que foi considerado não houve uma melhora significativa da capacidade resistente.

Landini (2001) analisou em seu trabalho experimental os efeitos da variação das taxas de armaduras e da altura das vigas (dois ou três blocos) no comportamento à flexão e ao cisalhamento. Para isso, foram construídos quatro modelos com blocos estruturais de concreto, os quais foram armados de modo que dois atingissem a ruptura por cisalhamento e os demais por flexão. Contudo, todos romperam devido ao escoamento da armadura longitudinal, mesmo naqueles em que era previsto o escoamento dos estribos.

O padrão de fissuração observado foi tipicamente de flexão, com fissuras verticais no meio do vão em pontos correspondentes às juntas verticais. Uma vez iniciado o processo de fissuração, algumas evoluíram ao longo da junta vertical até atingirem uma junta horizontal, seguindo, a partir daí, de maneira inclinada em direção aos pontos de aplicação das cargas.

Em relação aos procedimentos de cálculo usados para comparação, constatou-se que em uma das situações a carga de ruína foi inferior em aproximadamente 10%, indicando que o cálculo realizado por meio das formulações propostas pelo ACI 530:1995 e BS 5628:1995 pode não ser o mais adequado em determinadas situações. Essa diferença, porém, não se repetiu em vigas mais altas (3 fiadas), em que a carga máxima experimental foi superior em no mínimo 30% ao valor esperado.

---

<sup>3</sup> No trabalho não são apresentadas informações de como esses conectores foram executados.

O autor ressalta que esta diferença nas vigas mais altas pode ter ocorrido como consequência do efeito arco, que colaborou para a transferência de carregamento diretamente para os apoios.

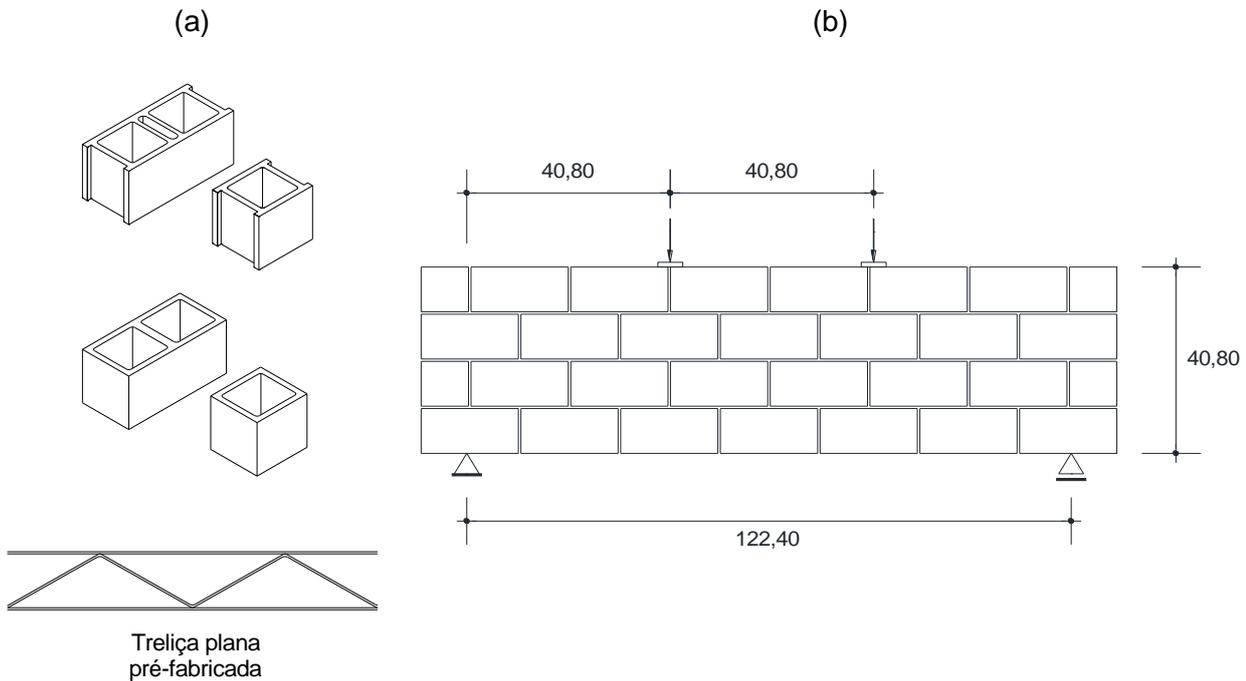
Outro estudo com vigas em alvenaria de blocos de concreto é o trabalho de Haach, Vasconcelos e Lourenço (2010), que investigaram a influência de alguns parâmetros no comportamento à flexão. Ao todo foram ensaiadas quatorze vigas com quatro fiadas de altura e 1,224 m de vão, sendo as mesmas construídas com blocos de diferentes geometrias (dois e três furos) e taxas de armadura longitudinal. Os modelos foram ensaiados com a aplicação de carga em dois pontos, assegurando, dessa forma, que a região entre os pontos de aplicação de carga estivesse submetida à flexão pura.

Toda a armadura utilizada foi do tipo treliçada e posicionada nas juntas horizontais ou nos furos dos blocos. As variáveis analisadas no trabalho foram: a geometria da unidade (dois ou três furos), o diâmetro da armadura (3 ou 5 mm) colocada nas juntas horizontais, a inserção de armaduras verticais e dois detalhamentos da armadura horizontal, concentrada na primeira fiada ou distribuída ao longo da altura. Devido às limitações de espaço no laboratório, os blocos foram produzidos em escala reduzida 1:2. A Figura 2.4 apresenta a geometria dos blocos, o tipo de armadura empregada e a configuração das vigas.

Os resultados mostraram que a maioria das vigas rompeu à flexão, com um padrão de fissuração caracterizado pela abertura de fissuras ao longo das juntas verticais na primeira fiada, na região central submetida à flexão pura. Nas vigas não armadas, porém, o processo típico de fissuração foi descrito por uma configuração em forma de “escada”, decorrente da propagação repentina de fissuras verticais na região inferior central da viga.

Em relação às armaduras horizontais posicionadas nas juntas, observou-se que as de maior diâmetro (5 mm), concentradas na primeira fiada, também levaram a um padrão de fissuração com início nas juntas verticais, na região central da primeira fiada. Além disso, também foram visualizadas fissuras diagonais típicas de cisalhamento, ainda que as armaduras verticais estivessem próximas dos apoios.

**Figura 2.4** - Detalhes do programa experimental: (a) geometria dos blocos e armadura e (b) configuração das vigas (medidas em cm).



**Fonte:** O Autor.

Segundo os autores, a distribuição de armaduras ao longo da altura levou a um incremento do momento resistente e, conseqüentemente, no aumento das tensões de compressão na parte superior da viga, o que provocou a fissuração dos septos e a separação da fiada superior da junta de argamassa.

A geometria das unidades parece não ter relevância na capacidade resistente à flexão das vigas, porém desempenha importante papel na sua ductilidade. Vigas construídas com blocos de três furos apresentaram deslocamentos últimos maiores se comparados com as vigas executadas com blocos de dois furos.

Os resultados, de modo geral, indicaram existir uma tendência de aumento da força correspondente ao início da fissuração quando se considera armadura vertical e horizontal, demonstrando, assim, que esses reforços melhoram a resistência à tração da alvenaria. Não obstante a essa melhoria de comportamento, os autores assinalam que a inserção de armaduras verticais antecipou a fissuração diagonal das vigas.

Em 2011 estes autores ampliaram seus estudos com vigas e acrescentaram às análises modelos numéricos para avaliar a influência das condições

de contorno, a geometria das unidades e as taxas de armaduras no comportamento à flexão e ao cisalhamento. A calibração dos modelos foi feita a partir de resultados de ensaios de flexão e cisalhamento de vinte e quatro vigas, das quais quatorze possuíam 1,224 m de vão e foram ensaiadas com a aplicação de carga por meio de dois pontos, e as dez restantes com 0,60 m de vão e carregamento com um ponto de aplicação. Em todos os casos foram consideradas vigas com 0,10 m de largura e 0,40 m de altura.

Os resultados dos micromodelos se mostraram razoáveis, encontrando-se uma diferença entre a carga última de ensaio e a do modelo numérico inferior a 15%. Observou-se também que a fissuração e os modos de ruptura foram compatíveis com os dos ensaios.

Comparando as condições de contorno analisadas (simplesmente apoiada e biengastada), constatou-se que as vigas biengastadas apresentaram maior capacidade resistente do que as simplesmente apoiadas, sendo essa aumentada com a redução da relação entre o vão e a altura da viga ( $l/h$ ). Em ambos os casos a resistência foi governada pela resistência à tração e ao cisalhamento das juntas verticais e horizontais. É oportuno comentar que as vigas biengastadas foram analisadas apenas com os modelos numéricos, tendo em vista a dificuldade de representação desse vínculo em laboratório.

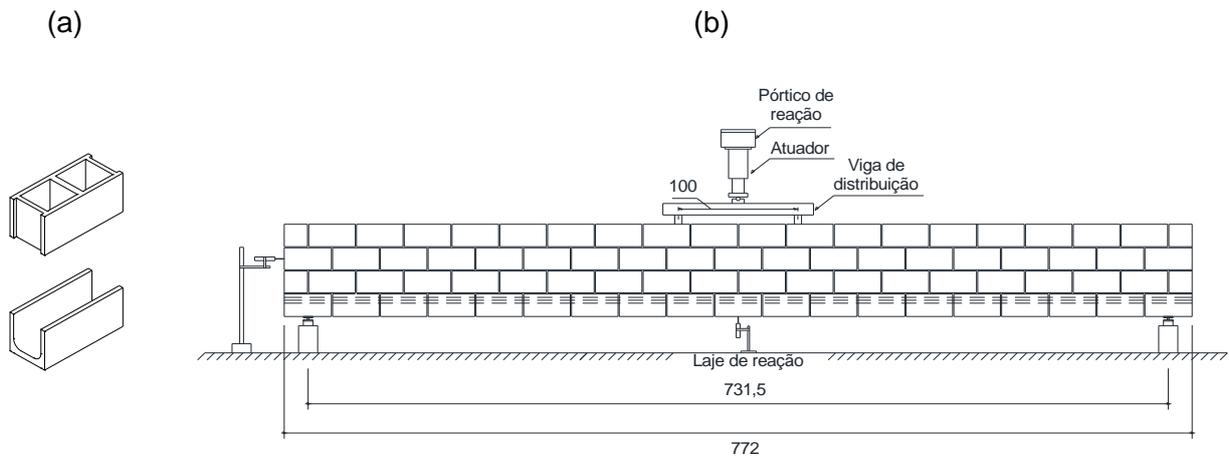
Como esperado, a adição de armadura horizontal incrementou a capacidade de carga das vigas, devido ao aumento da resistência à flexão da alvenaria e por evitar uma ruptura frágil e prematura. Esse acréscimo, porém, foi mais acentuado nas simplesmente apoiadas, alcançando, em média, um aumento de 50% em relação às não armadas. Já nas biengastadas, em que a ruptura ocorreu por cisalhamento, o aumento foi de 15%.

De modo geral, a introdução de armaduras verticais e horizontais melhorou o comportamento à flexão e ao cisalhamento das peças. Além disso, as armaduras verticais controlaram a abertura de fissuras diagonais, sendo, portanto, efetivas na capacidade resistente ao cisalhamento das vigas biengastadas.

Outro trabalho de interesse se refere àquele apresentado por Ring, Das e Stubbs (2012) que ensaiaram nove vigas com 7,72 m de comprimento e 7,315 m de

vão, sendo elas construídas com a primeira fiada em canaletas e as três restantes com blocos vazados. Os elementos foram armados à flexão com seis barras dispostas em três camadas, e todas elas posicionadas na primeira fiada e com área de aço correspondente a  $30,0 \text{ cm}^2$ . Armaduras transversais foram previstas apenas na região compreendida entre os apoios e os pontos de aplicação de carga. A Figura 2.5 apresenta a geometria das unidades de concreto e o esquema de ensaio adotado.

**Figura 2.5** - Programa experimental realizado por Ring, Das e Stubbs (2012): (a) geometria das unidades e (b) configuração do ensaio (medidas em cm).



**Fonte:** Ring, Das e Stubbs (2012).

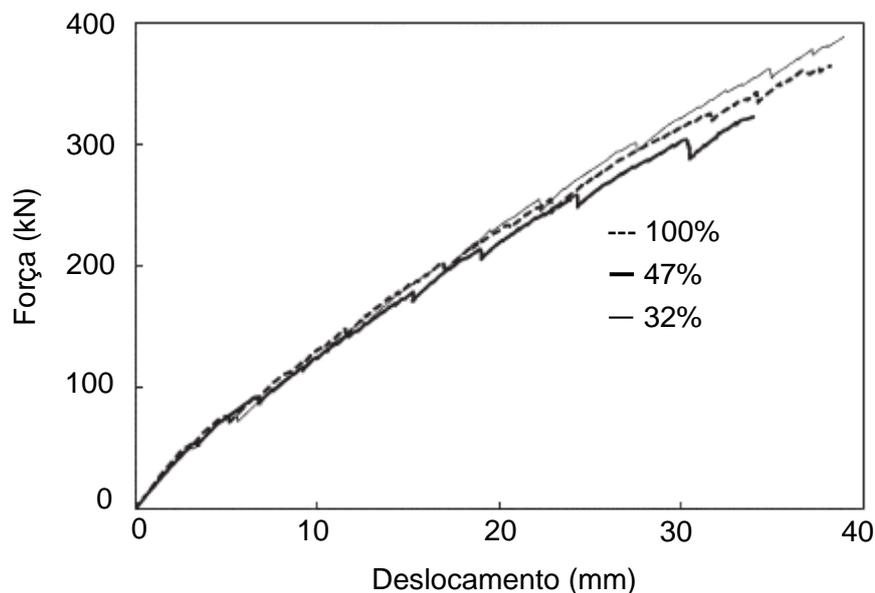
Em todos os ensaios a ruptura ocorreu de forma frágil e com o esmagamento dos blocos na zona comprimida, na região de momento fletor constante. O surgimento e a propagação das fissuras ocorreram de forma semelhante em todos eles, com fissuras de flexão partindo das juntas verticais no meio do vão. Fissuras decorrentes de cisalhamento também tiveram início nas juntas verticais da primeira fiada, porém, seguiram com uma trajetória inclinada de aproximadamente  $45^\circ$  através da segunda e terceira fiadas.

Os resultados mostraram não existir importantes diferenças na capacidade resistente das vigas para os três diferentes níveis de interrupção do graute na região comprimida, indicando ser esse efeito pouco relevante. Tanto as cargas últimas quanto às flechas apresentaram valores próximos. O Gráfico 2.4 ilustra esse comportamento e a Tabela 2.2 resume os resultados de cada modelo.

O efeito da interrupção do graute na região comprimida, provocado pelas paredes transversais dos blocos, foi examinado pelos autores por meio da remoção

parcial dessas paredes de tal modo a se obter três níveis de interrupção: 100, 47 e 32%. Esse fenômeno é abordado com mais detalhes no item 2.2.

**Gráfico 2.4** - Força  $\times$  deslocamento das vigas para os três níveis de interrupção do graute na zona comprimida.



**Fonte:** Ring, Das e Stubbs (2012).

**Tabela 2.2** - Resultados do programa experimental.

Grupo	Viga	Porcentagem de interrupção (%)	Carga aplicada (kN)		Coeficiente de variação (%)	Flecha (mm)
			Carga última	Média		
1	1	100	334	358	6,0	34
	2		365			38
	3		375			40
2	4	47	341	332	2,6	39
	5		324			34
	6		331			34
3	7	32	414	399	3,3	44
	8		394			38
	9		389			39

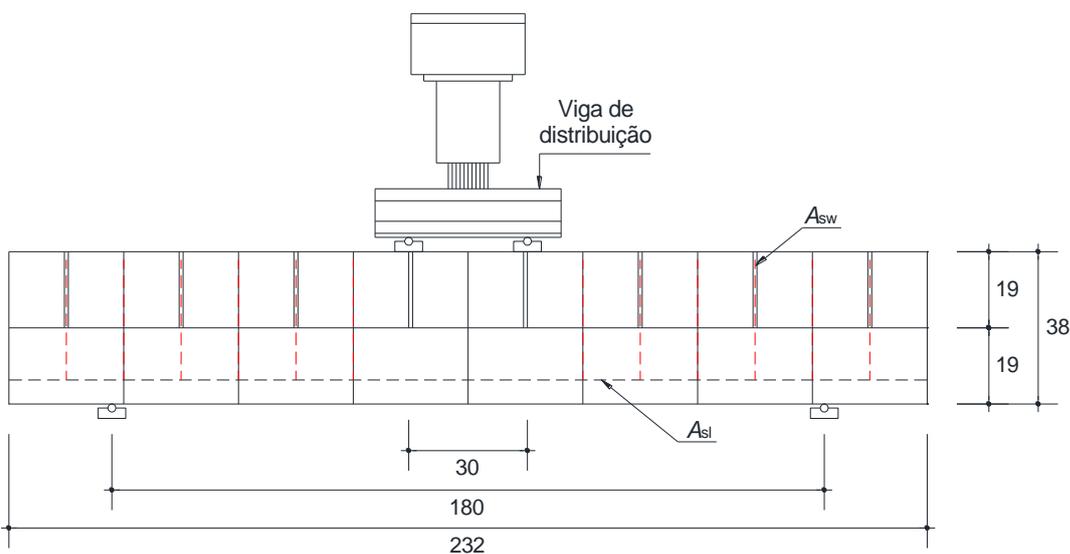
**Fonte:** Ring, Das e Stubbs (2012).

Em 2012, Maia realizou um estudo experimental com vigas em alvenaria estrutural constituídas por canaletas de concreto e preenchidas com graute. O autor investigou o comportamento à flexão simples e para isso foram ensaiadas oito vigas,

as quais foram divididas em quatro séries conforme a taxa de armadura longitudinal empregada.

Os elementos foram construídos com canaletas inteiras (14x19x29 cm) na primeira fiada e meia canaleta (14x19x14 cm) na segunda e sem o preenchimento das juntas (verticais e horizontais) com argamassa. Armaduras transversais foram consideradas e tiveram seu espaçamento condicionado pela modulação das unidades. Um esquema do ensaio é apresentado na Figura 2.6.

**Figura 2.6** - Configuração do ensaio adotado por Maia (2012) (medidas em cm).



**Fonte:** O Autor.

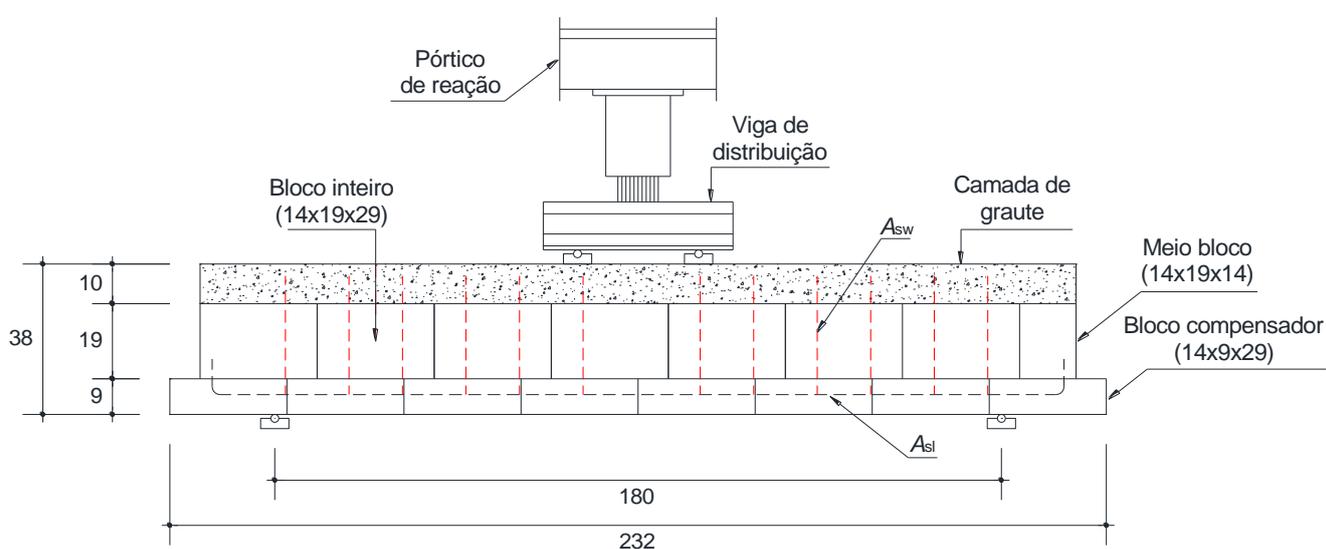
Os resultados revelaram que a previsão do momento último resistente, obtido conforme as prescrições da ABNT NBR 15961-1:2011, levou, em média, a valores 121% menores do que os obtidos experimentalmente, havendo a tendência de diminuição dessa diferença com o incremento da taxa de armadura longitudinal.

O processo de fissuração das vigas ocorreu de forma semelhante à observada em outras pesquisas, com início nas juntas verticais da primeira fiada na região central dos elementos. Com o incremento de carga essas fissuras evoluíram horizontalmente através da junta horizontal, entre as fiadas, até atingir novamente as juntas verticais, onde mudavam de trajetória. Fissuras inclinadas, típicas de ruptura por cisalhamento, ocorreram com maior intensidade em vigas com taxas mais elevadas de armadura longitudinal.

Ramos (2012) efetuou um estudo com vigas mistas de graute e alvenaria de blocos de concreto com a finalidade de investigar o comportamento à flexão simples. Na pesquisa foram ensaiadas oito vigas armadas ao cisalhamento com quatro taxas de armadura longitudinal e três tipos de unidades, sendo construídas com a colocação de blocos compensadores na primeira fiada, onde foram posicionadas as armaduras longitudinais, blocos na segunda e uma camada de graute na parte superior com 10 cm de altura e sem o preenchimento das juntas. Apenas na segunda fiada foi utilizada uma fina camada de nata de cimento, a qual serviu para unir as faces dos blocos e proporcionar uma melhor distribuição de tensões na direção longitudinal.

A carga foi transmitida aos elementos por meio de dois pontos de aplicação e os apoios simulados no laboratório conferiram restrição de translação na direção vertical. A Figura 2.7 apresenta os detalhes do programa experimental.

**Figura 2.7** - Detalhes do programa experimental realizado por Ramos (2012) (medidas em cm).



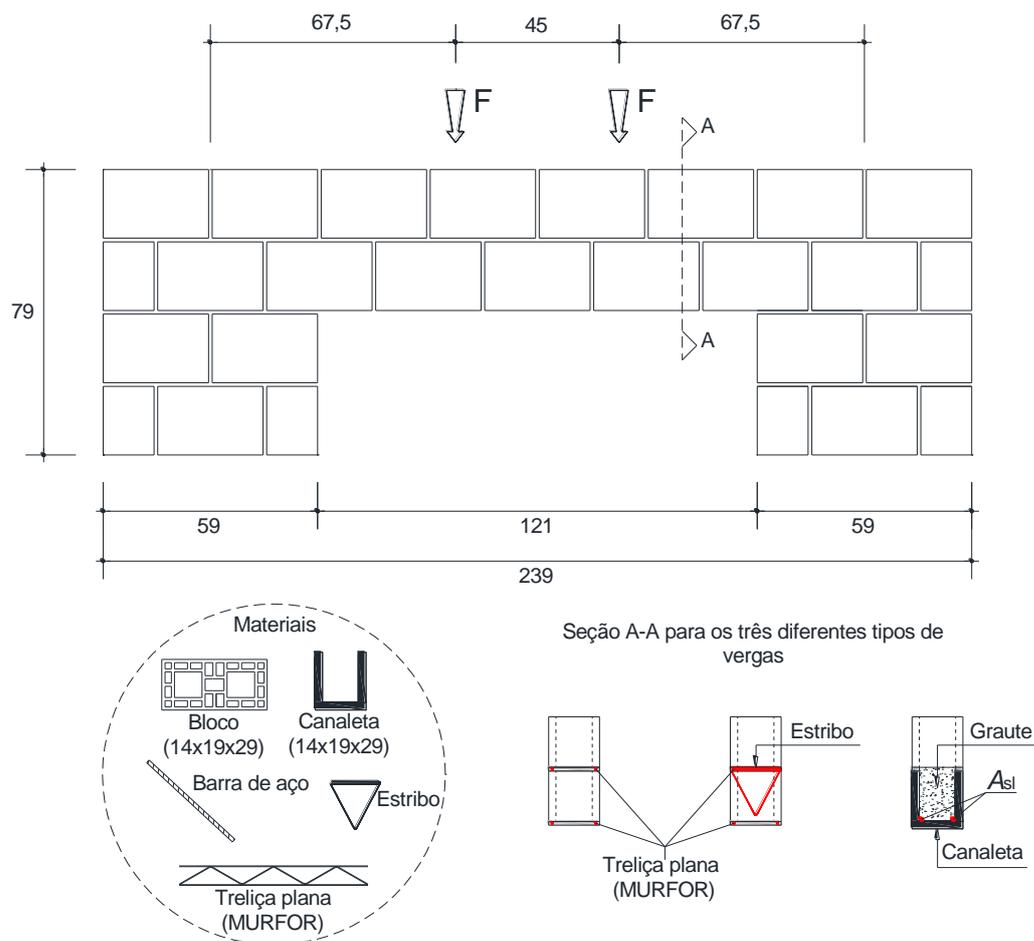
**Fonte:** O Autor.

Da mesma forma como constatado por Maia (2012) a autora concluiu que o momento último obtido conforme a ABNT NBR 15961-1:2011 resultou em valores inferiores aos dos ensaios, indicando, mais uma vez, o caráter conservador da norma para os casos analisados.

Sobre os resultados apresentados é oportuno destacar que as comparações feitas com a norma de concreto, ABNT NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento, particularmente o momento de fissuração, se mostraram bastante deficientes, com resultados pouco representativos. Isso pode ser explicado como consequência da acentuada característica da não homogeneidade do material alvenaria devido à presença dos vazados, juntas de argamassa, graute e armaduras.

No mesmo ano, Rezende (2012) ensaiou quinze vergas em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos investigando a possibilidade de serem utilizadas treliças planas em substituição às armaduras convencionais. Foram consideradas na pesquisa três diferentes tipos de vergas, conforme o tipo de armadura e a unidade utilizada. A Figura 2.8 apresenta a geometria da verga e os materiais empregados.

**Figura 2.8** - Esquema dos ensaios e materiais utilizados (medidas em cm).



Fonte: O Autor.

Em relação aos resultados, a autora reportou que todos os modelos apresentaram modos de ruptura semelhantes, com o esmagamento dos blocos na região sob o ponto de aplicação de carga, o que provavelmente ocorreu devido às falhas na distribuição do carregamento. O panorama de fissuração indicou ruptura em decorrência da força cortante, com fissuras diagonais em direção aos apoios (indicando que a resistência à tração dos blocos foi superada) ou ao longo das juntas de argamassa (indicando que a resistência da interface foi excedida). Os modos de rompimento apontaram o desvio do fluxo de tensão para as laterais da verga, onde há alguma porção de parede. A forma como esse fenômeno se deu indicou uma inclinação de  $45^\circ$  em relação ao plano horizontal. Essa mudança de trajetória, como se observa na Figura 2.9, acarretou a concentração de tensões nos vértices da abertura e, conseqüentemente, a ruptura das paredes dos blocos e do graute no interior das canaletas.

Quanto à capacidade resistente dos modelos, observou-se que aqueles executados com canaletas e preenchidos com graute foram os mais resistentes, com resultados superiores em no mínimo 85% em relação aos modelos que empregaram treliça plana. A colocação de estribos nas juntas verticais promoveu um aumento de 57% na resistência ao cisalhamento, indicando a efetiva melhoria proporcionada por esse reforço.

**Figura 2.9** - Modo de ruptura da verga.

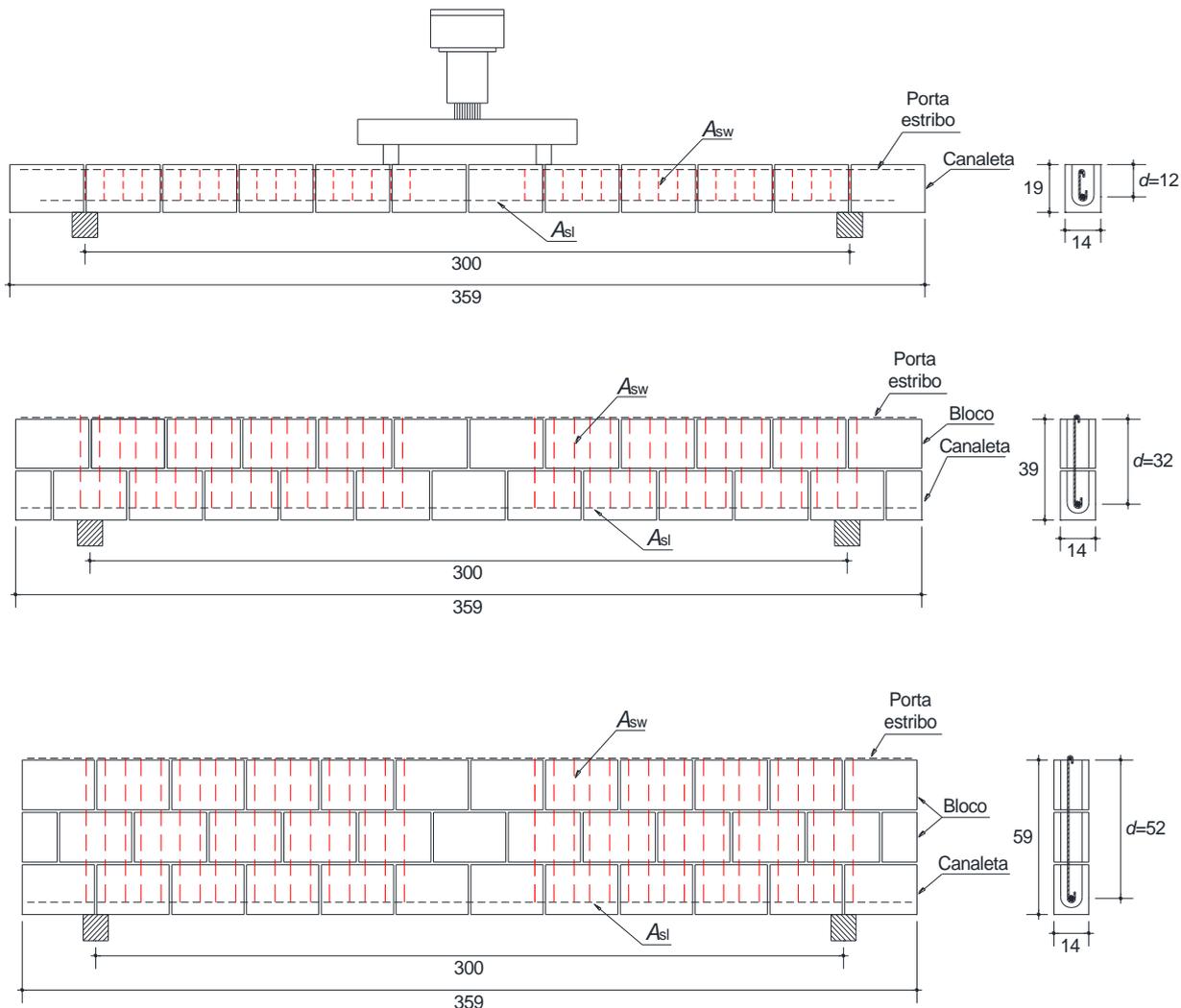


**Fonte:** Rezende (2012).

Em sua pesquisa, Contadini (2014) estudou o comportamento à flexão simples de vigas em alvenaria estrutural compostas por canaletas e blocos de concreto. O programa experimental envolveu o ensaio de dezoito vigas com três diferentes geometrias e divididas em três grupos conforme a sua altura: vigas

canaletas (uma fiada), vigas com duas fiadas (uma fiada com canaleta e uma com bloco) e vigas com três fiadas (uma fiada com canaleta e duas com blocos). A Figura 2.10 ilustra o sistema de aplicação de carga utilizado e o detalhamento de armaduras para as três diferentes geometrias.

**Figura 2.10** - Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras para as três vigas.

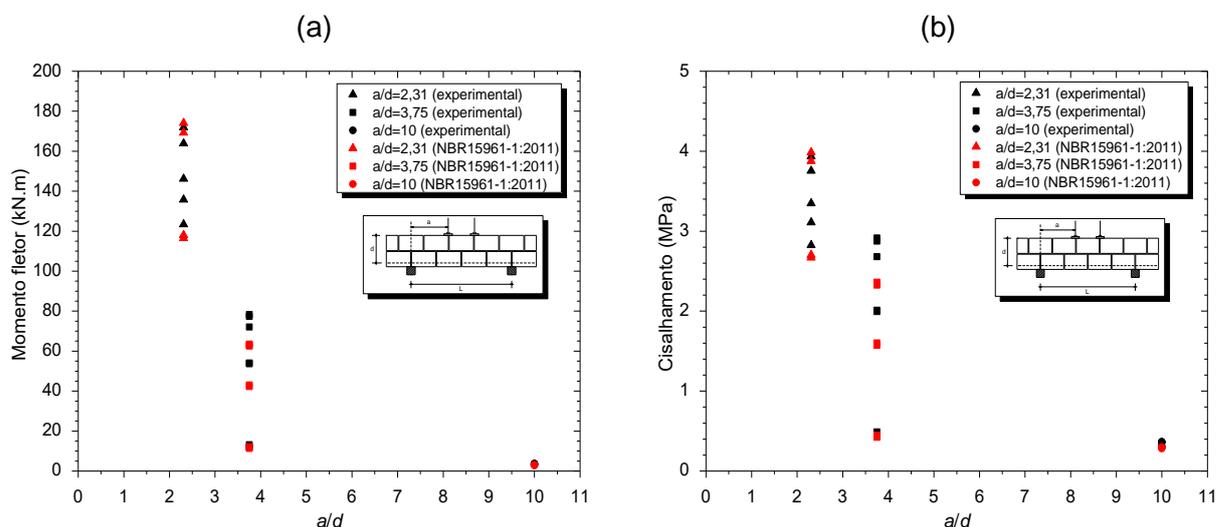


**Fonte:** O Autor.

A fissuração de todas as vigas teve início nas juntas verticais da primeira fiada. No caso das vigas mais altas (duas e três fiadas) essas fissuras se propagaram através das juntas horizontais até alcançarem novamente as juntas verticais, onde assumiam nova trajetória. Com o incremento de carga algumas evoluíram através dos blocos e juntas em direção aos pontos de aplicação de carga. Particularmente nos casos com três fiadas e com maior taxa de armadura, observou-se uma fissuração mais intensa próxima aos apoios, decorrente da maior intensidade da força cortante.

O Gráfico 2.5 apresenta os resultados experimentais e os teóricos obtidos com base na ABNT NBR 15961-1:2011.

**Gráfico 2.5** - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos sem os coeficientes de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ ): (a) momento fletor e (b) tensão de cisalhamento.



**Fonte:** O Autor.

Observa-se, claramente, que o incremento da capacidade resistente ocorre com a diminuição da relação  $a/d$ , o que também foi observado por outros autores como Thomas e Simms (1939) e Suter e Keller (1982).

Outro aspecto a ser destacado é a diferença entre os resultados experimentais de momento fletor e tensão de cisalhamento em comparação com os teóricos, sendo estes, em média, 13% menores. Contudo, ao considerar os coeficientes de ponderação das resistências e a limitação da resistência ao escoamento do aço em 50% da sua capacidade real, estes valores passam a ser 1,58x menores.

Niero Junior (2014) realizou um estudo teórico e experimental com vigas em alvenaria estrutural investigando o comportamento à flexão simples e os procedimentos de dimensionamento estabelecidos pelas normas brasileiras. Para atingir esses objetivos foram ensaiadas vinte e quatro vigas e avaliadas a influência de diferentes parâmetros como: o comprimento, a altura, a taxa de armadura longitudinal e o material dos blocos (concreto e cerâmico).

Dentre as conclusões, cabe observar que o surgimento das fissuras ocorreu com um espaçamento preferencial, em locais onde havia a presença de juntas verticais. Mesmo nas vigas cerâmicas de uma fiada, em que foi feito o uso de canaletas inteiras, a fissuração ocorreu com espaçamento semelhante. Já em relação ao dimensionamento, o autor observou que dependendo da altura da viga e do material da unidade os resultados previstos em cálculo corresponderam apenas entre 25 e 35% dos que foram obtidos nos ensaios.

O comportamento estrutural de vigas em alvenaria também foi avaliado no trabalho de Pasquantonio (2015), que ensaiou dez elementos em alvenaria de blocos de concreto com duas unidades de altura, vão de 2,25 m, duas taxas de armadura transversal (5,0 e 6,3 mm), três relações  $a/d$  (0,77, 1,81 e 2,84) e todas elas armadas de modo a se atingir a ruptura por cisalhamento. A previsão das cargas últimas foi feita com base nas prescrições da ABNT NBR 15961-1:2011, ABNT NBR 6118:2014, que trata do projeto de estruturas de concreto, e das seguintes normas internacionais: ACI 530:2013, Eurocode 6.1:2001, AS 3700:2001 e CSA 304.1:2014. Com base nos resultados obtidos as seguintes conclusões podem ser enumeradas: a aplicação do coeficiente de correção da resistência característica ao cisalhamento, apresentado nas normas brasileira (ABNT NBR 15961-1:2011) e europeia (Eurocode 6.1:2011), superestimaram as cargas últimas. Os resultados obtidos com aquela norma levaram a valores, em média, 30% maiores que os dos ensaios, enquanto no Eurocode esse aumento foi de 27%; mantendo-se todas as demais variáveis constantes, verifica-se o incremento da capacidade resistente com o aumento da taxa de armadura transversal; como observado em outras pesquisas, elementos com cargas mais próximas dos apoios, isto é, com menores relações  $a/d$ , tiveram maiores cargas de ruptura.

## **2.2 Efeito da direção de aplicação do carregamento na resistência à compressão**

As estruturas em alvenaria estrutural são uma composição de blocos, juntas de argamassa e de eventuais armaduras e graute. Uma de suas principais características é a simplicidade de execução propiciada pelo empilhamento adequado de unidades e o uso de algum material ligante na interface. Nesse conjunto, a

interação entre os diferentes materiais é a responsável por resistir às ações verticais e horizontais decorrentes do peso próprio, vento e sismos, durante sua vida útil.

Dentre as principais propriedades mecânicas que devem apresentar, resistências à compressão, à tração, à flexão e ao cisalhamento, a mais importante é a resistência à compressão, já que normalmente as paredes estão sujeitas a carregamentos verticais mais intensos que os horizontais. Muitos fatores exercem influência nesta resistência, os quais incluem a resistência e geometria das unidades, a resistência da argamassa, a espessura das juntas, a sucção das unidades e a retenção da argamassa, o padrão de assentamento, a qualidade da mão de obra, a aderência unidade/argamassa, além da direção de aplicação da carga.

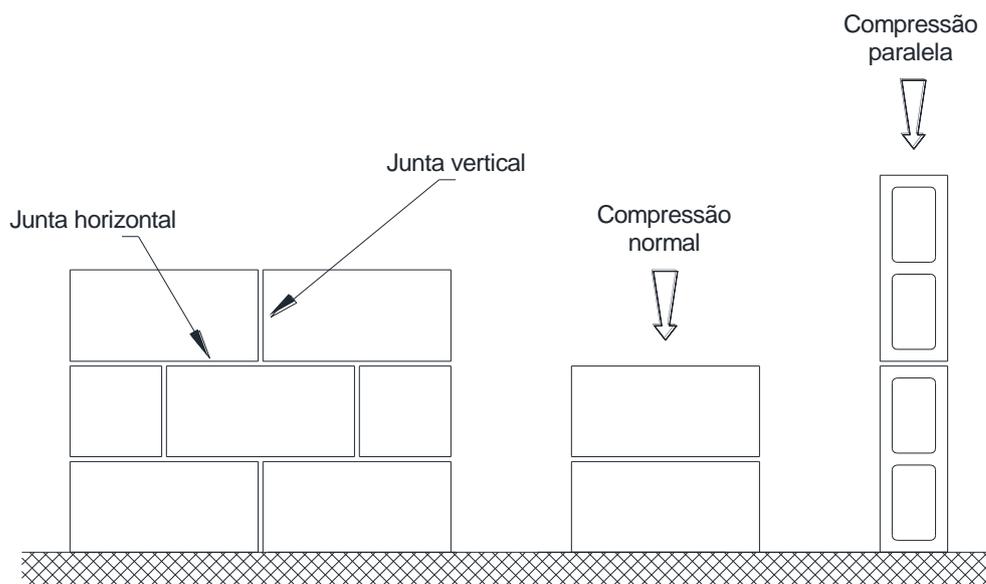
A caracterização da resistência à compressão é feita por meio de ensaios de paredes ou estimada a partir de correlações com a resistência de prismas, pequenas paredes ou ainda por meio de tabelas, a exemplo da BS 5628-1:2005 que a apresenta em função das resistências da argamassa e das unidades. Essa resistência é obtida com a compressão uniaxial em direção perpendicular às juntas horizontais de assentamento, contudo, em vigas e lintéis, que são elementos predominantemente fletidos, a compressão de interesse ocorre em direção paralela às juntas, e deve, portanto, ser quantificada.

Pesquisas realizadas por vários pesquisadores (Chaimoon; Attard, 2009; Contadini, 2014; Hamid; Drysdale, 1980; Kaaki, 2013; Khalaf, 1997; Lee; Longworth; Warwaruk, 1984; Soon, 2011; Wong; Drysdale, 1985) revelaram diferenças no valor da resistência conforme a direção de aplicação da carga e que não há um consenso sobre o tema. A Figura 2.11 apresenta, genericamente, duas configurações de prismas para a caracterização da resistência à compressão.

Hamid e Drysdale (1980) estudaram o comportamento de prismas constituídos por blocos de concreto autoclavado quando submetidos à compressão axial segundo diferentes orientações. Foi abordada na pesquisa a aplicação de carga em direção normal e paralela às juntas, assim como para ângulos iguais a 15°, 45° e 75° em relação à junta horizontal. Os resultados mostraram dois principais modos de ruptura: o provocado pelo cisalhamento ao longo das juntas e a ruptura devido à tração dos prismas. Os prismas ocios comprimidos paralelamente foram 5,9% menos

resistentes que os ensaiados com compressão normal, diferentemente dos grauteados, que apresentaram um pequeno acréscimo de resistência (2,2%), fato que pode ter ocorrido como consequência das resistências do graute e da argamassa que foram maiores.

**Figura 2.11** - Representação das juntas verticais e horizontais e orientação de aplicação de carga em prismas (compressão normal e paralela às juntas de assentamento).



**Fonte:** O Autor.

A partir de ensaios de oitenta e dois prismas de blocos de concreto, ocos e grauteados, submetidos à compressão em direção normal e paralela às juntas, Lee, Longworth e Warwaruk (1984) investigaram a influência das resistências da argamassa e do graute e o preenchimento das juntas no comportamento dos elementos. Os autores observaram que para prismas comprimidos paralelamente a junta vertical exerce um significativo efeito, recomendando-se que as mesmas sejam totalmente preenchidas. Foi constatado um aumento de 52% na resistência à compressão paralela quando empregada uma argamassa de maior resistência, ao contrário do graute, que mesmo com o aumento de sua resistência teve pouca influência na resistência do prisma.

Wong e Drysdale (1985) confirmaram por meio de seus ensaios que a relação tensão-deformação de prismas, mesmo que construídos com unidades semelhantes, apresentam comportamento distinto dependendo da direção de atuação da carga, justificando, dessa maneira, a necessidade de serem tratados isoladamente

conforme a orientação do carregamento. Os prismas com compressão paralela foram, aproximadamente, 25% menos resistentes que os submetidos à compressão em direção normal. Além disso, os autores reportam que os prismas grauteados e os constituídos com unidades sólidas, ambos de material concreto, registraram resistências 35% menores que os ocos, independentemente da direção do carregamento.

Objetivando estudar o comportamento de blocos e prismas comprimidos em duas direções ortogonais, normal e paralela à junta, Khalaf (1997) concluiu que um incremento na resistência da argamassa resultou no aumento de resistência dos prismas para ambas as direções de carregamento, embora esse aumento não tenha sido significativo (6%) para os elementos com compressão paralela. O incremento de resistência do graute levou ao aumento de resistência dos prismas com compressão normal, ao contrário dos elementos com compressão paralela, que apresentaram menores resistências. Em relação aos ensaios dos blocos, particularmente os grauteados e submetidos à compressão paralela, a redução de resistência em comparação com a direção normal variou entre 16 e 42% dependendo da resistência do graute.

Esse efeito também foi observado em unidades maciças. Chaimoon e Attard (2009) registraram redução de aproximadamente 31% na resistência à compressão de prismas de tijolos submetidos à compressão paralela.

Soon (2011), por meio de ensaios de prismas de blocos de concreto sujeitos à compressão normal e paralela, registrou redução média de 50% destes em relação às amostras com compressão normal. O mesmo efeito foi verificado nos ensaios de Contadini (2014), com uma diminuição de 24% para o caso de prismas grauteados comprimidos paralelamente. Este resultado se contrapõe à norma brasileira ABNT NBR 15961-1:2011, que recomenda adotar valor igual ao da resistência obtida em direção perpendicular para o caso de seções totalmente preenchidas.

Ring, Das e Stubbs (2011) concluíram que a resistência à compressão de prismas grauteados comprimidos paralelamente às juntas horizontais de assentamento foi superior aos valores encontrados para a direção normal. Apenas em

prismas ocos essa resistência foi inferior. Prismas grauteados comprimidos paralelamente às juntas apresentaram, em média, um aumento de 26% na resistência à compressão se comparados com prismas carregados na direção normal.

Em 2013, Kaaki concluiu que para todas as resistências de argamassa e configuração do graute (ocos, parcialmente preenchidos e cheios) analisadas, a resistência à compressão obtida em direção paralela apresentou melhores resultados. Os prismas parcialmente preenchidos, por exemplo, apresentaram um aumento de 36% quando comparados com seus similares carregados perpendicularmente. Quanto aos ocos e totalmente grauteados os incrementos foram de 28 e 12%, nesta ordem.

Com o propósito de ajustar a resistência à compressão conforme a direção de atuação da compressão, algumas normas recomendam a redução da resistência quando ela ocorre em direção paralela às juntas horizontais de assentamento. Tal tentativa de ajuste, porém, se dá de forma indireta, pois tem como base a resistência à compressão obtida em direção normal.

A norma canadense, CSA S304.1:2004 - *Design of masonry structures*, por exemplo, preconiza reduzir a resistência à compressão em 30 ou 50% quando a resultante de compressão ocorre em direção paralela às juntas horizontais dependendo da continuidade do graute na região comprimida. Para o caso de continuidade total a norma recomenda multiplicar a resistência obtida na direção normal por 0,7. Em caso contrário, com a sua descontinuidade, o coeficiente de correção toma o valor de 0,5. A condição de grauteamento contínuo se dá nas situações em que na região comprimida o material de preenchimento não é interrompido pelas paredes dos blocos, isto é, quando se faz o uso de canaletas.

Analogamente às recomendações da norma canadense a ABNT NBR 15961-1:2011 propõe minorar a resistência à compressão em 50% quando a região comprimida não é totalmente grauteada. No caso de grauteamento total, porém, a resistência à compressão paralela às juntas é tomada igual à resistência obtida na direção normal.

De forma genérica, a resistência à compressão na direção paralela às juntas horizontais pode ser expressa da seguinte forma:

$$f_{kp} = \chi \cdot f_k \quad (2.1)$$

Em que:

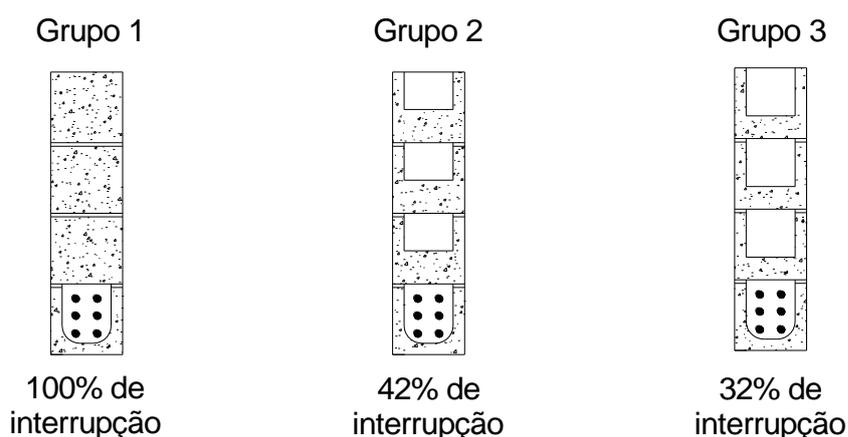
$f_{kp}$  : resistência característica à compressão simples da alvenaria na direção paralela às juntas horizontais de assentamento;

$f_k$  : resistência característica à compressão simples da alvenaria;

$\chi$  : fator de correção da resistência à compressão que considera a direção da resultante de compressão relativa à junta de assentamento e a percentagem de preenchimento com graute.

Sobre a interrupção do graute na zona comprimida, Ring, Das e Stubbs (2012) estudaram o seu efeito no comportamento de vigas e de prismas ocos e grauteados submetidos à compressão em direção normal e paralela às juntas. Essa interferência foi avaliada pelos autores por meio da remoção parcial das paredes transversais dos blocos e três níveis de interrupção foram estudados (100, 47 e 32%). A Figura 2.12 ilustra as seções transversais das vigas com as paredes dos blocos parcialmente removidas.

**Figura 2.12** - Seções transversais das vigas com as paredes transversais dos blocos parcialmente removidas.



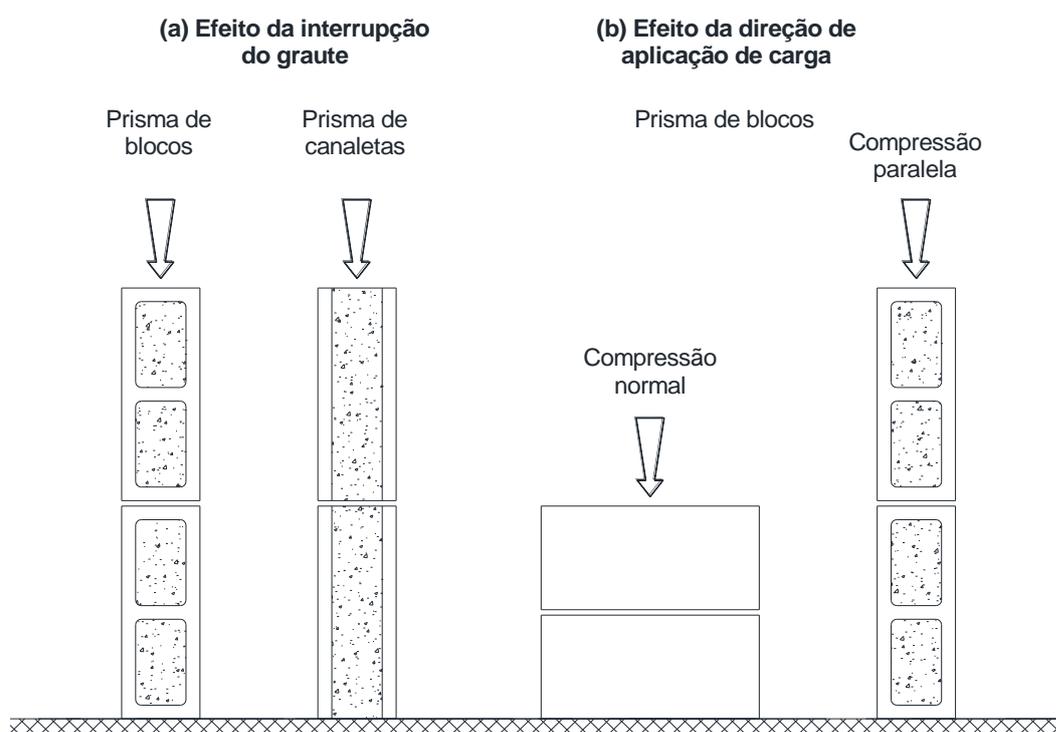
**Fonte:** Ring, Das e Stubbs (2012).

No que se refere ao comportamento das vigas, não houve diferenças significativas na capacidade de carga e nas flechas para os três níveis de interrupção considerados. Quanto às resistências à compressão dos prismas, as peças

grauteadas comprimidas paralelamente apresentaram um aumento de 26% em comparação com a direção normal, fato que contradiz as normas canadense e brasileira. No caso dos prismas ocos, porém, houve uma redução de 23%. Admitindo-se a extrapolação dos resultados e considerando que a percentagem de interrupção aumente de 0 para 100%, isto é, de uma situação sem interrupção para uma de interrupção total, a resistência à compressão é reduzida em 19%.

Nos ensaios de caracterização realizados por Contadini (2014), nos quais foram analisados prismas com duas unidades de altura e constituídos por blocos e canaletas de concreto (ver Figura 2.13), é possível avaliar tanto o efeito da direção de aplicação de carga quanto o da interrupção do graute. Os prismas compostos por blocos apresentaram uma redução média de 25% na resistência à compressão quando comparados com os feitos com canaletas. Esse resultado corrobora as recomendações da ABNT NBR 15961-1:2011 e CSA S304.1:2004, embora a redução obtida mostre que o efeito de interrupção do graute é menos prejudicial. Os ensaios representam as duas possibilidades extremas, a saber: 0% de interrupção quando são empregadas canaletas ou 100% quando do uso de blocos.

**Figura 2.13** - Ensaio de prismas: (a) efeito da interrupção do graute na zona comprimida e (b) efeito da direção de aplicação de carga na resistência à compressão.



Fonte: O Autor.

### 2.3 Comportamento à flexão

Os primeiros estudos para avaliar o comportamento de vigas em alvenaria foram conduzidos por Hugo Filippi em 1913, nos Estados Unidos. Nessa época, as pesquisas com alvenaria armada de tijolos estavam em seus primeiros estágios (SCHNEIDER; DICKEY, 1994). Essas iniciativas permitiram a partir do início de 1930 estabelecer os princípios de dimensionamento de vigas em alvenaria, que de modo geral são basicamente os mesmos usados no concreto armado, desde que sejam feitos os ajustes referentes às propriedades do material (HENDRY, 1998; KLINGNER, 2010).

Como a resistência à tração da alvenaria representa apenas uma fração de sua resistência à compressão, a resistência à flexão simples de elementos lineares não armados predominantemente fletidos é governada pela resistência à tração, a qual depende do traço da argamassa utilizada e da direção de atuação da tração, normal ou paralela à fiada. Para os casos em que a tensão de tração atuante é superior à parcela resistida pela alvenaria, é necessário prever armaduras. A Tabela 2.3 indica os valores de resistência à tração na flexão válidas para argamassas de cimento, cal, areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas. Na flexão de elementos não armados a resistência de compressão na flexão é admitida 50% maior que a de flexão simples ( $f_{tk}=1,5.f_k$ ).

**Tabela 2.3** - Valores característicos da resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ ).

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

Fonte: ABNT NBR15961-1:2011.

Para o dimensionamento de elementos em alvenaria armada considerando o estado limite último (ELU), as hipóteses nas quais o cálculo se baseia são:

- Forças internas em qualquer seção estão em equilíbrio com as forças externas;

- As seções transversais planas permanecem planas após a deformação. As deformações ao longo da seção são lineares, proporcionais à sua distância até a linha neutra (hipótese de Bernoulli);

- Existe perfeita aderência entre o aço e a alvenaria (solidariedade perfeita); dessa forma, a deformação específica de uma barra de armadura, em tração ou compressão, é igual à deformação específica da alvenaria envolvente;

- A resistência à tração da alvenaria é considerada nula;

- Para flexão ou flexo-compressão o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,35%;

- O máximo alongamento do aço é limitado em 1%;

- As seções são consideradas homogêneas e com sua área bruta;

- A tensão no aço é limitada a 50% da tensão de escoamento.

Para situações em que as ações se aproximam da carga de ruína o comportamento não linear do material torna menos verossímil a hipótese de a seção plana permanecer plana após a deformação. Contudo, com a consideração de um diagrama tensão-deformação não linear obtém-se uma previsão razoável do máximo momento resistente da seção.

Quando as vigas estão submetidas a um momento fletor crescente elas passam por três diferentes Estádios, os quais determinam o comportamento da peça até sua ruína. São eles:

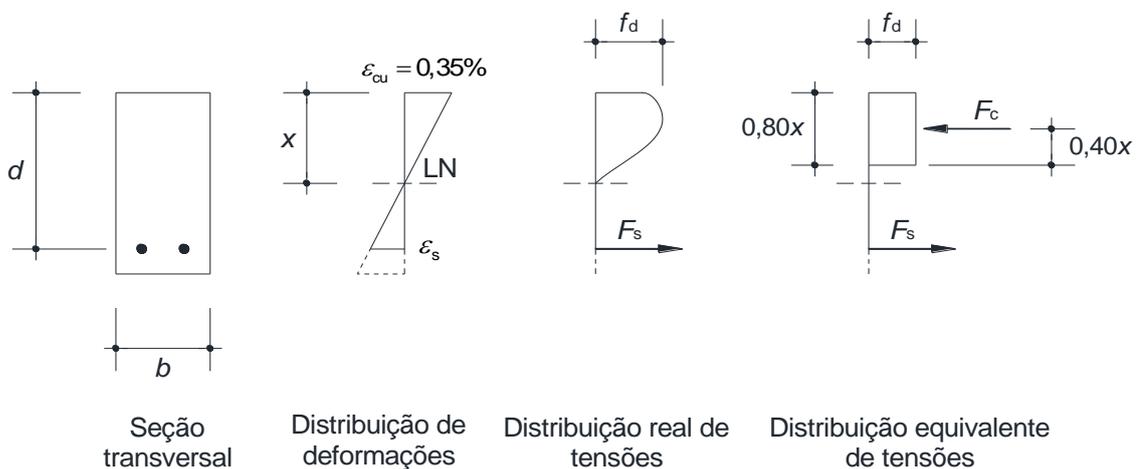
- **Estádio I** (estado elástico) - sob a ação de um momento fletor de pequena intensidade, a tensão de tração na alvenaria não excede sua resistência característica de tração na flexão ( $f_{tk}$ ) e o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear;

- **Estádio II** (estado de fissuração) - com o aumento do momento fletor, a tensão de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra terão valores superiores ao da resistência característica de tração na flexão ( $f_{tk}$ ) da alvenaria, de modo que apenas o aço resistirá aos esforços de tração. Admite-se que a distribuição de tensão de compressão na alvenaria continua linear;

- **Estádio III** (plastificação na região comprimida) - aumentando-se a intensidade do momento fletor até um valor próximo ao da ruína, a fibra mais comprimida da alvenaria atinge o seu máximo encurtamento e a peça está bastante fissurada, fazendo com que a profundidade da linha neutra diminua e, conseqüentemente, a região comprimida. Neste Estádio, a distribuição de tensões na região comprimida não é mais linear, contudo admite-se um diagrama retangular simplificado para o cálculo da resultante de compressão.

A Figura 2.14 ilustra a real distribuição de tensões na alvenaria em uma seção fletida e o diagrama retangular equivalente utilizado para o dimensionamento.

**Figura 2.14** - Seção no estado limite último.

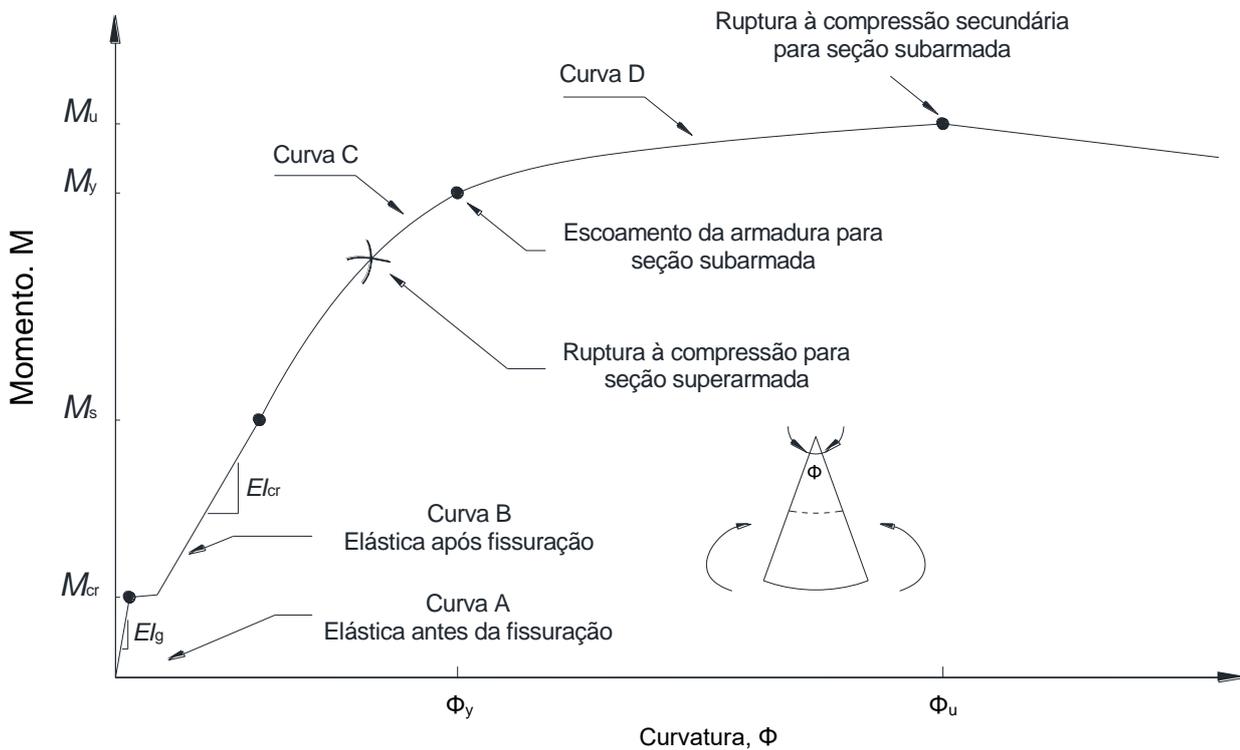


**Fonte:** Parsekian, Hamid e Drysdale (2012).

Para a ação de momentos fletores inferiores ao momento que provoca a fissuração da seção ( $M < M_{cr}$ ), Estádio I, o diagrama momento-curvatura possui uma trajetória linear indicada pelo trecho A da Figura 2.15.

Quando a resistência à tração da alvenaria é excedida surgem fissuras na região tracionada que se propagam em direção à linha neutra até que seja reestabelecida a situação de equilíbrio da seção. Conforme os materiais continuam a se deformar, o aumento da curvatura da seção é linear, porém com a diminuição gradativa de rigidez (Estádio II), trecho B da Figura 2.15. Com valores próximos ao momento correspondente à ruína, as tensões na alvenaria são plásticas e é observado um comportamento não linear (Estádio III) do diagrama momento-curvatura, trecho C da Figura 2.15.

**Figura 2.15** - Diagrama momento-curvatura para vigas em alvenaria.

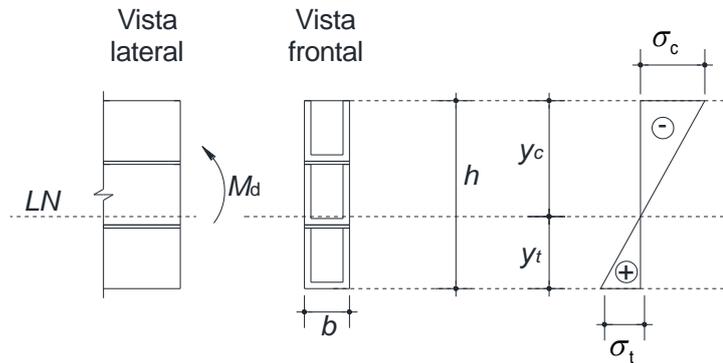


**Fonte:** Parsekian, Hamid e Drysdale (2012).

Após o escoamento da armadura ( $M > M_y$ ), o equilíbrio da seção para cada acréscimo do momento fletor atuante só é possível com o deslocamento da linha neutra em direção à face comprimida e, conseqüentemente, com o aumento do braço de alavanca. A ruína da seção ocorrerá quando a fibra mais comprimida de alvenaria atingir a sua deformação de ruptura.

### 2.3.1 Alvenaria não armada

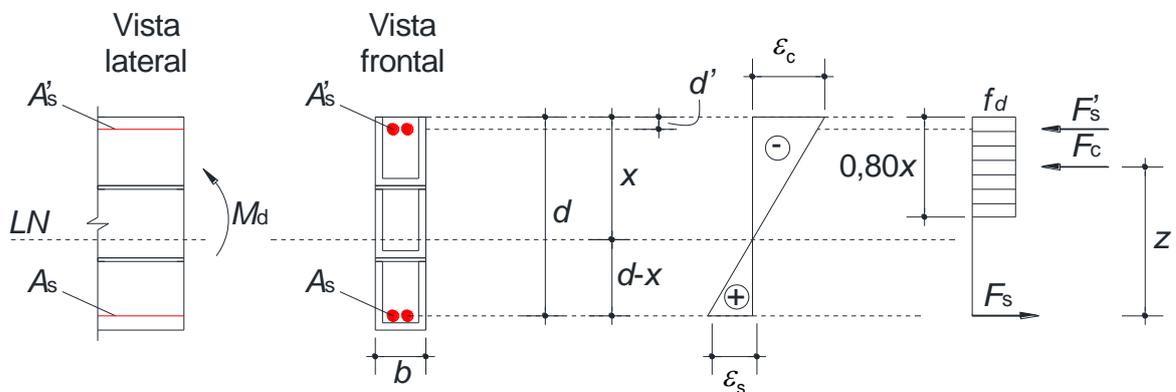
O dimensionamento de elementos submetidos à flexão simples e não armados é feito considerando-se o Estádio I, com a máxima tensão de tração inferior à resistência à tração na flexão da alvenaria. Nesta situação deve-se ainda assegurar que a máxima tensão de compressão na flexão não exceda em 50% a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ( $1,5.f_d$ ). A Figura 2.16 apresenta o digrama simplificado admitido neste caso.

**Figura 2.16** - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.

Fonte: O Autor.

### 2.3.2 Seções retangulares com armadura simples

Para o dimensionamento de uma seção retangular armada no estado limite último (Estádio III) pode ser considerado o diagrama de tensões e deformações da Figura 2.17.

**Figura 2.17** - Diagrama de tensões e deformações no Estádio III.

Fonte: O Autor.

Em que:

$d$  : altura útil da seção, correspondente à distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de alvenaria;

$d'$  : distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a fibra mais comprimida de alvenaria;

$b$  : largura da seção transversal;

$x$  : altura da linha neutra, correspondente à distância da borda comprimida até o ponto que tem deformação e tensão nulas;

$z$  : braço de alavanca, correspondente à distância entre o ponto de aplicação da resultante das forças de compressão na alvenaria até o da resultante das forças de tração no aço;

$M_d$  : momento fletor solicitante de cálculo;

$A_s$  : área de armadura tracionada;

$A'_s$  : área de armadura comprimida;

$F_c$  : resultante das forças de compressão na alvenaria;

$F_s$  : resultante das forças na armadura tracionada;

$F'_s$  : resultante das forças na armadura comprimida;

$f_d$  : máxima tensão de compressão;

$f_s$  : tensão de tração na armadura;

$\varepsilon_c$  : deformação máxima na alvenaria comprimida;

$\varepsilon_s$  : deformação na armadura tracionada.

Considerando o equilíbrio da seção apresentada na Figura 2.17 e a condição de segurança global garantida por  $R_d \geq S_d$ , que admite que as resistências minoradas pelos seus respectivos coeficientes de ponderação  $\gamma_m$  não podem ser menores que as solicitações majoradas por  $\gamma_f$ :

- **Equilíbrio das forças atuantes normais à seção transversal:** a resultante das forças atuantes na alvenaria ( $F_c$ ) deve ser igual à resultante das forças na armadura ( $F_s$ ):

$$\Sigma F = 0 \rightarrow F_s - F_c \therefore F_s = F_c \quad (2.2)$$

- **Equilíbrio de momentos:** o momento das forças internas (momento interno resistente) em relação ao centroide da armadura deve ser igual ao momento externo de cálculo ( $M_d$ ):

$$\Sigma M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \quad (2.3)$$

Das Equações 2.2 e 2.3, tem-se:

$$M_d = F_s \cdot z \quad (2.4)$$

- **Posição da linha neutra:** conhecendo a posição da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça estará trabalhando e calcular a resultante das forças de compressão ( $F_c$ ) e o braço de alavanca ( $z$ ):

$$F_c = 0,8x \cdot f_d \cdot b \quad (2.5)$$

$$z = d - 0,4x \leq 0,95 \cdot d \quad (2.6)$$

Colocando as Equações 2.5 e 2.6 na Equação 2.3, tem-se:

$$M_d = F_c \cdot z = (0,8x \cdot f_d \cdot b) \cdot (d - 0,4x) \quad (2.7)$$

$$M_d = (0,8x \cdot d - 0,32x^2) \cdot f_d \cdot b \quad (2.8)$$

As raízes do polinômio de segundo grau (Equação 2.8) podem ser determinadas por meio da fórmula de Bhaskara:

$$x = \frac{0,8 \cdot d \pm \sqrt{(0,8 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,32 \cdot \left(\frac{M_d}{f_d \cdot b}\right)}}{0,64} \quad (2.9)$$

Com a posição da linha neutra conhecida ( $x$ ) por meio da Equação 2.9, é possível calcular a área de armadura necessária ( $A_s$ ), cuja a resultante das forças atuantes na armadura ( $F_s$ ) é obtida através do produto da área de aço ( $A_s$ ) pela tensão atuante ( $f_s$ ). Da Equação (2.4), tem-se  $\frac{M_d}{z} = F_s \rightarrow F_s = A_s \cdot z$ , resultando em:

$$A_s = \frac{M_d}{f_s \cdot z} \quad (2.10)$$

A Equação 2.10 pode ser reescrita considerando o momento fletor atuante ( $M_d$ ), o qual deve ser limitado à  $0,40 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$  a fim de garantir a ductilidade da seção:

$$M_d = A_s \cdot f_s \cdot z \leq 0,40 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (2.11)$$

Em que:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.12)$$

$$f_s = 0,50 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \quad (2.13)$$

A área de armadura mínima ( $A_{s,min}$ ) é dada por:

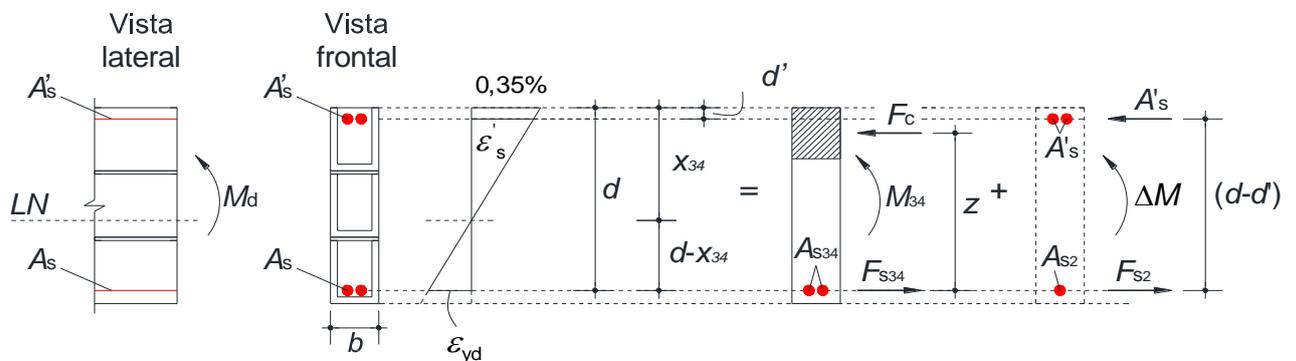
$$A_{s,min} = 0,10\% \cdot b \cdot d \quad (2.14)$$

Caso o momento fletor atuante ( $M_d$ ) seja maior que o momento resistente da seção (Equação 2.11) e não seja possível ou desejável nenhuma alteração, como a redução do carregamento aplicado, o aumento da altura útil ( $d$ ), de sua largura ( $b$ ) - alternativa pouco provável, tendo em vista a largura da parede em que a viga está embutida - ou o aumento da resistência à compressão simples da alvenaria ( $f_k$ ), resta ainda estudar a possibilidade de dimensionar a seção com armadura dupla. Esta possibilidade consiste em considerar, além da armadura tracionada, uma armadura longitudinal auxiliar colocada na região comprimida para contribuir com a alvenaria na absorção das tensões de compressão.

### 2.3.3 Seções retangulares com armadura dupla

O dimensionamento com armadura dupla é realizado determinando-se o momento resistente considerando que a seção trabalhe entre os domínios 3 e 4 e com apenas armadura tracionada, e por uma parcela complementar, correspondente a diferença entre o momento atuante  $M_d$  e o  $M_{34}$ , denominada  $\Delta M (\Delta M = M_d - M_{34})$ , que será resistida por uma armadura de compressão. A Figura 2.18 mostra a seção retangular de uma viga com armadura tracionada  $A_s$  e armadura comprimida  $A'_s$ .

**Figura 2.18** - Seção retangular com armadura dupla.

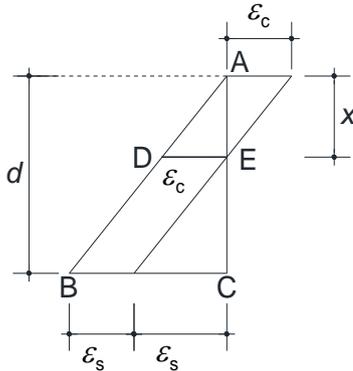


Fonte: O Autor.

Considerando a Equação 2.7 e impondo  $x=x_{34}$ , o momento fletor  $M_{34}$  é obtido por:

$$M_{34} = F_c \cdot z \rightarrow (0,8x_{34} \cdot f_d \cdot b) \cdot (d - 0,4x_{34}) \quad (2.15)$$

A posição da linha neutra correspondente ao limite entre os domínios 3 e 4 pode ser obtida por semelhança dos triângulos ABC e ADE do diagrama de deformações apresentado na Figura 2.19. O valor limite de  $x_{34}$  para aço CA-50 é dado na Equação 2.17.

**Figura 2.19** - Relação entre a posição da linha neutra ( $x$ ) e a altura útil ( $d$ ).

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_s} \quad (2.16)$$

$$x_{34} = 0,628.d \quad (2.17)$$

**Fonte:** O Autor.

A área de armadura tracionada correspondente à seção trabalhando entre os domínios 3 e 4 ( $A_{s34}$ ) é calculada através da Equação 2.10, substituindo-se  $M_d$  por  $M_{34}$ :

$$A_{s34} = \frac{M_{34}}{f_s \cdot z} \rightarrow A_{s34} = \frac{M_{34}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x_{34})} \quad (2.18)$$

Fazendo o equilíbrio da seção indicada na Figura 2.18 e considerando a diferença entre o momento atuante  $M_d$  e o  $M_{34}$ , denominado  $\Delta M$ , a área de armadura adicional tracionada é dada por:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - d') \cdot f_{yd}} \rightarrow A_{s2} = \frac{(M_d - M_{34})}{(d - d') \cdot f_{yd}} \quad (2.19)$$

A área de armadura total tracionada é igual a soma das parcelas  $A_{s34}$  e  $A_{s2}$ , dada por:

$$A_s = A_{s34} + A_{s2} \quad (2.20)$$

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao centroide da armadura tracionada com  $\Delta M$ , obtém-se  $A'_s$ :

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - d') \cdot f'_s} \rightarrow A'_s = \frac{(M_d - M_{34})}{(d - d') \cdot f'_s} \quad (2.21)$$

Em que:

$f'_s$  : tensão na armadura comprimida.

Finalmente, é preciso conhecer a deformação específica da armadura comprimida  $\varepsilon'_s$  para encontrar a tensão na armadura correspondente  $f'_s$ . O valor de  $\varepsilon'_s$  é obtido a partir da Equação 2.22 com base na semelhança de triângulos da Figura 2.18.

$$\varepsilon'_s = \frac{0,35 \cdot (x_{34} - d')}{x_{34}} \quad (2.22)$$

## 2.4 Comportamento ao cisalhamento

De acordo com as normas brasileiras de projeto de estruturas em alvenaria estrutural, ABNT NBR15812-1:2010 e ABNT NBR 15961-1:2011, o cálculo da resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) segue o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que admite a resistência como sendo uma combinação entre a aderência inicial ( $\tau_0$ ) e a tensão de pré-compressão normal à junta ( $\sigma$ ), podendo ser expressa da seguinte forma:

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (2.23)$$

Em que:

$\tau$  : resistência ao cisalhamento da junta;

$\tau_0$  : resistência ao cisalhamento por aderência inicial;

$\mu$  : coeficiente de atrito;

$\sigma$  : tensão de pré-compressão normal à junta.

A definição dessa resistência depende do traço da argamassa empregada no assentamento das unidades e do nível de pré-compressão. A ABNT NBR 15961-1:2011 fornece os valores da resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) segundo três classes de resistência da argamassa e com coeficiente de atrito ( $\mu$ ) constante igual a 0,5, Tabela 2.4.

**Tabela 2.4** - Valores característicos da resistência ao cisalhamento -  $f_{vk}$  (MPa).

Local	Resistência média de 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

**Fonte:** ABNT NBR15961-1:2011.

Sobre os valores apresentados na Tabela 2.4, deve-se observar que os mesmos são válidos para argamassas tradicionais de cimento, cal e areia sem aditivos ou adições e para condição de juntas verticais preenchidas. Para outros casos a resistência ao cisalhamento deve ser avaliada por meio de ensaios. Quanto ao valor da tensão de pré-compressão ( $\sigma$ ), ela deve ser obtida considerando apenas as ações permanentes, reduzidas por um coeficiente de segurança igual a 0,90.

Hendry (1998) apresenta alguns valores da aderência inicial ( $\tau_0$ ) e do coeficiente de atrito ( $\mu$ ) obtidos por diferentes autores e para diferentes tipos de unidades e traços de argamassa, Tabela 2.5.

**Tabela 2.5** - Valores para a aderência inicial ( $\tau_0$ ) e o coeficiente de atrito ( $\mu$ ).

Autores	Tipo de unidade	Traço da argamassa	$\tau_0$	$\mu$
Hendry e Sinha	Cerâmica	1:0,25:3	0,30	0,50
Chinwah	Cerâmica	1:0,25:3	0,25	0,34
Pieper e Trautsh	Sílico-calcáreo	1:2:8	0,20	0,84
		1:0:4	0,70	1,04
Schneider	Sílico-calcáreo	1:1:6	0,14	0,30
Mann e Muller	Maciça cerâmica	1:3	0,40	0,30
		1:0:4	0,35	0,37

**Fonte:** Hendry (1998).

Para o caso das vigas com blocos totalmente grauteados e com armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento, a resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) é obtida por:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,70\text{MPa} \quad (2.24)$$

Em que:

$\rho$  : é a taxa geométrica de armadura longitudinal igual  $\frac{A_s}{b.d}$ .

A norma ainda admite a correção de  $f_{vk}$  para o caso de vigas biapoiadas ou em balanço por meio da multiplicação pelo fator apresentado na Equação 2.25, tomado com valor sempre maior que 1,0 e desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa.

$$\gamma_{cis} = \left[ 2,5 - 0,25 \cdot \left( \frac{M_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x} \cdot d} \right) \right] \quad (2.25)$$

Considerando o fator de correção de  $f_{vk}$  (Equação 2.25), a Equação 2.24 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$f_{vk} = (0,35 + 17,5\rho) \cdot \left[ 2,5 - 0,25 \left( \frac{M_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x} \cdot d} \right) \right] \leq 1,75\text{MPa} \quad (2.26)$$

Em que:

$M_{m\acute{a}x}$  : maior valor de momento fletor;

$V_{m\acute{a}x}$  : maior valor da força cortante.

Para o cálculo das armaduras transversais é possível descontar a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria,  $V_a$ , cuja contribuição é dada por:

$$V_a = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \cdot b.d \quad (2.27)$$

Em que:

$\gamma_m$  : coeficiente de ponderação das resistências.

Considerando a resistência característica ao cisalhamento indicada na Equação 2.26, o termo referente à alvenaria fica:

$$f_{vk} = (0,35 + 17,5\rho) \cdot \left[ 2,5 - 0,25 \left( \frac{M_{\max}}{V_{\max} \cdot d} \right) \right] \cdot \left( \frac{b \cdot d}{\gamma_m} \right) \quad (2.28)$$

Quando necessária, a área de armadura de cisalhamento paralela à direção de atuação da força cortante é determinada por:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (2.29)$$

Em que:

$A_{sw}$  : área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

$V_d$  : força cortante solicitante de cálculo, igual a  $V_k \cdot \gamma_f$ ;

$V_a$  : parcela da força cortante absorvida pela alvenaria;

$s$  : espaçamento entre os estribos;

$f_{yd}$  : tensão (resistência) de escoamento de cálculo do aço, igual a  $\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ .

Em nenhum caso admite-se espaçamento  $s$  maior que  $d/2$ . No caso das vigas esse limite não pode superar 30 cm. Essa imposição tem a finalidade de assegurar que a fissura diagonal seja interceptada por pelo menos um estribo. Quanto às peças com necessidade de armadura transversal, essa deve ter área mínima igual à  $0,05 \cdot b \cdot s$ . A especificação de uma armadura transversal mínima tem a finalidade de evitar a ruptura frágil, garantindo sua ductilidade.

Observa-se que a tensão do aço, assim como foi feito no dimensionamento à flexão, é limitada em 50% da tensão de escoamento, ou seja, está em regime elástico linear. Em comparação com a antiga norma, ABNT NBR 10837:1989, que

adota o método das tensões admissíveis, para o aço CA-50 houve um aumento de 31,5% na resistência de cálculo da armadura. Essa recomendação de se limitar a tensão implica na adoção de áreas de armaduras maiores do que se estivesse utilizando a resistência efetiva do material. De uma maneira simplista, como comentam Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), essa imposição pode ser entendida como um fator extra de segurança no dimensionamento.

No caso das peças não armadas o cálculo deve assegurar que a tensão de cálculo convencional de cisalhamento ( $\tau_{vd}$ ) seja menor ou igual à resistência ao cisalhamento da alvenaria, cujo os valores foram indicados na Tabela 2.5. A Equação 2.30 exprime essa condição:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b.h} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (2.30)$$

Em que:

$\tau_{vd}$  : tensão de cálculo convencional de cisalhamento;

$h$  : altura da seção transversal;

$V_d$  : força cortante de cálculo.

#### 2.4.1 Comportamento resistente das vigas

A seguir são descritos os comportamentos de vigas com e sem armadura transversal. Embora algumas das referências correspondam ao estudo de estruturas em concreto armado, sob o ponto de vista do fenômeno ele é o mesmo que ocorre nas vigas em alvenaria estrutural.

### 2.4.1.1 Vigas sem armadura transversal

O dimensionamento de uma viga fletida, sob a ação de momento fletor variável, e, por consequência também submetida a força cortante ( $V=dM/dx$ ), não se baseia nas tensões principais de tração e compressão ( $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ , respectivamente) inclinadas em relação ao eixo da peça, mas em valores auxiliares de cálculo obtidos a partir da decomposição dessas tensões segundo um sistema de coordenadas x-y: as tensões tangenciais  $\tau_{xy}$  e as tensões normais  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ , sendo esta última normalmente desprezada e com importância apenas em trechos de introdução de carga.

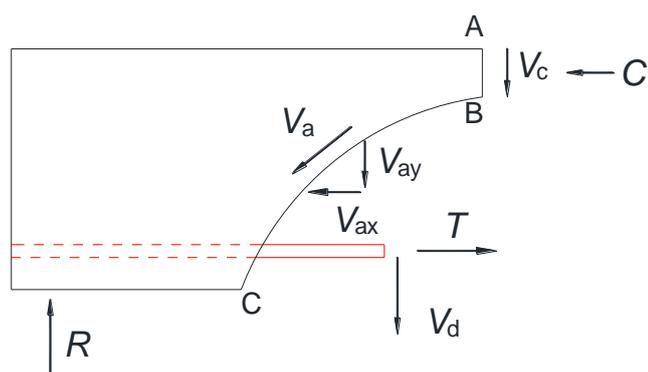
Quando a tensão principal de tração ( $\sigma_1$ ) excede a resistência à tração na flexão do material, no caso a alvenaria, o comportamento nesse estágio (Estádio II) é melhor representado quando associado ao mecanismo de funcionamento de uma treliça (analogia de treliça Ritter-Mörsch), em que as armaduras e alvenaria equilibram conjuntamente a força cortante: as tensões de compressão são resistidas pela alvenaria comprimida, que se mantém íntegra entre as fissuras (bielas comprimidas), e as tensões de tração são resistidas pelas armaduras transversais (armaduras de cisalhamento).

O comportamento de treliça nas vigas fletidas, segundo Fusco (2008), não é instaurado desde o estágio inicial de carregamento. Somente com o aumento do carregamento aplicado e a fissuração do elemento (Estádio II) é que há a mudança de comportamento, passando-se do comportamento de viga para o de treliça. Antes desse processo ocorrer, com a viga ainda no Estádio I, a resistência ao cisalhamento está associada apenas com a estrutura interna do material e a mobilização dos mecanismos resistentes.

Os mecanismos de transferência da força cortante nas vigas sem estribos são ilustrados na Figura 2.20. A força cortante é transmitida através da linha A-B-C pela  $V_c$ , que é a parcela correspondente ao banzo comprimido, pela  $V_{ay}$ , que é a componente vertical da força cortante transmitida através da fissura, e pela  $V_d$ , que é a ação de pino da armadura longitudinal, que por ser mais rígida que o material envolvente funciona como um pino de ligação entre as duas faces da fissura. À medida

que o carregamento é aumentado e a fissura revela maior abertura, a parcela referente ao engrenamento dos agregados ( $V_a$ ) é reduzida com a contrapartida de incremento das forças transmitidas através do banzo comprimido ( $V_c$ ) e da armadura longitudinal ( $V_d$ ). O aumento da parcela referente à ação de pino ( $V_d$ ), além de fletir localmente a armadura de flexão, causa o fendilhamento do material envolvente ao longo da posição da armadura (ruptura da aderência). Com a progressão desta fissura e a redução da colaboração de  $V_d$ , praticamente toda a força passa a ser transmitida pelo banzo comprimido na porção de alvenaria acima da fissura. Nesse estágio, com a linha neutra se deslocando para cima e o braço de alavanca  $z$  aumentando, a altura do banzo é gradativamente diminuída a tal ponto que a deformação de ruptura da alvenaria é atingida e a capacidade de carga seja esgotada.

**Figura 2.20** - Esforços internos em uma viga fissurada sem estribos.



**Fonte:** adaptada de Wight e MacGregor (2012).

A resistência ao cisalhamento, segundo Leonhardt e Mönning (2007), é influenciada por vários parâmetros (cerca de vinte), dentre eles: a forma de distribuição do carregamento e sua posição; a armadura longitudinal (taxa, tipo de aço, ancoragem, qualidade da aderência e o escalonamento da armadura); a armadura transversal (taxa, tipo de aço, ancoragem, qualidade da aderência, espaçamento e o tipo de estribo - vertical, inclinado<sup>4</sup>); a forma e a altura da seção transversal; a granulometria (diâmetro do agregado graúdo); as resistências dos

<sup>4</sup> É oportuno comentar que, por razões de ordem prática, as armaduras transversais em vigas em alvenaria estrutural são constituídas por estribos verticais e espaçadas conforme a modulação (módulos iguais a 15 ou 20 cm) empregada.

materiais, que no caso da alvenaria são as resistências das unidades, do material de preenchimento e da argamassa.

A influência do tipo de carregamento está relacionada com a possibilidade de transferência de parte do carregamento diretamente aos apoios e na mobilização dos mecanismos resistentes. Para cargas concentradas há um aumento da resistência ao cisalhamento para uma relação decrescente  $a/h < 2,5$ . De maneira análoga acontece um aumento da capacidade resistente em vigas com carregamentos uniformes quando  $l/h < 10$ . Nas vigas submetidas à cargas concentradas, à medida que a carga se distancia dos apoios, a sua transmissão direta se torna menos importante e a capacidade resistente passa a depender mais do efeito de pino, do engrenamento dos agregados e da resistência à tração do material (alvenaria).

A taxa de armadura longitudinal influencia no desenvolvimento das fissuras de cisalhamento em direção ao banzo comprimido e no efeito de pino, que faz com que as barras da armadura longitudinal funcionem como pinos de ligação entre os dois trechos separados pelas fissuras. Quanto aos estribos, a consideração de uma área de armadura efetiva contribui com a limitação da abertura das fissuras e de sua penetração em direção à zona comprimida, além de proporcionar o confinamento do graute.

O efeito da forma da seção transversal está relacionado com a absorção das componentes da força atuante no banzo comprimido. No caso de seções retangulares, cuja forma se adapta facilmente à inclinação do banzo, a maior parte da força cortante é resistida por essa componente. Em seções T, porém, onde a componente do banzo comprimido é quase horizontal, somente uma pequena parcela é absorvida pelo banzo. A maior parte da força cortante neste caso fica a cargo das diagonais comprimidas (bielas de alvenaria) e dos estribos. Quanto à altura, a capacidade resistente diminui consideravelmente com o aumento da altura útil ( $d$ ).

O tamanho dos grãos do agregado graúdo está relacionado ao mecanismo de transferência de forças nas superfícies das fissuras de cisalhamento (engrenamento dos agregados), influenciando, portanto, diretamente na abertura das fissuras, na mobilização do efeito de pino e no atrito desenvolvido na interface das

fissuras. Por fim, a resistência da alvenaria influi na transferência de forças transversais (forças de atrito nas superfícies das fissuras e as forças decorrentes da ação de pino na armadura longitudinal).

#### 2.4.1.2 Vigas com armadura transversal

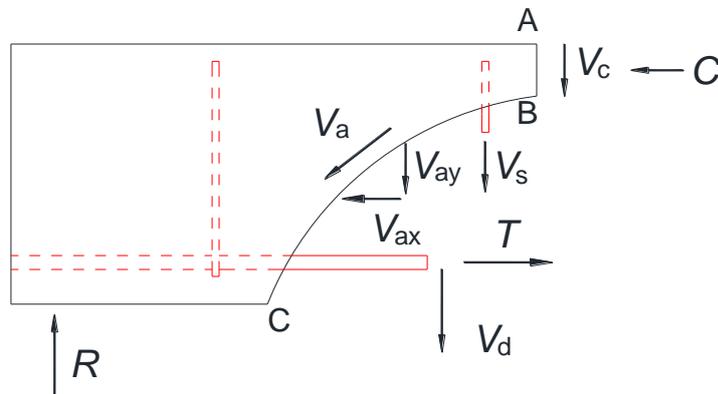
A normalização vigente que trata do dimensionamento de estruturas em alvenaria estrutural de blocos de concreto, ABNT NBR 15961-1:2011, nem sempre exige a colocação de uma quantidade mínima de armadura transversal nas vigas (item 12.2 da norma). Particularmente nas situações em que as solicitações tangenciais são inferiores à resistência ao cisalhamento da alvenaria, os estribos são dispensados. Essa prescrição é oposta a do código de concreto armado, que sempre<sup>5</sup> preconiza uma armadura transversal mínima, independentemente da contribuição do concreto. Esta recomendação ocorre pois a ruptura por cisalhamento se dá de maneira frágil e, caso a ruína venha a acontecer, ela deverá necessariamente sobrevir devido ao estado limite último de solicitações normais, já que nesta situação ela é precedida por avisos (fissuração e maiores deslocamentos).

Como apresentado anteriormente, a formulação proposta pela ABNT NBR 15961-1:2011 considera a resistência ao cisalhamento como sendo a soma das contribuições da alvenaria e do efeito da taxa geométrica de armadura longitudinal ( $\rho_{sl}$ ). A parcela referente à alvenaria tem valor único igual à 0,35 MPa, que segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) corresponde à resistência de uma seção grauteada e equivale à resistência esperada para um concreto de 8 MPa. Quanto à taxa de armadura, ela é multiplicada por uma constante igual à 17,5. A Figura 2.21 ilustra os esforços em uma viga fissurada com estribos.

---

<sup>5</sup> Fazem exceção à essa recomendação os elementos lineares em que  $b_w > 5.d$ , as nervuras de lajes nervuradas com espaçamento menor ou igual a 65 cm e alguns casos particulares de pilares e elementos de fundação.

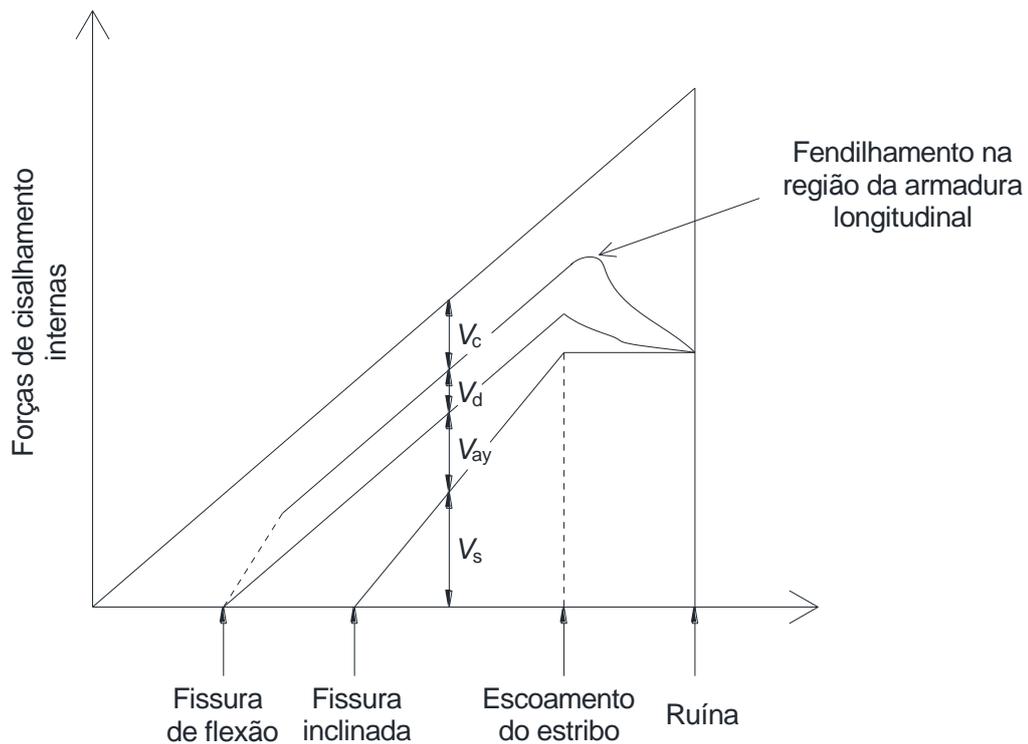
**Figura 2.21** - Esforços internos em uma viga fissurada com estribos.



**Fonte:** adaptada de Wight e MacGregor (2012).

Anteriormente à fissuração por flexão (Estádio I), toda força cortante é absorvida pela alvenaria não fissurada. Entre o instante do aparecimento das fissuras de flexão e o da fissura inclinada, quando o mecanismo de viga se altera para um comportamento análogo ao mecanismo de treliça, são mobilizados os mecanismos resistentes, os quais resistem ao cortante através das contribuições do banzo comprimido ( $V_c$ ), das forças de atrito desenvolvidas na interface da fissura inclinada ( $V_{ay}$ ) e das forças de pino originadas por ocasião da flexão da armadura longitudinal ( $V_d$ ).

Com o aumento do carregamento aplicado e, por consequência, a propagação das fissuras, caso os estribos que interceptam à fissura diagonal entrem em escoamento, elas se abrirão mais rapidamente, reduzindo a contribuição de  $V_{ay}$  e forçando o aumento dos dois outros mecanismos ( $V_d$  e  $V_c$ ). Essa redistribuição perdura até que ocorra o fendilhamento na região da armadura longitudinal, o qual reduz a parcela  $V_d$  e toda cortante passa a ser absorvida pelo banzo comprimido. Neste estágio a ruína se torna iminente e ela ocorre em razão do esmagamento da região comprimida por uma combinação de cisalhamento e compressão. A Figura 2.22 mostra a contribuição dos mecanismos resistentes e o instante em que eles são mobilizados. Com exceção de  $V_s$ , o comportamento força  $x$  deslocamento dos três outros mecanismos ( $V_{ay}$ ,  $V_d$  e  $V_c$ ) são de natureza frágil. Como se observa, o esgotamento da capacidade resistente não está unicamente relacionando com o escoamento do estribo, já que no instante em que isso ocorre os mecanismos resistentes são atuantes e possibilitam o aumento da carga aplicada.

**Figura 2.22** - Distribuição dos esforços de cisalhamento em vigas com estribos.

**Fonte:** Wight e MacGregor (2012).

#### 2.4.2 Modos de ruptura

A caracterização dos modos de ruptura de um elemento estrutural, além de possibilitar descrever como se dá a ruptura física de uma determinada peça, também permite identificar os mecanismos intervenientes no fenômeno.

A ruptura de vigas por ação da força cortante ocorre quando as armaduras transversais são insuficientes, permitindo que as fissuras diagonais penetrem demasiadamente na zona de compressão e diminuam a altura da região comprimida, quando elas inexistem, por arranjos defeituosos (espaçamento excessivo, ancoragem insuficiente) ou por eventuais deficiências das resistências dos componentes (unidades, aço e graute). A seguir são apresentados os diferentes modos de ruptura nas vigas com e sem armaduras transversais.

### 2.4.2.1 Modos de ruptura nas vigas sem armadura transversal

Nas peças sem estribos o desenvolvimento de sua capacidade resistente está associado apenas com a estrutura interna da alvenaria e à mobilização dos mecanismos resistentes. A ausência de uma armadura transversal efetiva, capaz de resistir às tensões de tração devidas à força cortante, possibilita a propagação da fissura inclinada em direção ao/aos ponto/pontos de aplicação do carregamento. O avanço dessa fissura em direção à região comprimida faz com que a altura da alvenaria colaborante acima da fissura seja reduzida e, portanto, ficando sobrecarregada e sujeita ao esmagamento.

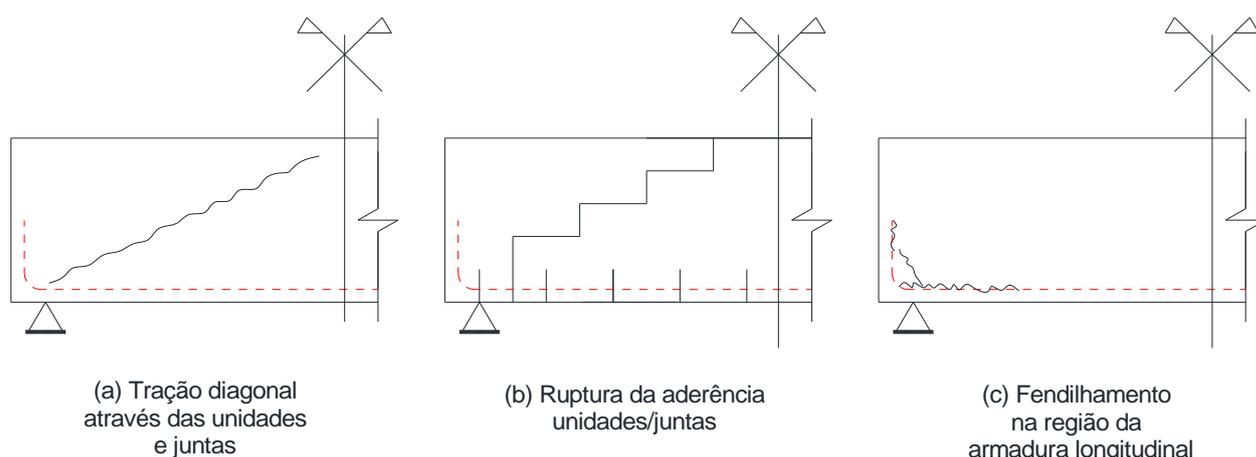
A trajetória das fissuras nas vigas em alvenaria, particularmente às relacionadas à ruptura por tração diagonal, são influenciadas pelo posicionamento da carga concentrada, pela altura da peça (número de fiadas) e pela modulação (espaçamento das juntas verticais). Nos casos em que as cargas estão mais próximas dos apoios, portanto com relação  $a/d$  pequena, as fissuras se desenvolvem inclinadamente interligando o ponto de aplicação de carga ao apoio. À medida que o carregamento é aumentado e a fissura tem maior abertura, reduzindo o engrenamento, a mobilização da armadura longitudinal, em virtude do apoio da biela de alvenaria, se torna evidente. Este mecanismo causa a plastificação local da armadura e sua eficiência está relacionada com a espessura do cobrimento, a resistência da alvenaria, especialmente à do graute, e o espaçamento dos estribos. A sua contribuição se esgota quando há o fendilhamento da alvenaria envolvente ao longo da posição da armadura.

Nas vigas com maior altura, além das fissuras seguirem com trajetória perpendiculares às tensões principais de tração ( $\sigma_1$ ), ou seja, na direção das trajetórias de compressão, cruzando os blocos e as juntas, elas também podem avançar com uma configuração escalonada, contornando-os, caracterizada pela ruptura da interface bloco/argamassa. A ocorrência de uma forma ou outra está relacionada com a altura do elementos, isto é, com a inclinação que a fissura diagonal evolui. Para fissuras mais abatidas a sua propagação em forma escalonada é mais provável, ao passo que para maiores inclinações ela se dá preferencialmente com o cruzamento das unidades e juntas.

A ação de pino nas peças mais altas torna-se menos verossímil, já que para esta situação o comportamento de arco, cujo funcionamento possibilita a transmissão de uma parte da carga diretamente aos apoios, é atuante. Esse comportamento de arco, segundo o CEB-FIP (1990), não se constituiu propriamente em um mecanismo resistente, já que não há transferência de tensões tangenciais a um plano paralelo vizinho, mas alivia as parcelas de contribuição dos mecanismos resistentes. A Figura 2.23 apresenta os modos de ruptura das vigas em alvenaria sujeitas ao cisalhamento. Obviamente que uma ou outra configuração de fissura pode ser predominante, o que não quer dizer que elas não possam ocorrer como uma combinação dessas formas, como, por exemplo, a presença de fissuras inclinadas em determinados trechos, o contorno ao longo das juntas em outros, e também a existência do fendilhamento na região da armadura em virtude da flexão localizada da armadura longitudinal.

Normalmente nas peças sem estribos o estado limite último, caracterizado pelo esgotamento da capacidade resistente, ocorre pouco após o aparecimento da fissura inclinada. A adoção de estribos tem a finalidade de alterar o modo de ruptura (ruptura frágil), assegurando que ela seja precedida por avisos, condição de segurança essencial para qualquer elemento com finalidade estrutural.

**Figura 2.23** - Modos de ruptura nas vigas sem estribos ou com armaduras ineficientes.



**Fonte:** O Autor.

#### 2.4.2.2 Modos de ruptura nas vigas com armadura transversal

O comportamento na ruptura das vigas armadas ao cisalhamento é tipicamente diferente das peças sem estribos. Como observado na Figura 2.22, as

armaduras transversais não previnem a formação da fissura inclinada; elas são efetivas somente após a sua formação, ao controlar sua evolução e abertura, possibilitando um melhor aproveitamento da capacidade resistente à flexão. Além de tornarem a ruptura dúctil, os estribos ainda colaboram com os mecanismos resistentes, a exemplo do confinamento da alvenaria no banzo comprimido, que possibilita conter o avanço da fissura inclinada, no efeito de pino, ao dar suporte e proteção para armadura longitudinal, e no engrenamento dos agregados, ao limitar a abertura das fissuras, permitindo que haja uma maior transferência de forças nas superfícies das fissuras.

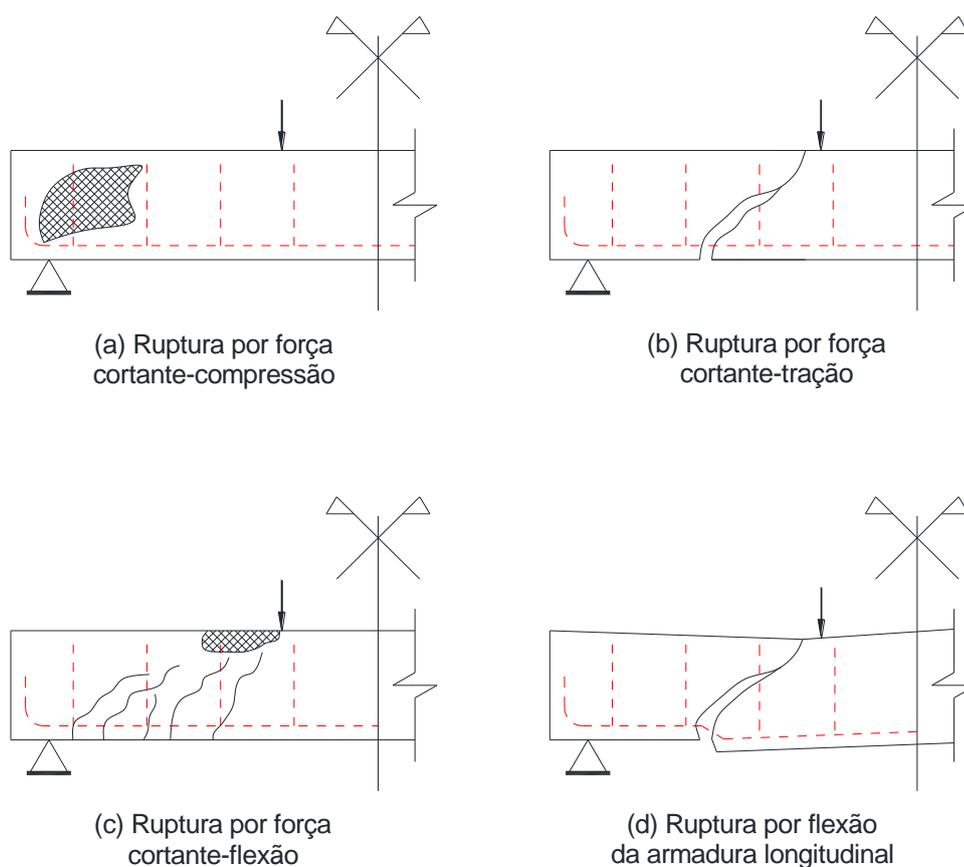
Sob um aspecto geral, os modos de ruptura nesses elementos são os mesmos observados nas estruturas em concreto armado. A particularidade está na configuração da fissura inclinada, que pode se apresentar de forma escalonada, contornando as unidades (configuração improvável para vigas em concreto armado). Apresentam-se, a seguir, os modos de ruptura típicos em elementos com armaduras transversais efetivas. Segundo Fusco (2008) eles são:

- **ruptura por força cortante-compressão** - ocorre quando há o esmagamento das bielas diagonais de alvenaria, podendo ser evitada com a imposição de um limite da tensão de cisalhamento atuante, cujo o valor é função da resistência à compressão da alvenaria;
- **ruptura por força cortante-tração** - ocorre quando há ruptura da armadura transversal, que é insuficiente. Em virtude da ruptura dos estribos, as fissuras de cisalhamento penetram na zona de compressão, reduzindo a sua altura e ficando sujeita ao rompimento (esmagamento);
- **ruptura por força cortante-flexão** - ocorre quando as fissuras de cisalhamento avançam demasiadamente e cortam uma parte da região que formaria o banzo comprimido. É comum nas proximidades de cargas concentradas elevadas, podendo ser evitada pelo adequado dimensionamento e arranjo das armaduras de flexão e cisalhamento;
- **ruptura por flexão da armadura longitudinal** - ocorre devido à flexão localizada das armaduras longitudinais que servem de apoio para as bielas diagonais. A resistência insuficiente da armadura para suportar a flexão das

barras possibilita o avanço das fissuras de cisalhamento, causando a divisão da peça em duas partes. Pode ser evitada por meio de um arranjo adequado das armaduras, com a limitação do espaçamento entre os estribos e a adoção de ancoragens eficientes.

A Figura 2.24 ilustra os modos de ruptura.

**Figura 2.24** - Modos de ruptura nas vigas com armaduras transversais efetivas.



**Fonte:** Fusco (2008).

Um outro tipo de ruptura, embora ela não seja propriamente causada por força cortante, pois não há o rompimento de estribos, é a ruptura por falha de ancoragem. Nas peças em que as armaduras longitudinais são bastante solicitadas até os apoios, pelo efeito de arco, pode ocorrer o colapso na região de junção da diagonal comprimida com o banzo tracionado, no entorno das ancoragens de extremidade, fazendo surgir nesse local fissuras de aderência (fendilhamento do material envolvente). Esse tipo de ruptura se dá de forma brusca.

Tendo em vista o padrão de fissuração observado nas vigas em alvenaria (ver Figura 2.23) e o posicionamento de determinados estribos, alguns deles serão pouco solicitados, como é o caso daqueles que estão dispostos na imediata vizinhança dos apoios. O acionamento dos estribos está associado à inclinação com que as fissuras de cisalhamento se propagam.

Nas peças pouco fissuradas, com a alvenaria ainda suficientemente resistente para transmitir as tensões de tração devidas às forças cortantes, alguns dos estribos podem até mesmo serem comprimidos ao invés de tracionados. Esse comportamento normalmente ocorre nas armaduras posicionadas próximas aos pontos de introdução de carga e é alterado quando o processo de fissuração se intensifica.

Devido aos diferentes modos de ruptura por força cortante, alguns deles com colapso não avisado, no dimensionamento dos elementos estruturais devem, sempre, ser tomadas todas as medidas necessárias de modo que as solicitações tangenciais não sejam condicionantes da ruína. Dessa forma, admite-se como condição fundamental de segurança que, na eventualidade de sobrevir a ruína, ela deve ser decorrente dos efeitos das solicitações normais, pois, nessas condições ela é quase sempre de natureza avisada (FUSCO, 2008).

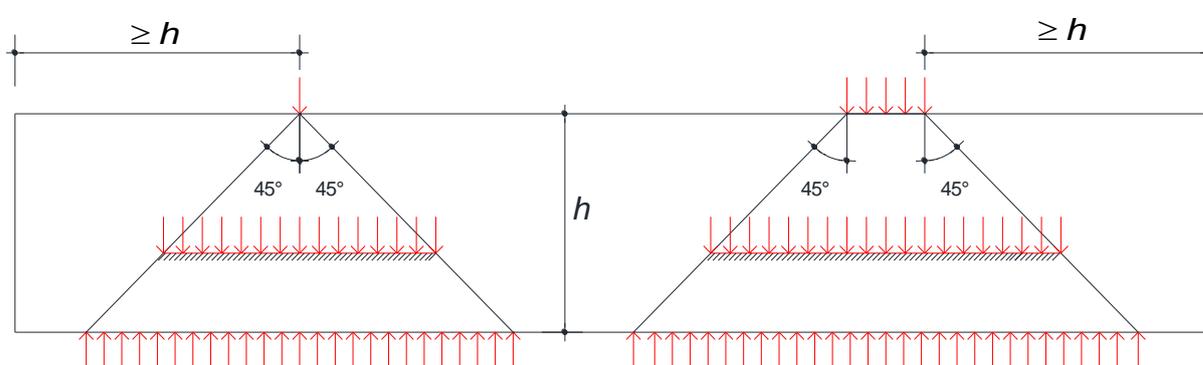
## 2.5 Disposições gerais de dimensionamento e construtivas

Além do dimensionamento, o qual é feito a fim de garantir a segurança contra o colapso, é fundamental que sejam respeitados certos requisitos, como as áreas mínimas e máximas das armaduras, o cobrimento, os comprimentos de ancoragens e de emendas, entre outras prescrições estabelecidas pela ABNT NBR 15961-1:2011. A seguir são apresentados alguns dos requisitos, restringindo-se àqueles relacionados com as vigas.

- **Vão efetivo** - o vão efetivo das vigas deve ser tomado como sendo o menor valor entre:
  - a) a distância entre as faces dos apoios mais a altura da seção transversal da viga;
  - b) a distância entre os eixos dos apoios.

- **Composição de carregamento** - a composição do carregamento sobre as vigas, seja ele de natureza concentrada ou distribuída, é feita de acordo com o princípio geral de dispersão das ações no material alvenaria, que se dá segundo um ângulo de inclinação de  $45^\circ$  em relação ao plano horizontal. Essa prescrição serve tanto para a definição da parte de um elemento que efetivamente trabalha para resistir a uma ação quanto para a parte de um carregamento que eventualmente atue sobre um elemento, Figura 2.25.

Figura 2.25 - Dispersão de ações verticais na alvenaria.



Fonte: ABNT NBR 15961-1:2011.

- **Seção transversal** - para o cálculo das características geométricas, a seção transversal deve ser considerada com suas dimensões brutas, desconsiderando-se eventuais revestimentos.
- **Deslocamentos limites** - os deslocamentos finais, incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência, não devem ser maiores que  $l/150$  ou 20 mm para elementos em balanço e  $l/300$  ou 10 mm nos demais casos. Admite-se ainda que os deslocamentos podem ser compensados por contraflechas, desde que elas não ultrapassem  $l/400$ . Nos casos em que as vigas servem de apoio para as alvenarias, elas não devem apresentar deslocamentos maiores que  $l/500$ , 10 mm ou  $\theta = 0,0017\text{rad}$ .
- **Cobrimento** - exceto se as armaduras tiverem algum tipo de proteção contra corrosão, o cobrimento mínimo das armaduras envolvidas por graute é de 15 mm, desconsiderada a espessura da unidade.

- **Armadura mínima** - a área de armadura longitudinal não deve ser inferior à  $0,10\%.bd$ , conforme apresentado na Equação 2.14. Quanto ao cisalhamento, não há uma prescrição para os elementos sem a necessidade de estribos. Nos casos em que eles são necessários, a área mínima de armadura transversal é igual a  $0,05\%.bs$ .
- **Armadura máxima** - a área de armadura máxima é igual a 8% da área correspondente da seção do graute envolvente, considerando-se eventuais regiões de trasparse -  $A_{smáx}=8\%$  da área a ser grauteada.
- **Diâmetro máximo das armaduras** - no caso das vigas, o diâmetro máximo das armaduras é de 25 mm.
- **Espaçamento entre barras** - o espaçamento entre barras é limitado a:
  - a) Diâmetro máximo do agregado mais 5 mm;
  - b) 1,5 vezes o diâmetro da armadura;
  - c) 20 mm.
- **Ancoragem** - com exceção das regiões dos apoios de extremidades, toda armadura longitudinal deve ser estendida além do ponto em que não é mais necessária, pelo menos por uma distância igual ao maior valor entre a altura efetiva  $d$  ou 12 vezes o diâmetro da barra.

As barras não devem ser interrompidas em zonas tracionadas a menos que uma das seguintes condições sejam atendidas:

- a) as barras se estendam pelo menos o seu comprimento de ancoragem além do ponto em que não são mais necessárias;
- b) a resistência de cálculo ao cisalhamento na seção onde se interrompe a barra é maior que o dobro da força cortante de cálculo atuante;
- c) as barras contínuas na seção de interrupção provêm o dobro da área necessária para resistir ao momento fletor atuante na seção.

Em uma extremidade simplesmente apoiada, cada barra tracionada deve ser ancorada de um dos seguintes modos:

- a) um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a  $12.\phi$  além do centro do apoio, garantindo-se que nenhuma curva se inicie antes desse ponto;
  - b) um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a  $12.\phi$  mais metade da altura útil  $d$ , desde que o trecho curvo não se inicie a uma distância inferior a  $d/2$  da face do apoio.
- **Emendas** - no máximo duas barras podem ser emendadas em uma mesma seção quando alojadas em um mesmo espaço grauteado (furo vertical ou canaleta horizontal). Uma segunda emenda deve estar, no mínimo, a uma distância de  $40.\phi$  da primeira emenda, medida na direção do eixo das barras, sendo  $\phi$  o diâmetro da barra emendada.

O comprimento mínimo de uma emenda por traspasse é de  $40.\phi$ , não sendo admitido valor menor que 15 cm no caso de barras corrugadas e 30 cm no caso de barras lisas. Em nenhum caso a emenda pode ser inferior ao comprimento de ancoragem.

- **Ganchos e dobras** - a fim de se evitar a concentração de tensões no graute e na argamassa, ganchos e dobras devem ter dimensões e formatos mínimos. O comprimento efetivo de um gancho ou de uma dobra deve ser medido do início da dobra até um ponto situado a uma distância de quatro vezes o diâmetro da barra além do fim da dobra, e deve ser tomado como o maior valor entre o comprimento real e o seguinte:
  - a) Para um gancho, 8 vezes o raio interno, até o limite de  $24.\phi$ ;
  - b) Para uma dobra a  $90^\circ$ , 4 vezes o raio interno da dobra, até o limite de  $12.\phi$ .

## 2.6 Comentários finais

Com base nos estudos apresentados um dos principais parâmetros intervenientes no comportamento ao cisalhamento é a relação  $a/d$ : há um significativo aumento da capacidade resistente com a redução dessa relação. Outro aspecto que influi diretamente é a resistência da aderência bloco/argamassa, já que as primeiras fissuras a se formarem partem das juntas. O padrão de fissuração nas vigas, com as

fissuras se propagando através das juntas ou cruzando os blocos, compromete a eficiência dos estribos, pois essas acabam não sendo interceptadas pelas armaduras.

Os trabalhos que objetivaram comparar os resultados experimentais de vigas com a previsão de cálculo feita segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 concluíram que as forças últimas teóricas são bastante conservativas.

Com relação aos estudos referentes ao efeito da direção de aplicação do carregamento, os resultados são inconclusivos. Alguns dos trabalhos revelaram um aumento da resistência à compressão paralela às juntas em comparação com a direção normal, enquanto outros apontam para uma redução. O fato é que as resistências à compressão normal e paralela devem ser tratadas separadamente tendo em vista o comportamento ortotrópico da alvenaria. Para se estabelecer correlações consistentes entre as duas resistências são necessários mais ensaios, os quais devem contemplar as diferentes resistências dos blocos e do graute.

Quanto ao efeito da interrupção do graute na zona comprimida, existe uma redução da resistência à compressão, contudo, essa diminuição é inferior ao que é estabelecido pela ABNT NBR 15961-1:2011.

A abordagem do problema referente ao cisalhamento feita pela ABNT NBR 15961-1:2011 é simplificada, pois os mecanismos resistentes, os quais contribuem na transferência das forças cortantes, não são considerados. Isso é feito dessa forma tendo em vista o estágio de conhecimento atual. O mesmo ocorre com a imposição de se limitar a tensão de escoamento do aço em 50% de seu valor real.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL I: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Esta etapa do programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos consistiu na caracterização dos materiais e componentes da alvenaria estrutural. Foram realizadas as análises dimensional, física e mecânica das unidades (blocos, meio blocos e canaletas) e, em um segundo momento, a execução de ensaios de prismas com duas fiadas para avaliar o comportamento da alvenaria como material compósito. Ensaios complementares como a análise granulométrica dos agregados e o controle da argamassa e do graute no estado fresco e endurecido também foram efetuados. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios e as propriedades avaliadas em cada um deles.

**Tabela 3.1** - Descrição dos ensaios realizados.

<b>Material/Componente</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Propriedades avaliadas</b>
Agregados	Análise física e granulométrica	massa específica massa unitária distribuição granulométrica dimensão máxima característica módulo de finura
Blocos	Análise dimensional, física e mecânica	verificação das dimensões absorção de água e massa seca resistência sob compressão uniaxial módulo de elasticidade
Argamassa e graute	Análise física e mecânica	índice de consistência/abatimento resistência sob compressão uniaxial resistência à tração por compressão diametral módulo de elasticidade
Prismas	Análise mecânica	resistência sob compressão uniaxial módulo de elasticidade

**Fonte:** O Autor.

### 3.1 Caracterização das unidades

As unidades empregadas neste trabalho são constituídas por blocos, meio blocos e canaletas da família M15x40 e todas de material concreto. Antes de serem utilizadas as mesmas foram submetidas aos ensaios indicados pela ABNT NBR 6136:2014 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - requisitos, que recomenda as análises dimensional, física e mecânica. A Tabela 3.2 apresenta as características gerais das unidades.

**Tabela 3.2** - Características das unidades.

Unidade	Classe	Resistência característica à compressão uniaxial - $f_{bk}$ (MPa)	Dimensões nominais (mm) (largura x altura x comprimento)
Bloco inteiro	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	140x190x390
Meio bloco	B		140x190x190
Canaleta	B		140x190x390

**Fonte:** O Autor.

A etapa de ensaios, propriamente dita, teve início com uma inspeção visual, a qual revelou que as unidades possuíam aspecto homogêneo e estavam isentas de trincas ou outras imperfeições que pudessem prejudicar o assentamento ou afetar a resistência. Após essa inspeção, que indicou a aceitação do lote, foram separados aleatoriamente os blocos, meio blocos e canaletas que constituíram a amostra representativa de todo o lote a fim de se realizar os demais ensaios. O tamanho da amostra para cada um dos ensaios recomendados pela norma é apresentado na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3** - Tamanho da amostra dos ensaios.

Ensaio	Número de unidades da amostra <sup>6</sup>
Análise dimensional	6
Análise física	3
Análise mecânica	6

**Fonte:** O Autor.

<sup>6</sup> O número de unidades das amostras admite como desconhecido o desvio padrão ( $S_d$ ) de fábrica.

Os ensaios de caracterização foram realizados conforme os procedimentos da ABNT NBR 12118:2013 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - métodos de ensaio, e são apresentados a seguir.

### 3.1.1 Análise dimensional e física

A verificação das dimensões das unidades como a largura, o comprimento, a altura, a espessura das paredes, as dimensões dos furos e o raio das mísulas foi feita com o auxílio de uma régua metálica com resolução de 1 mm, um paquímetro digital com resolução de 0,01 mm e um transferidor metálico. Para cada uma das dimensões (largura, comprimento e altura) foram realizadas três medições em pontos distintos na face de maior espessura (face superior no momento do assentamento) das paredes das unidades. Considerando as dimensões nominais (família M15x40) e as tolerâncias permitidas (ver notas da Tabela 3.4) constata-se a conformidade do lote nesse quesito. Os resultados obtidos são expressos como a média das três medições e estão apresentados na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4** - Dimensões reais das unidades.

CP	Bloco			Meio bloco			Canaleta		
	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>l</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>l</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>l</i> (mm)
1	139,86	187,00	390,67	138,02	190,33	189,33	138,93	186,33	390,17
2	139,89	186,00	390,67	138,69	188,00	189,00	139,61	187,67	390,00
3	138,86	187,33	390,67	138,01	189,00	189,67	139,57	186,50	389,67
4	139,86	187,33	390,67	138,62	189,33	189,67	139,73	187,83	389,67
5	139,79	188,00	390,33	138,71	188,33	188,83	139,99	187,33	390,00
6	141,37	192,67	390,33	137,88	189,00	189,33	139,19	188,67	389,50
<b>Média</b>	<b>139,94</b>	<b>188,06</b>	<b>390,56</b>	<b>138,32</b>	<b>189,00</b>	<b>189,31</b>	<b>139,50</b>	<b>187,39</b>	<b>389,83</b>
<b>DP</b>	0,81	2,35	0,17	0,39	0,82	0,34	0,38	0,87	0,26
<b>CV (%)</b>	0,58	1,25	0,04	0,28	0,43	0,18	0,28	0,47	0,07

**Notas:**

*b* - largura.

*h* - altura.

*l* - comprimento.

Tolerâncias permitidas -  $\pm 2,0$  mm para a largura e  $\pm 3,0$  mm para a altura e o comprimento.

**Fonte:** O Autor.

De maneira semelhante ao que foi feito para se determinar as dimensões das unidades, também foram realizadas medições das espessuras das paredes longitudinais e transversais, a dimensão dos furos e o raio das mísulas, conforme apresenta a Tabela 3.5. Em todos esses casos os valores encontrados atenderam as tolerâncias permitidas.

**Tabela 3.5** - Resultados da espessura das paredes longitudinais e transversais, dimensões dos furos e raio das mísulas.

CP	Bloco						Meio bloco			
	Espessura mínima das paredes			Dimensão dos furos		Raio das mísulas (mm)	Espessura mínima das paredes		Dimensão dos furos	
	$e_l$ (mm)	$e_t$ (mm)	$e_{eq}$ (mm/m)	$D_l$ (mm)	$D_t$ (mm)		$e_l$ (mm)	$e_t$ (mm)	$D_l$ (mm)	$D_t$ (mm)
1	25,93	26,34	202,59	146,15	75,19	41,60	25,61	25,99	131,02	78,64
2	25,78	27,14	208,77	147,97	75,87	41,24	25,95	25,75	129,30	79,85
3	25,50	26,74	205,69	148,26	75,43	41,57	25,53	26,17	131,34	78,59
4	25,77	27,22	209,41	147,60	75,73	40,35	26,03	25,89	130,82	78,63
5	25,98	26,39	202,97	145,11	74,91	41,90	25,71	26,25	131,03	79,08
6	27,01	27,32	210,15	147,23	75,60	41,85	25,49	25,89	130,78	78,92
<b>Média</b>	<b>25,99</b>	<b>26,86</b>	<b>206,60</b>	<b>147,05</b>	<b>75,45</b>	<b>41,42</b>	<b>25,72</b>	<b>25,99</b>	<b>130,71</b>	<b>78,95</b>
<b>DP</b>	0,52	0,43	3,33	1,20	0,36	0,57	0,22	0,19	0,72	0,48
<b>CV (%)</b>	2,02	1,61	1,61	0,82	0,47	1,38	0,87	0,73	0,55	0,61

**Notas:**

$e_l$  - espessura mínima das paredes longitudinais.

$e_t$  - espessura mínima das paredes transversais.

$e_{eq}$  - espessura equivalente mínima.

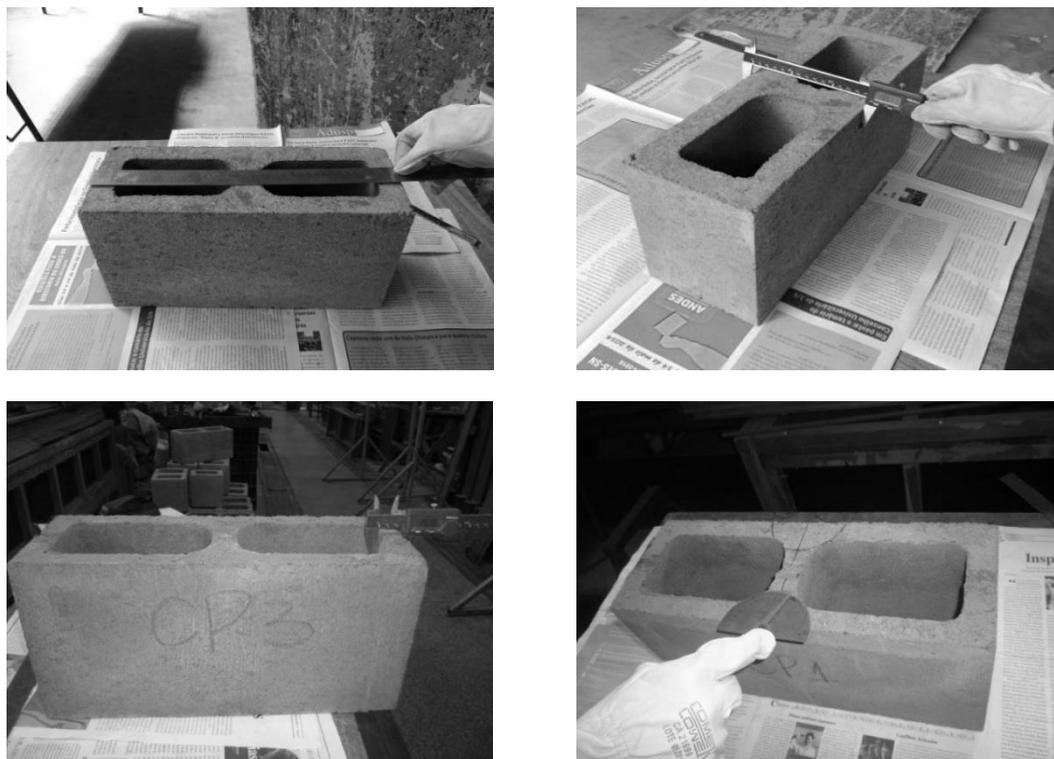
$D_l$  - dimensão do furo na direção longitudinal.

$D_t$  - dimensão do furo na direção transversal.

Tolerâncias permitidas - para blocos classe B e com largura nominal de 140 mm a espessura mínima das paredes longitudinais e transversais é de 25 mm, com tolerância de -1,0 mm para cada valor individual; a menor dimensão do furo é de 70 mm; a espessura equivalente mínima, que é a relação entre o somatório da espessura das paredes transversais pelo comprimento nominal expresso em metros, é de 188 mm/m; as mísulas de acomodação devem ter raio mínimo de 40 mm.

**Fonte:** O Autor.

A Figura 3.1 apresenta algumas das etapas da análise dimensional.

**Figura 3.1** - Análise dimensional dos blocos.

**Fonte:** O Autor.

O cálculo da área bruta foi efetuado por meio do produto entre os valores médios do comprimento e a largura, sem descontar as áreas dos furos. Já a área líquida, correspondente à seção resistente das unidades, foi obtida com o auxílio de uma balança digital (com resolução de 0,1 g) que possibilitou quantificar as massas imersas e na condição saturada com superfície seca. Os detalhes da execução desse ensaio são retratados pela Figura 3.2.

**Figura 3.2** - Ensaio de absorção de água e área líquida.

**Fonte:** O Autor.

Os resultados da área bruta, área líquida, relação área líquida pela área bruta e absorção média são apresentados na Tabela 3.6.

**Tabela 3.6** - Resultados da área bruta, área líquida e absorção de água do bloco e meio bloco.

CP	Bloco				Meio bloco			
	$A_{bruta}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{líquida}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{líq.}/A_{bruta}$	$a$ (%)	$A_{bruta}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{líquida}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{líq.}/A_{bruta}$	$a$ (%)
1	54478,47	29701,57	0,55	5,02	26131,16	14684,24	0,56	6,48
2	54628,45	29812,17	0,55	5,02	26212,41	14829,79	0,57	6,65
3	54277,63	29486,46	0,54	5,22	26176,53	14629,10	0,56	6,63
<b>Média</b>	<b>54461,52</b>	<b>29666,74</b>	<b>0,54</b>	<b>5,09</b>	<b>26173,36</b>	<b>14714,38</b>	<b>0,56</b>	<b>6,58</b>
<b>DP</b>	176,02	165,63	0,0013	0,11	40,72	103,68	0,003	0,09
<b>CV (%)</b>	0,32	0,56	0,24	2,25	0,16	0,70	0,61	1,42

**Notas:**

$A_{bruta}$  - área bruta.

$A_{líquida}$  - área líquida.

$a$  - absorção.

Tolerâncias permitidas - para blocos classe B obtidos a partir de misturas com agregados normais a absorção de cada corpo de prova deve ser menor ou igual a 10%. A absorção média é limitada em 8%.

**Fonte:** O Autor.

Nos dois casos analisados, blocos e meio blocos, a absorção média foi inferior ao limite de 8%, que é o valor indicado para blocos estruturais de concreto da classe B segundo a ABNT NBR 6136:2014. Essa avaliação é útil para a dosagem das argamassas, já que um bloco com alta absorção irá retirar uma grande parcela da água de amassamento, restando pouco para as reações de hidratação do cimento e, conseqüentemente, reduzindo a resistência. De forma contrária, blocos com absorções muito baixas terão prejuízo na aderência, já que uma parcela dessa resistência é proveniente da sucção da pasta de cimento pelos seus poros.

Outro aspecto a ser comentado é a diferença de absorção do bloco e meio bloco. Mesmo se tratando de unidades com as mesmas características (ver Tabela 3.2), os meio blocos apresentaram uma absorção média 29% maior que a dos blocos. Esse fato se deve à eventual diferença na mistura do concreto empregado na produção das unidades e, conseqüentemente, na porosidade.

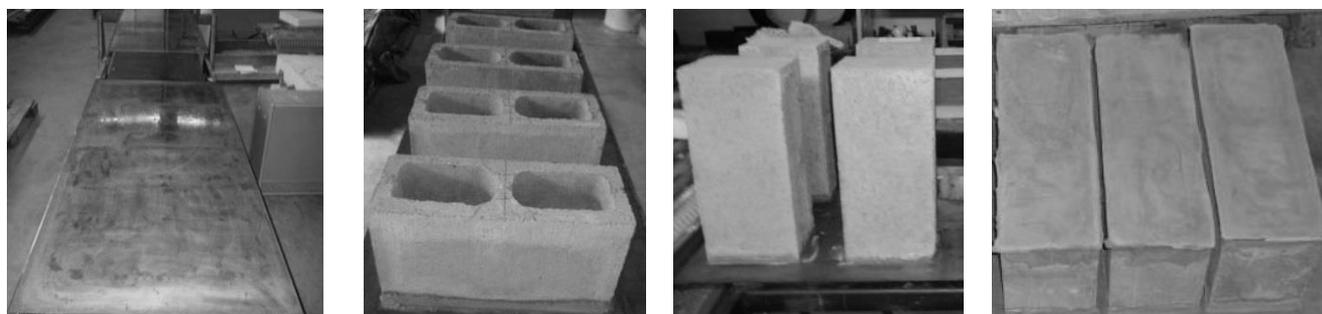
### 3.1.2 Análise mecânica

Previamente aos ensaios de compressão uniaxial, todas as unidades (blocos, meio blocos e canaletas) tiveram suas faces de trabalho capeadas com uma fina camada de argamassa a fim de propiciar o paralelismo das faces e uma distribuição mais uniforme de carga sobre toda a superfície. Optou-se por esse tipo de regularização por ser esse um dos procedimentos recomendados pela ABNT NBR 12118:2013<sup>7</sup>.

A argamassa utilizada foi dosada na proporção em volume 1:0,60 (cimento CPV-ARI : areia fina) com relação água cimento de 0,45 e mistura realizada com o auxílio de um misturador mecânico de eixo vertical. Ensaios de corpos de prova cilíndricos de 50 x 100 (diâmetro x altura, em mm), com um dia de idade, apresentaram resistência à compressão média de 30 MPa, valor superior à resistência das unidades referida à área líquida.

O capeamento das unidades foi feito sobre uma chapa metálica apoiada em uma estrutura de suporte devidamente nivelada. Essa operação teve início com a aplicação de uma camada de desmoldante sobre a chapa e, após o lançamento da argamassa, as unidades eram então comprimidas ao seu encontro. Nessa etapa, fazia-se o uso de um martelo de borracha e para verificar a planicidade da superfície foi utilizado um nível de bolha. A Figura 3.3 ilustra a chapa utilizada, a regularização das faces de trabalho e os blocos já capeados.

**Figura 3.3** - Etapas da execução do capeamento com argamassa.



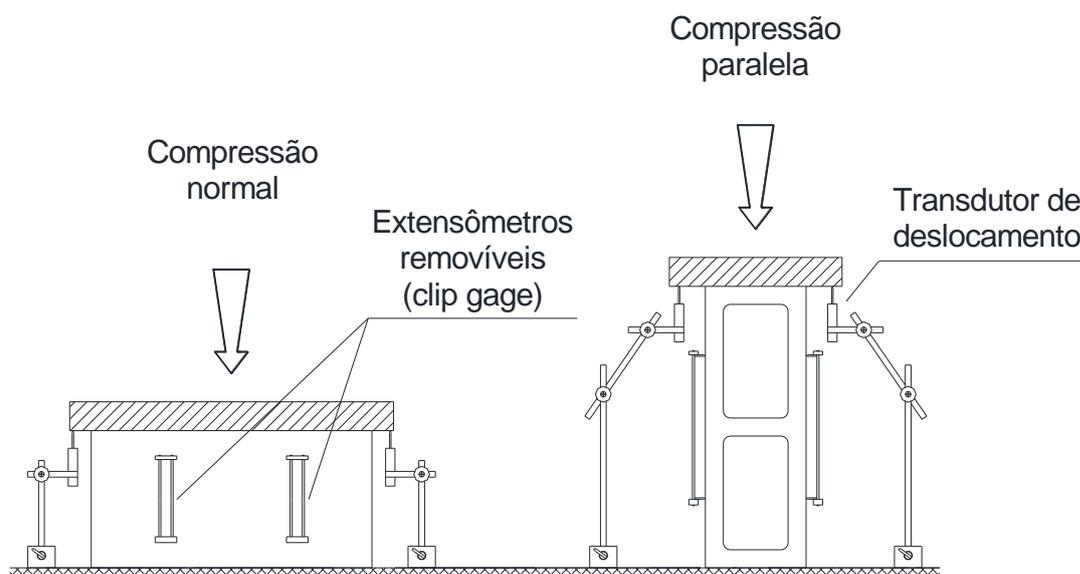
**Fonte:** O Autor.

<sup>7</sup> A ABNT NBR 12118:2013 recomenda para a regularização das faces de trabalho dos corpos de prova o uso de pastas, argamassas, enxofre ou por meio de retífica.

Todos os ensaios foram realizados na máquina hidráulica da marca INSTRON, modelo 500 HVL com capacidade de 1500 kN, e com controle de deslocamento à uma taxa de 0,005 mm/s. A instrumentação utilizada consistiu na fixação de extensômetros removíveis (*clip gages*) e de transdutores de deslocamento, posicionados entre a chapa de distribuição de carga e a mesa da máquina de ensaios, a fim de se registrar a variação nas dimensões das unidades.

Considerando-se os objetivos deste trabalho, particularmente o interesse em caracterizar a resistência à compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento, as unidades também foram ensaiadas nessa direção. A Figura 3.4 apresenta as duas direções de aplicação de carga analisadas, bem como os instrumentos de medição empregados.

**Figura 3.4** - Direção de aplicação de carga nas unidades (blocos, meio blocos e canaletas) e o aparato de ensaio utilizado.



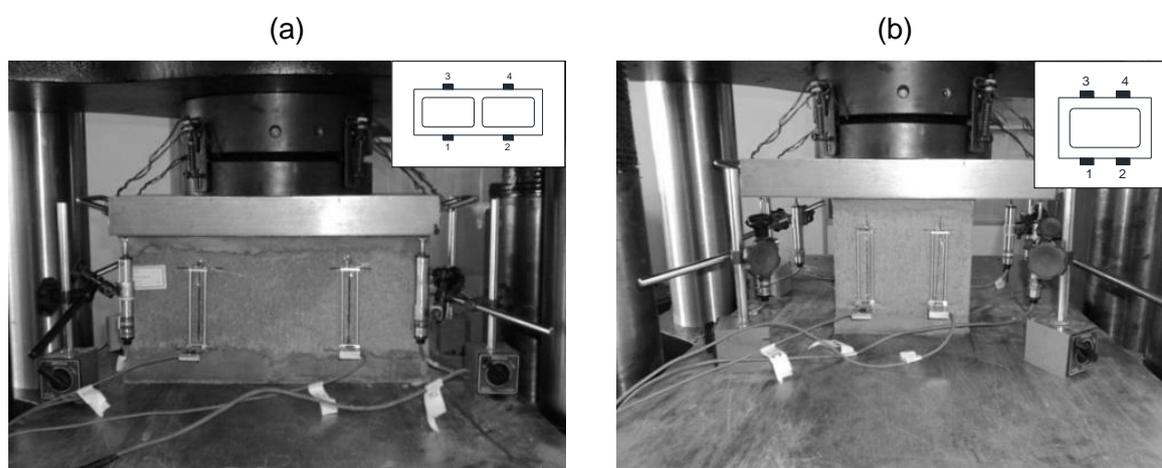
**Fonte:** O Autor.

Em relação aos resultados, é importante comentar que todos os valores referentes às resistências e módulos de elasticidade foram analisados quanto à existência de observações extremas. O teste estatístico utilizado, bem como as análises encontram-se descritos no APÊNDICE A - TESTE DE VALOR EXTREMO.

### 3.1.2.1 Compressão normal das unidades

Nas unidades ensaiadas com compressão normal à junta de assentamento a instrumentação foi feita com a fixação de quatro extensômetros removíveis (*clip gages*) de base igual a 100 mm, simetricamente posicionados nas faces dos blocos, além de quatro transdutores de deslocamento com curso de 25 mm, instalados entre a chapa de distribuição e a mesa da máquina de ensaios, ambos com resolução de 0,001 mm. A fim de eliminar eventuais folgas foi aplicado previamente aos ensaios um ciclo de carga e descarga com 10% da força última prevista. A Figura 3.5 ilustra o aparato do ensaio.

**Figura 3.5** - Ensaio de resistência à compressão normal: (a) blocos e (b) meio blocos.



**Fonte:** O Autor.

Embora os modelos tenham sido instrumentados com transdutores de deslocamentos, os valores registrados por eles não foram utilizados, pois se mostraram discrepantes quando comparados com os obtidos pelos extensômetros removíveis. Em todos os casos analisados o módulo de elasticidade, obtido com base nos registros daquele instrumento, foi menor do que os obtidos com os extensômetros, comportamento esse também observado por Freitas (2008) e Oliveira (2014). Esse resultado deve-se à presença de eventuais folgas na interface entre a chapa de distribuição de carga e as faces de trabalho das unidades, as quais são consumidas e registradas pelos transdutores de deslocamento durante os ensaios.

Sobre o módulo de elasticidade dos blocos convém observar que a distribuição de tensões ao longo das paredes longitudinais e transversais não é

uniforme, portanto, as deformações também não são. Essa diferença é decorrente de sua geometria e do efeito de confinamento, o que leva a distintos valores de rigidez dependendo dos pontos onde são fixados os instrumentos de medição. Barbosa (2008) identificou em ensaios de unidades de concreto que até o nível de 70% da resistência do bloco as maiores deformações ocorreram no septo central. A partir desse nível, segundo o autor, há uma significativa mudança devida à fissuração intensa e a consequente redistribuição de tensões.

A Tabela 3.7 apresenta os resultados da caracterização mecânica dos blocos e meio blocos. O módulo de elasticidade foi determinado pelo quociente da tensão pela deformação específica na região linear do diagrama tensão  $\times$  deformação, correspondente à curva secante entre 5 e 33% da resistência à compressão máxima.

**Tabela 3.7** - Resistência à compressão normal e módulo de elasticidade dos blocos e meio blocos.

CP	Bloco					Meio bloco				
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_b$ (área bruta) (MPa)	$E_b$ (área bruta) (GPa)	$f_b$ (área líquida) (MPa)	$E_b$ (área líquida) (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_b$ (área bruta) (MPa)	$E_b$ (área bruta) (GPa)	$f_b$ (área líquida) (MPa)	$E_b$ (área líquida) (GPa)
1	804,21	14,71	22,14	27,01	40,65	395,92	15,12	22,80	26,90	40,55
2	753,66	13,79	22,49	25,31	41,29	378,94	14,47	15,96	25,74	28,40
3	630,28	11,53	12,26	21,17	22,51	396,29	15,13	14,66	26,92	26,08
4	696,48	12,74	29,29	23,39	53,76	377,84	14,43	13,80	25,67	24,54
5	611,60	11,19	21,01	20,54	38,57	374,18	14,29	15,33	25,42	27,27
6	915,59	16,75	23,77	30,75	43,63	458,23	17,50	24,09	31,13	42,84
<b>Média</b>	<b>735,30</b>	<b>13,45</b>	<b>21,83</b>	<b>24,70</b>	<b>40,07</b>	<b>396,90</b>	<b>15,16</b>	<b>17,77</b>	<b>26,96</b>	<b>31,62</b>
<b>DP</b>	114,39	2,09	5,52	3,84	10,13	31,51	1,20	4,47	2,14	7,95
<b>CV (%)</b>	15,56	15,56	25,27	15,56	25,27	7,94	7,94	25,14	7,94	25,14
$f_{bk}$ (MPa)	-	<b>9,98</b>	-	<b>18,32</b>	-	-	<b>14,25</b>	-	<b>25,35</b>	-
$E_b/f_b$	<b>1623</b>					<b>1172</b>				

**Notas:**

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$f_b$  (área bruta) - resistência à compressão da unidade referida à área bruta.

$f_b$  (área líquida) - resistência à compressão da unidade referida à área líquida.

$f_{bk}$  - resistência característica à compressão da unidade.

$E_b$  (área bruta) - módulo de elasticidade da unidade referido à área bruta.

$E_b$  (área líquida) - módulo de elasticidade da unidade referido à área líquida.

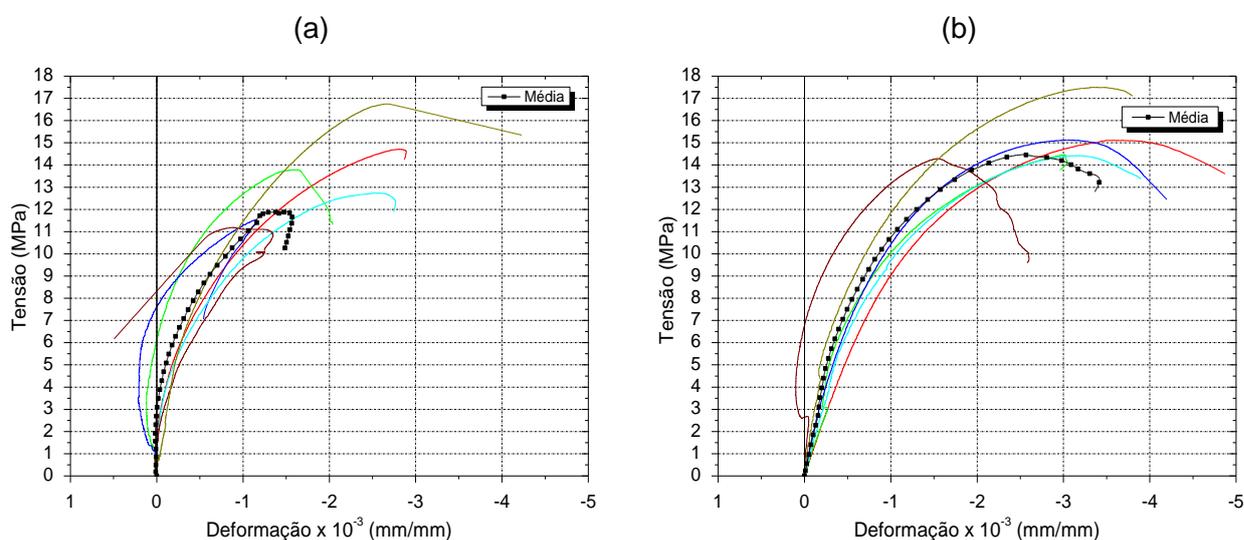
**Fonte:** O Autor.

Observa-se na Tabela 3.7 que a resistência característica à compressão dos blocos (9,98 MPa) foi superior ao valor especificado pelo fabricante. Nesse caso, o bloco se enquadraria na classe de maior resistência (Classe A) indicada pela ABNT NBR 6136:2014. Já o meio bloco, embora também tenha apresentado resistência à compressão compatível com a Classe A, indicou absorção de água superior ao limite imposto para essa classe, que deve ser menor ou igual a 6%.

O Gráfico 3.1 apresenta as curvas tensão  $\times$  deformação específica, obtidas por meio da média dos extensômetros removíveis, para os blocos e meio blocos. Observa-se que em alguns casos ocorreram deformações de tração para baixos níveis de tensão. Esse comportamento ocorreu devido à existência de folgas na interface entre a chapa e a face de trabalho e da formação de fissuras na região abrangida pelos clips, que fizeram com que, momentaneamente, durante a aplicação de carga, algumas das paredes das unidades ficassem comprimidas (encurtamento) enquanto outras eram tracionadas (alongamento). Diferentemente dos blocos, foi possível obter para os meio blocos os trechos descendentes das curvas. Nota-se também uma distinção de aspecto entre elas, provavelmente associada às suas formas geométricas.

No que diz respeito à forma de apresentação dos resultados cabe observar que em todos os diagramas tensão  $\times$  deformação específica optou-se por destacar apenas os resultados médios.

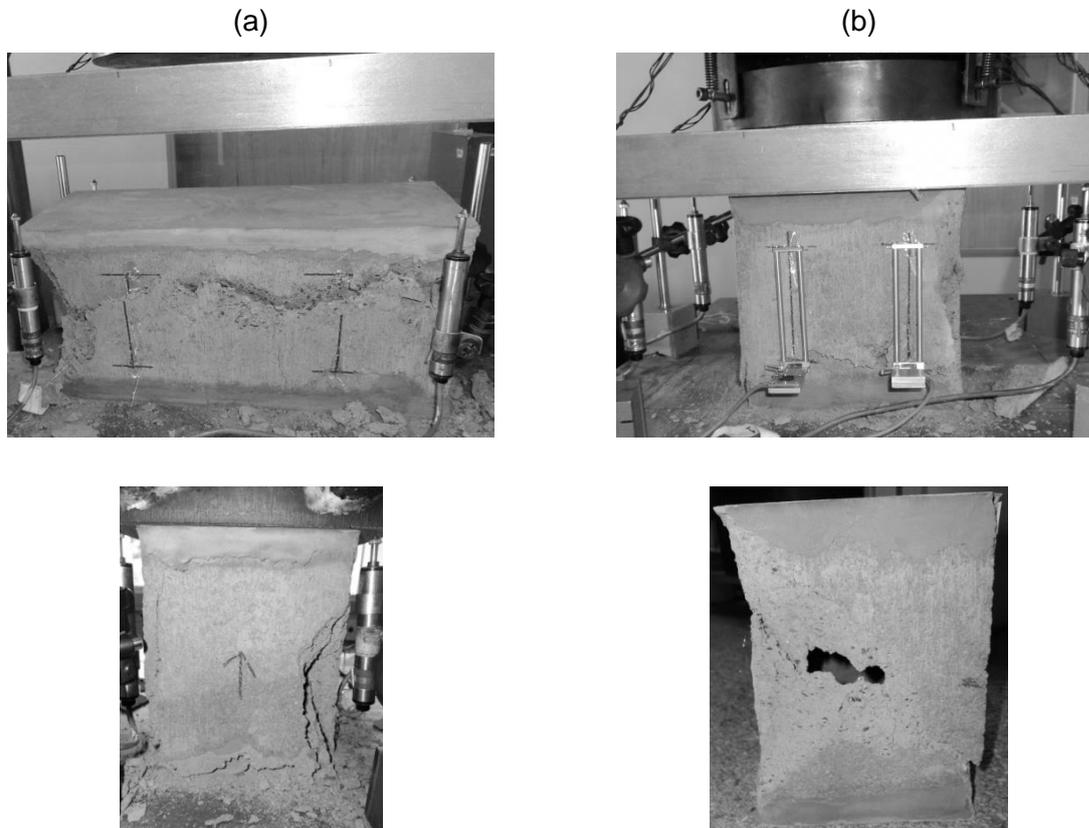
**Gráfico 3.1** - Tensão  $\times$  deformação axial das unidades com compressão em direção normal às juntas horizontais de assentamento: (a) blocos e (b) meio blocos.



Fonte: O Autor.

A ruptura típica dos blocos e meio blocos ocorreu com um formato cônico, indicando, claramente, o efeito de restrição provocado pelo atrito na interface entre as unidades e a chapa, Figura 3.6.

**Figura 3.6** - Ruptura típica das unidades: (a) blocos e (b) meio blocos.



**Fonte:** O Autor.

Outro aspecto a ser comentado são as fissuras nas unidades, particularmente as das faces, que ocorreram em regiões onde não havia argamassa de capeamento, ou, quando a mesma ocorria, limitava-se a pequenos pontos. A observação desse comportamento sugere que o efeito de restrição provocado pela chapa pode ter sido intensificado em algum grau pelo capeamento, interferindo, portanto, na resistência à compressão e nas deformações axiais. Isso pode ser avaliado por meio da relação  $E_b/f_b$  (Tabela 3.7), que no caso do bloco foi de 1623. Resultados encontrados na literatura indicam valores entre 500 e 1500 para blocos de concreto.

Na Tabela 3.8 constam os resultados individuais, a média e a resistência característica à compressão das canaletas, as quais apresentaram resultados

bastante baixos (4,92 MPa) quando comparadas com os demais componentes (blocos e meio blocos). Contudo, deve-se observar que estas unidades, no caso das vigas analisadas neste trabalho, estão na região tracionada, sendo, portanto, a resistência à tração a de maior interesse.

**Tabela 3.8** - Resistência à compressão normal e módulo de elasticidade das canaletas.

<b>Canaleta</b>			
<b>CP</b>	<b><math>F_{\text{última}}</math> (kN)</b>	<b><math>f_b</math> (MPa)</b>	<b><math>E_b</math> (GPa)</b>
1	541,65	9,96	25,58
2	445,78	8,20	32,16
3	530,38	9,75	24,93
4	300,65	5,53	15,98
5	412,22	7,58	25,14
6	458,23	8,43	29,82
<b>Média</b>	<b>448,15</b>	<b>8,24</b>	<b>25,60</b>
<b>DP</b>	87,93	1,62	5,55
<b>CV (%)</b>	19,62	19,62	21,68
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	<b>4,92</b>	-
<b><math>E_b/f_b</math></b>	<b>3107</b>		

**Notas:**

Todos os resultados são referidos à área bruta.

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$f_b$  - resistência à compressão da unidade.

$f_{bk}$  - resistência característica à compressão da unidade.

$E_b$  - módulo de elasticidade da unidade.

**Fonte:** O Autor.

A ruptura das canaletas ocorreu devido à propagação de fissuras que se iniciaram na metade da largura, decorrentes da expansão lateral (Figura 3.7b). A forma cônica sugere o confinamento produzido em suas superfícies.

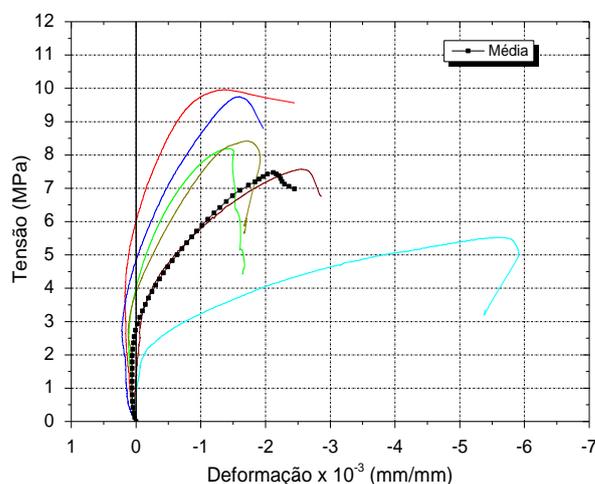
**Figura 3.7** - Ensaio das canaletas com compressão normal: (a) canaleta íntegra e (b) modo de ruptura típico.



**Fonte:** O Autor.

O Gráfico 3.2 apresenta o comportamento das canaletas sob compressão uniaxial. Observa-se que dentro da região elástica as mesmas estão tracionadas, sendo esse fato decorrente da flexão das paredes longitudinais, onde estavam fixados os *clips*.

**Gráfico 3.2** - Tensão  $\times$  deformação axial das canaletas com compressão em direção normal às juntas horizontais de assentamento.



**Fonte:** O Autor.

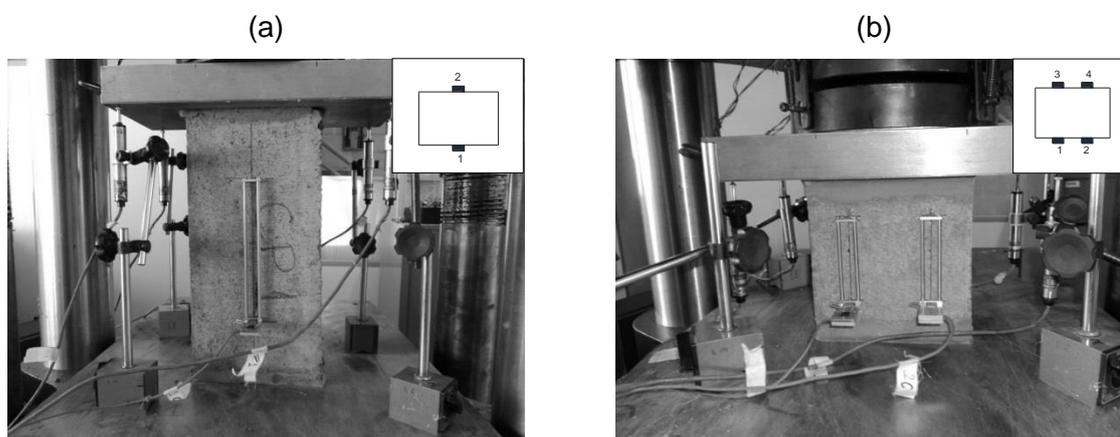
### 3.1.2.2 Compressão paralela das unidades

A caracterização da resistência à compressão de unidades comprimidas paralelamente às juntas horizontais de assentamento não é tratada por nenhuma norma nacional. Há apenas uma observação na ABNT NBR 15961-1:2011 de que as condições de obtenção da resistência característica à compressão simples da

alvenaria ( $f_k$ ) sejam as mesmas da região comprimida do elemento estrutural, no que diz respeito à percentagem de preenchimento com graute e à direção da resultante de compressão relativa à junta de assentamento. Essa observação é aplicável em vigas, vergas e lintéis submetidos à flexão, em que as tensões normais paralelas às juntas de assentamento são as de maior interesse, sendo, portanto, fundamental se conhecer a resistência nessa direção.

Os ensaios desta etapa foram conduzidos de forma análoga ao item anterior, cabendo observar, porém, que no caso dos blocos e das canaletas foi fixado apenas um extensômetro removível em cada face, com comprimento de base de 200 mm, e que as deformações específicas são expressas como a média das medições feitas por eles. Particularmente nos meio blocos, a instrumentação consistiu na colocação de quatro extensômetros, sendo dois por face. Em todas as unidades esses dispositivos possuíam resolução de 0,001 mm. A Figura 3.8 ilustra a configuração dos ensaios.

**Figura 3.8** - Ensaio de resistência à compressão paralela das unidades: (a) blocos e (b) meio blocos.



**Fonte:** O Autor.

A resistência à compressão paralela à junta para os blocos e meio blocos foi em média 39% menor do que a resistência obtida na direção normal. Já a redução do módulo de elasticidade foi ainda maior, com 63% para os blocos (Tabela 3.9). É interessante notar, porém, que o módulo de elasticidade do bloco e meio bloco apresentaram valores próximos, 8,01 e 8,04 GPa, respectivamente.

Ensaio realizados por Haach (2009) resultaram em uma redução de 30% na resistência à compressão obtida em direção paralela às juntas para o caso de blocos estruturais de concreto com dois furos e redução de 35% em blocos com três furos. Capuzzo Neto (2005), porém, obteve reduções ainda maiores, registrando valores 85% menores em ensaios de blocos cerâmicos.

As curvas tensão  $\times$  deformação específica dos blocos e meio blocos são apresentadas no Gráfico 3.3. Nota-se que no caso dos blocos a dispersão de resultados dentro do intervalo elástico foi pequena, indicando um comportamento mais homogêneo das amostras.

**Tabela 3.9** - Resistência à compressão paralela e módulo de elasticidade dos blocos e meio blocos.

CP	Bloco			Meio bloco		
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_b$ (área bruta) (MPa)	$E_b$ (área bruta) (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_b$ (área bruta) (MPa)	$E_b$ (área bruta) (GPa)
1	208,35	7,92	7,72	265,72	10,16	8,56
2	181,62	6,90	8,29	215,40	8,24	5,13
3	277,81	10,56	10,14	171,87	6,57	10,15
4	188,81	7,17	7,33	274,65	10,51	4,38
5	221,95	8,43	7,43	261,74	10,01	9,20
6	218,61	8,31	7,15	260,04	9,95	10,85
<b>Média</b>	<b>216,19</b>	<b>8,22</b>	<b>8,01</b>	<b>241,57</b>	<b>9,24</b>	<b>8,04</b>
<b>DP</b>	34,18	1,30	1,12	39,92	1,53	2,68
<b>CV (%)</b>	15,81	15,81	13,93	16,53	16,53	33,28
$f_{bk}$ (MPa)	-	<b>6,16</b>	-	-	<b>5,85</b>	-
$E_b/f_b$	<b>974</b>			<b>870</b>		

**Notas:**

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

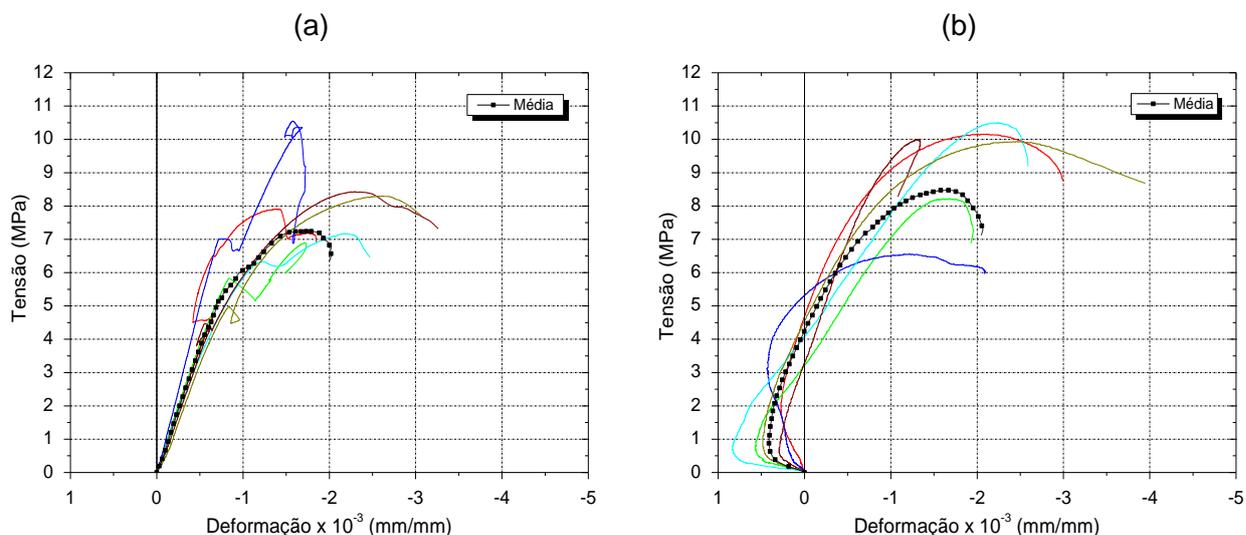
$f_b$  (área bruta) - resistência à compressão da unidade referida à área bruta.

$f_{bk}$  - resistência característica à compressão da unidade.

$E_b$  (área bruta) - módulo de elasticidade da unidade referido à área bruta.

**Fonte:** O Autor.

**Gráfico 3.3** - Tensão  $\times$  deformação axial das unidades com compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento: (a) blocos e (b) meio blocos.



**Fonte:** O Autor.

Os blocos e meio blocos se comportaram distintamente como pode ser observado nos diagramas tensão  $\times$  deformação específica (Gráfico 3.3) e na Figura 3.9, apresentada a seguir.

**Figura 3.9** - Modo de ruptura das unidades com compressão paralela: (a) bloco e (b) meio bloco.



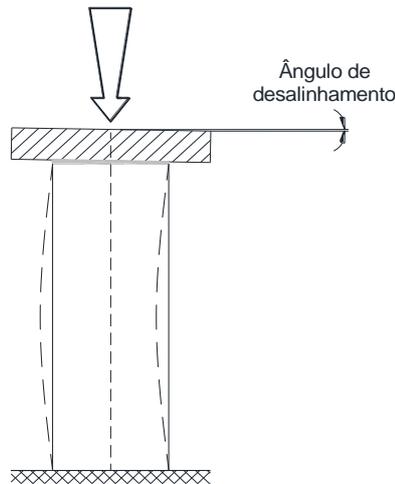
**Fonte:** O Autor.

Especialmente no caso dos blocos, observou-se que para um nível de carga próximo de 50% da força última houve a ruptura da parede central, Figura 3.9 (a). Esse fenômeno ocorreu devido ao aumento da tensão de tração horizontal, que excedeu a resistência à tração do bloco, e do encurvamento do corpo de prova por efeito de flexão. Já a ruptura dos meio blocos indicou o efeito combinado de

compressão e flexão decorrente da expansão lateral de suas paredes, Figura 3.9 (b). Cabe destacar que o efeito de flexão observado pode ter sido intensificado devido a eventuais desalinhamentos de acomodação da chapa, provocados por irregularidades no capeamento. A Figura 3.10 retrata essa situação.

De modo geral, o comportamento observado nos blocos e meio blocos é bastante semelhante com o que foi registrado por Haach (2009).

**Figura 3.10** - Encurvamento das unidades devido às imperfeições nas superfícies capeadas.



**Fonte:** O Autor.

Diferentemente do que se constatou para os blocos e meio blocos, em que houve uma redução da resistência à compressão obtida paralelamente à fiada, no caso das canaletas foi registrado um acréscimo de 28%. O módulo de elasticidade, porém, foi diminuído em mais da metade, Tabela 3.10. Uma das razões que pode explicar esse aumento em comparação com os blocos, que são unidades com a mesma relação altura/largura, é a ausência da parede central.

**Tabela 3.10** - Resistência à compressão paralela e módulo de elasticidade das canaletas.

CP	Canaleta		
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_b$ (MPa)	$E_b$ (GPa)
1	204,33	7,82	11,12
2	167,93	6,42	12,32
3	221,81	8,49	13,77
4	210,32	8,05	11,05

continua

**Tabela 3.10** - Resistência à compressão paralela e módulo de elasticidade das canaletas.

			conclusão
5	207,21	7,93	12,93
6	219,75	8,41	11,51
<b>Média</b>	<b>205,23</b>	<b>7,85</b>	<b>12,12</b>
<b>DP</b>	19,53	0,75	1,09
<b>CV (%)</b>	9,52	9,52	8,98
$f_{bk}$ (MPa)	-	<b>6,31</b>	-
$E_b/f_b$		<b>1544</b>	

**Notas:**

$F_{última}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

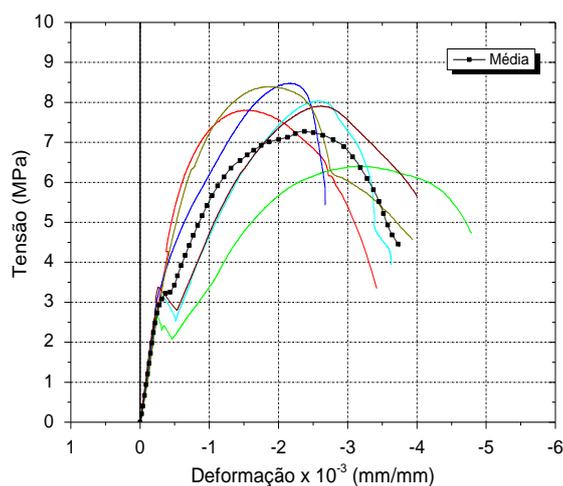
$f_b$  - resistência à compressão da unidade.

$f_{bk}$  - resistência característica à compressão da unidade.

$E_b$  - módulo de elasticidade da unidade.

**Fonte:** O Autor.

As reduções abruptas de tensão identificadas no Gráfico 3.4 correspondem ao surgimento de fissuras segundo planos paralelos à aplicação de carga, no fundo das canaletas, as quais provocaram a sua divisão (Figura 3.11 (b)).

**Gráfico 3.4** - Tensão  $\times$  deformação axial das canaletas com compressão em direção paralela às juntas horizontais de assentamento.

**Fonte:** O Autor.

**Figura 3.11** - Comportamento das canaletas comprimidas paralelamente às juntas: (a) canaleta íntegra e (b) canaleta com fissuração vertical típica.



Fonte: O Autor.

### 3.2 Caracterização dos agregados

A caracterização dos agregados, miúdo e graúdo, consistiu na determinação da massa específica, da massa unitária, da distribuição granulométrica, da dimensão máxima característica e do módulo de finura. Para a sua tipificação foram seguidos os procedimentos apresentados nas seguintes normas: ABNT NBR NM 45:2006 - Agregados - determinação da massa unitária e do volume de vazios, ABNT NBR NM 52:2009 - Agregado miúdo - determinação da massa específica e massa específica aparente, ABNT NBR NM 53:2009 - Agregado graúdo - determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água e a ABNT NBR 7211:2009 - Agregados para concreto - especificação.

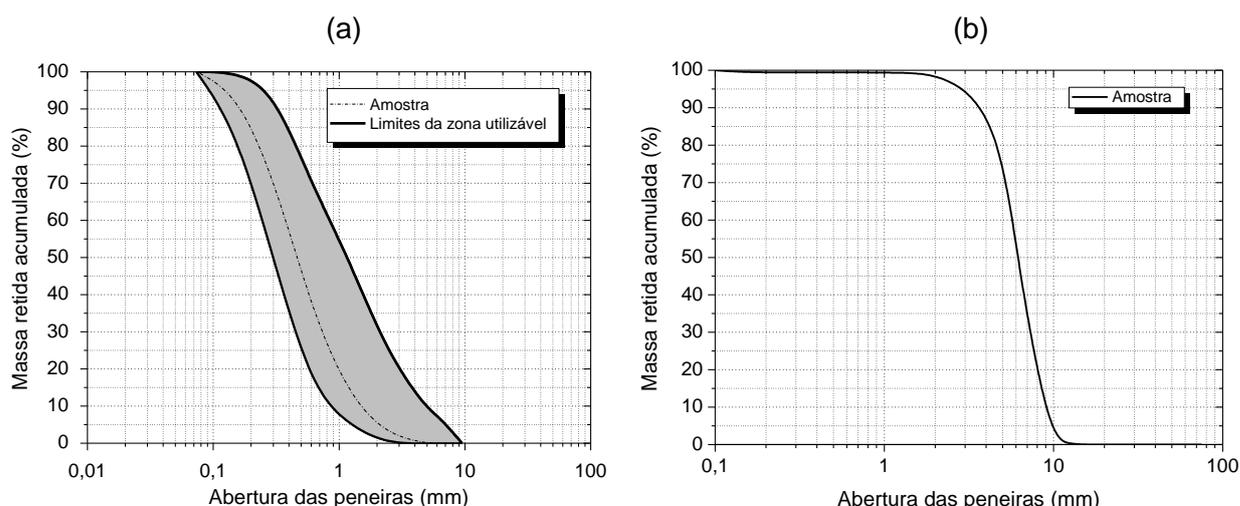
Devido à presença de grãos de maiores dimensões, os quais foram visualmente identificados, as amostras de areia passaram previamente por uma peneira com abertura de malha de 4,75 mm. De forma semelhante, a brita passou por um peneiramento com a finalidade de eliminar uma grande quantidade de pó de pedra, resultante da operação de britagem. As curvas de distribuição granulométrica dos agregados miúdo e graúdo estão apresentadas no Gráfico 3.5 a seguir.

A areia empregada no programa experimental encontra-se dentro dos limites das percentagens retidas acumuladas da zona utilizável e segundo a classificação apresentada pela ABNT NBR 7211:1983 - Agregado para concreto, o

agregado se enquadra na zona 2, classificado como fino. Quanto à brita, essa é caracterizada como sendo de graduação 0.

As demais propriedades dos agregados obtidas nos ensaios estão apresentadas na Tabela 3.11. Essas foram utilizadas para a conversão dos traços proporcionados em volume para massa.

**Gráfico 3.5** - Composição granulométrica dos agregados: (a) areia e (b) brita.



Fonte: O Autor.

**Tabela 3.11** - Resultados da caracterização dos agregados.

Agregados				
	Dimensão máxima característica (mm)	Módulo de finura	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Massa unitária (kg/m <sup>3</sup> )
<b>Areia</b>	2,36	2,19	2250	1569
<b>Brita 0</b>	9,50	5,86	2967	1461

Fonte: O Autor.

### 3.3 Caracterização da argamassa e do graute

O graute e a argamassa utilizados nesta pesquisa foram produzidos com cimento Portland composto com pozolana CPII Z de classe de resistência 32 e no caso da argamassa com a adição de cal hidratada CH III. As massas unitária e

específica desses aglomerantes foram obtidas no trabalho de Oliveira (2014) e estão indicadas na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12** - Propriedades dos aglomerantes.

Propriedade	Cimento	Cal
Massa unitária (kg/m <sup>3</sup> )	1171,00	765,00
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	3070,00	2450,00

**Fonte:** O Autor.

Objetivando-se determinar o traço da argamassa e do graute empregados no programa experimental, foi realizado um estudo preliminar que abrangeu dois traços para a argamassa e três para o graute. Os resultados apresentados a seguir se referem àqueles efetivamente utilizados.

Esses materiais foram caracterizados no estado fresco, com a medida de consistência/abatimento, e no estado endurecido, com a obtenção da resistência à compressão uniaxial, módulo de elasticidade e a resistência à tração obtida por compressão diametral.

### 3.3.1 Análise mecânica da argamassa

O traço de argamassa utilizado foi do tipo misto composto por cimento, cal e areia e sua especificação foi feita segundo as prescrições da BS 5628-1:2005 - *Code of practice for the use of masonry - structural use of unreinforced masonry*. A sua definição teve como base a limitação da resistência à compressão da argamassa ao valor máximo de 0,70 da resistência característica prevista para o bloco, referida à área líquida ( $f_a \leq 0,70f_{bk}$ , área líquida). A Tabela 3.13 apresenta o traço utilizado.

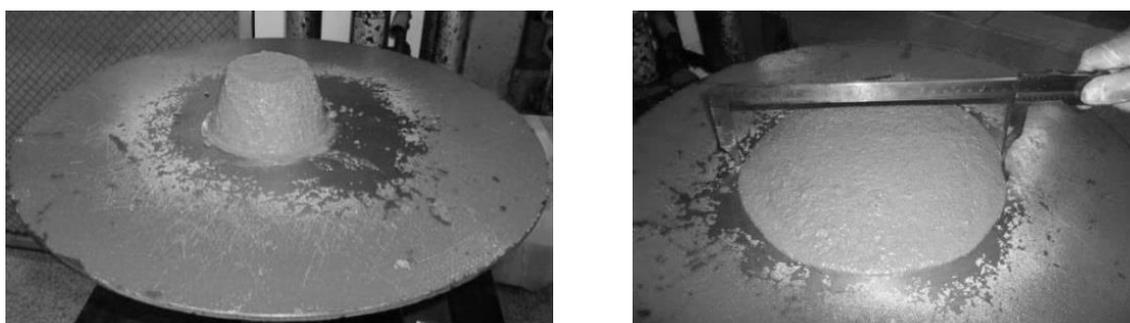
**Tabela 3.13** - Especificações do traço de argamassa.

Argamassa				
Traço em volume (cimento:cal:areia)	Traço em massa (cimento:cal:areia)	Relação água/cimento	Índice de consistência (mm)	Resistência à compressão média prevista aos 28 dias (MPa)
1:0,5:4,5	1:0,38:7,06	1,21	210	6,5

**Fonte:** O Autor.

O preparo da argamassa foi feito em um misturador mecânico de eixo inclinado com um tempo de mistura, em segundos, superior a  $240 \cdot \sqrt{d}$ , sendo  $d$  o diâmetro máximo do misturador em metros. Durante o seu período de uso a mesma teve a sua consistência ajustada mediante a adição de água, no máximo duas vezes, a fim de repor a que foi perdida por evaporação. A quantidade de material produzida foi tal que toda ela foi consumida em um intervalo máximo de duas horas e meia.

Logo após a sua mistura, procedeu-se com o ensaio para determinação do índice de consistência, o qual foi feito conforme a ABNT NBR 13276:2002 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Um molde tronco cônico foi preenchido e submetido a uma sequência de trinta golpes durante trinta segundos em uma mesa para índice de consistência. O índice obtido corresponde à média de três medidas de diâmetros tomados em pares de pontos uniformemente distribuídos ao longo do perímetro. A Figura 3.12 ilustra o ensaio.

**Figura 3.12** - Determinação do índice de consistência.

**Fonte:** O Autor.

Para o controle de resistência e obtenção do módulo de elasticidade longitudinal foram moldados em cada mistura doze corpos de prova cilíndricos de dimensões 50 x 100 (diâmetro x altura, em mm) e seis corpos cúbicos com 40 mm de aresta. Os cilíndricos foram preenchidos com três camadas de alturas aproximadamente iguais, recebendo cada uma vinte e cinco golpes com soquete metálico. Por sua vez, a moldagem dos cúbicos ocorreu com enchimento em duas camadas, nas quais foram aplicados trinta golpes com soquete de madeira conforme recomendação da ABNT NBR 15961-2:2011. Após terem suas superfícies rasadas com uma régua e, vinte e quatro horas depois da moldagem, foi realizada a desforma, sendo todos eles identificados e levados à câmara úmida onde permaneceram até a data dos ensaios. A Figura 3.13 ilustra os dois corpos de prova analisados.

**Figura 3.13** - Corpos de prova de argamassa: (a) cilíndricos e (b) cúbicos.



**Fonte:** O Autor.

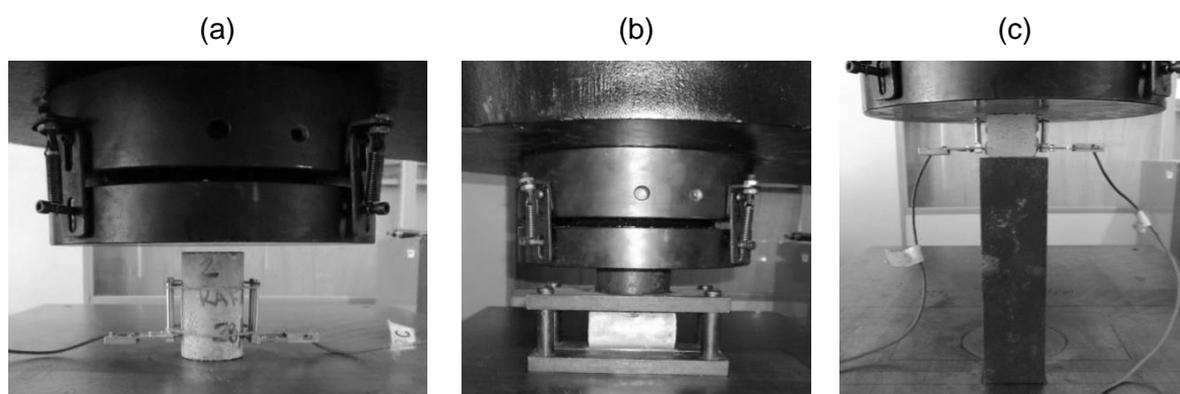
É importante mencionar que o procedimento utilizado na moldagem dos corpos de prova cilíndricos não é normalizado. Segundo as prescrições da ABNT NBR 7215:1996 - Cimento Portland - determinação da resistência à compressão, a colocação da argamassa nas formas deve ser feita em quatro camadas de alturas aproximadamente iguais, recebendo cada uma trinta golpes homogeneamente distribuídos. Esse procedimento não foi adotado, pois se observou em ensaios prévios a segregação do agregado para o fundo do molde.

Os ensaios de controle de resistência de ambos os corpos de prova seguiram a idade das peças de alvenaria correspondentes, que foram sempre a partir dos 28 dias, e todos realizados na máquina de ensaios modelo 500 HVL da marca INSTRON, com capacidade de 1500 kN e controle de deslocamento. A instrumentação empregada foi feita por meio da fixação de dois extensômetros

removíveis, os quais possuíam comprimentos de base igual a 50 mm no caso dos cilindros e de 25 mm nos cubos.

Previamente aos ensaios, os corpos cilíndricos tiveram suas superfícies regularizadas por meio de retífica. A imposição de carregamento sobre as amostras foi de 0,01 mm/s e 0,005 mm/s, respectivamente para a obtenção da resistência à compressão e à tração por compressão diametral. A Figura 3.14 retrata os ensaios de compressão uniaxial dos cilindros e cubos, e o ensaio para obtenção da resistência à tração por compressão diametral.

**Figura 3.14** - Caracterização mecânica da argamassa: (a) compressão uniaxial dos cilindros, (b) compressão diametral e (c) compressão uniaxial dos corpos de prova cúbicos.



**Fonte:** O Autor.

A Tabela 3.14 apresenta o controle de resistência e o módulo de elasticidade secante dos corpos de prova cilíndricos, o qual foi obtido no intervalo entre 5 e 33% da resistência à compressão máxima.

**Tabela 3.14** - Resistência à compressão e à tração da argamassa.

CP	Corpo de prova cilíndrico					Corpo de prova cúbico	
	Compressão axial			Compressão diametral		Compressão axial	
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_a$ (MPa)	$E_a$ (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_{at}$ (MPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_a$ (MPa)
1	14,04	7,15	11,26	7,12	0,91	14,42	9,01
2	15,09	7,69	11,58	6,92	0,88	14,81	9,25
3	14,18	7,22	11,56	6,68	0,85	16,32	10,20
4	12,79	6,51	11,98	6,11	0,78	14,81	9,25
5	13,80	7,03	12,10	6,49	0,83	14,52	9,07
6	15,91	8,10	11,73	6,97	0,89	15,34	9,58

continua

**Tabela 3.14** - Resistência à compressão e à tração da argamassa.

	<b>conclusão</b>						
<b>Média</b>	<b>14,30</b>	<b>7,28</b>	<b>11,70</b>	<b>6,71</b>	<b>0,85</b>	<b>15,03</b>	<b>9,40</b>
<b>DP</b>	1,08	0,55	0,31	0,37	0,05	0,71	0,44
<b>CV (%)</b>	7,57	7,57	2,61	5,54	5,54	4,70	4,70
$f_{a\text{-cúbico}}/f_{a\text{-cilíndrico}} = 1,29$							
$f_{at}/f_a = 0,12$							

**Notas:**

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$f_a$  - resistência à compressão da argamassa.

$f_{at}$  - resistência à tração da argamassa.

$E_a$  - módulo de elasticidade da argamassa.

**Fonte:** O Autor.

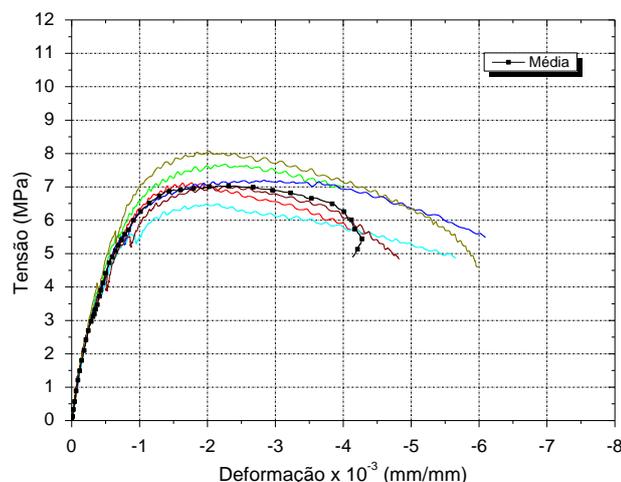
Conforme recomendação da ABNT NBR 15961-2:2011, que trata da execução e controle de obras em alvenaria estrutural, a amostra de argamassa deve ser aceita se apresentar coeficiente de variação inferior a 20% e o valor médio de resistência maior ou igual ao especificado. Sendo assim, constata-se pela Tabela 3.14 a conformidade da argamassa analisada.

A resistência à compressão uniaxial dos cubos foi 29% maior do que os corpos de prova cilíndricos. Esse efeito está associado à forma e o tamanho do corpo de prova. Quanto a resistência à tração, obtida por compressão diametral, a mesma correspondeu a 12% da resistência à compressão, relação bastante semelhante à encontrada para concretos de baixa resistência<sup>8</sup>, que é da ordem de 10 a 11%.

Embora as amostras cúbicas tenham sido instrumentadas para se determinar suas deformações, não foram obtidos registros devido a sensibilidade do instrumento de medição empregado. O Gráfico 3.6 apresenta a curva tensão  $\times$  deformação específica da argamassa.

<sup>8</sup> Segundo Mehta e Monteiro (2008), concretos de baixa resistência à compressão são aqueles que possuem resistência inferior a 20 MPa.

**Gráfico 3.6** - Tensão  $\times$  deformação axial da argamassa obtida a partir de corpos de prova cilíndricos.



**Fonte:** O Autor.

Parsekian *et al.* (2014) afirmam que argamassas com resistência à compressão entre 4 e 12 MPa, faixa de resistência em que se enquadra a argamassa usada nesta pesquisa, os corpos de prova cilíndricos apresentam resistência 30% menor que os cúbicos. Para argamassas com resistência inferior à 4 MPa a redução varia entre 37 e 49%. Já para resistências superiores à 12 MPa a redução varia entre 1 e 26%.

Sobre o trabalho desses autores é importante mencionar que as amostras submetidas à compressão foram provenientes das metades dos corpos ensaiados à flexão, pois os autores assumem que essas metades se comportam de maneira semelhante aos cubos. No referido trabalho é apresentada uma equação exponencial que relaciona a resistência à compressão em corpos cúbicos e cilíndricos, Equação 3.1.

$$f_{a,\text{cilindro}} = 0,41 \cdot (f_{a,\text{cubo}})^{1,25} \quad (3.1)$$

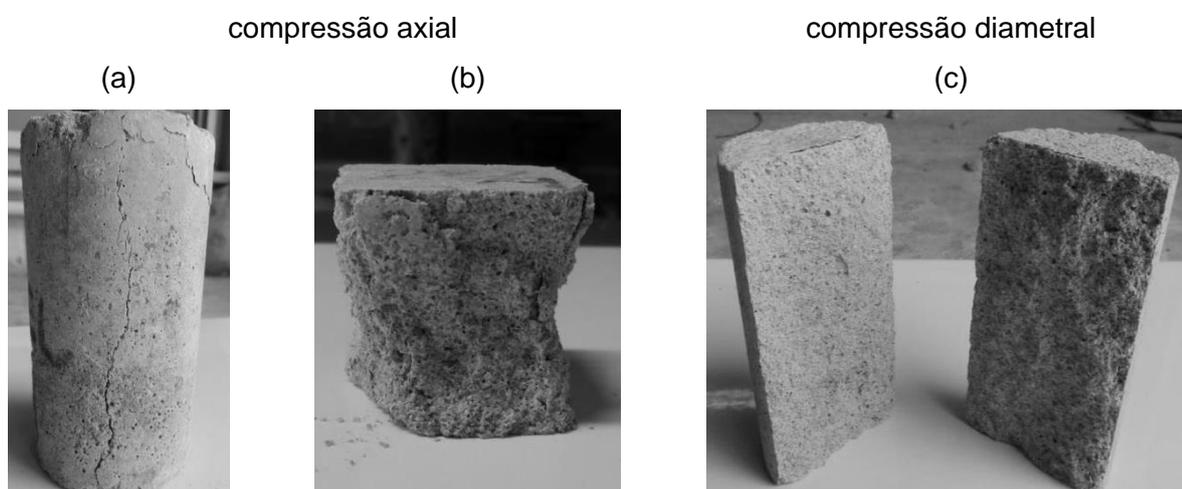
Em que:

$f_{a,\text{cilindro}}$  : resistência à compressão uniaxial de corpos de prova cilíndricos 50 x 100 (diâmetro x altura, em mm);

$f_{a, \text{cubo}}$  : resistência à compressão uniaxial obtida a partir das metades dos corpos de prova ensaiados à flexão.

A maioria dos cilindros rompeu devido ao surgimento de fissuras verticais paralelas à direção de aplicação da carga, Figura 3.15 (a), e nos cubos o padrão de ruptura foi com forma cônica, indicando que houve restrição à tentativa de deformação lateral da argamassa (efeito de Poisson) imposta pelas placas da máquina de ensaios, Figura 3.15 (b). Já nos cilindros comprimidos diametralmente o rompimento ocorreu com a divisão da amostra ao longo do seu eixo, Figura 3.15 (c).

**Figura 3.15** - Modos de ruptura da argamassa: (a) corpos de prova cilíndricos, (b) corpos de prova cúbicos e (c) corpos de prova cilíndricos rompidos por compressão diametral.



**Fonte:** O Autor.

### 3.3.2 Análise mecânica do graute

O graute usado para o preenchimento dos prismas, o qual também é empregado nas vigas em alvenaria, é composto pela mesma areia e cimento que foram utilizados no preparo da argamassa.

Para a especificação do seu traço foi considerado que o mesmo deveria apresentar resistência característica à compressão ( $f_{gk}$ ) mínima de 15 MPa, conforme recomenda a ABNT NBR 15961-1:2011 para o uso em elementos de alvenaria armada, e também uma consistência adequada para preencher os vazados dos blocos e canaletas. Dentre as três dosagens analisadas em estudo preliminar a que

apresentou resistência à compressão mais próxima do valor desejado está apresentada na Tabela 3.15.

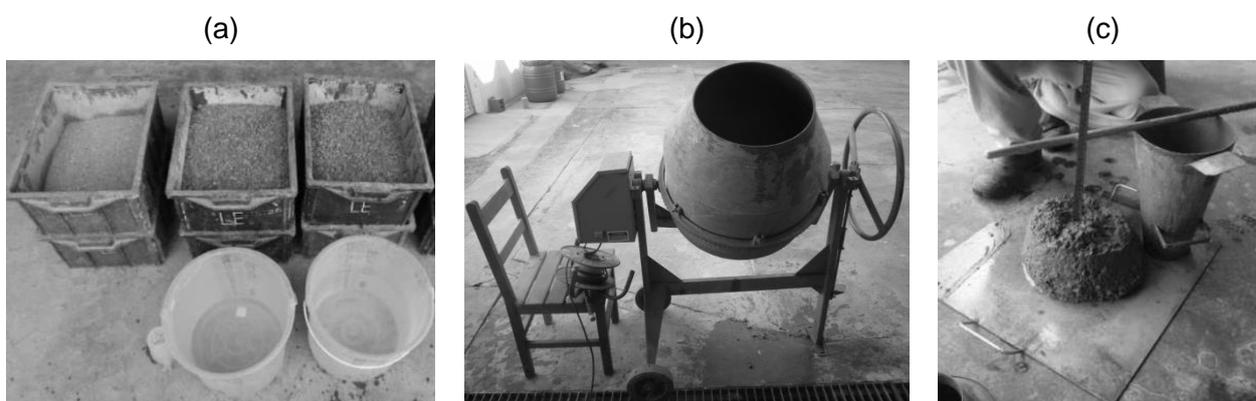
O graute foi preparado em um misturador mecânico de eixo inclinado e logo após a sua mistura foi realizado o ensaio para determinação da consistência conforme procedimento da ABNT NBR NM 67:1998 - Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. O abatimento obtido na amostra foi de 190 mm. A Figura 3.16 apresenta os materiais utilizados, o misturador e o ensaio para determinação da consistência por meio do abatimento do tronco de cone.

**Tabela 3.15** - Especificações do traço do graute.

Graute				
Traço em volume (cimento:areia:brita 0)	Traço em massa (cimento:areia:brita 0)	Relação água/cimento	Abatimento (mm)	Resistência à compressão média prevista aos 28 dias (MPa)
1:1,21:1,51	1:1,90:2,21	0,55	190	30

**Fonte:** O Autor.

**Figura 3.16** - Preparo do graute: (a) materiais utilizados, (b) misturador mecânico e (c) ensaio de abatimento.



**Fonte:** O Autor.

Um dia após a moldagem, as amostras foram removidas das formas e encaminhadas à câmara úmida onde permaneceram até a data dos ensaios, os quais

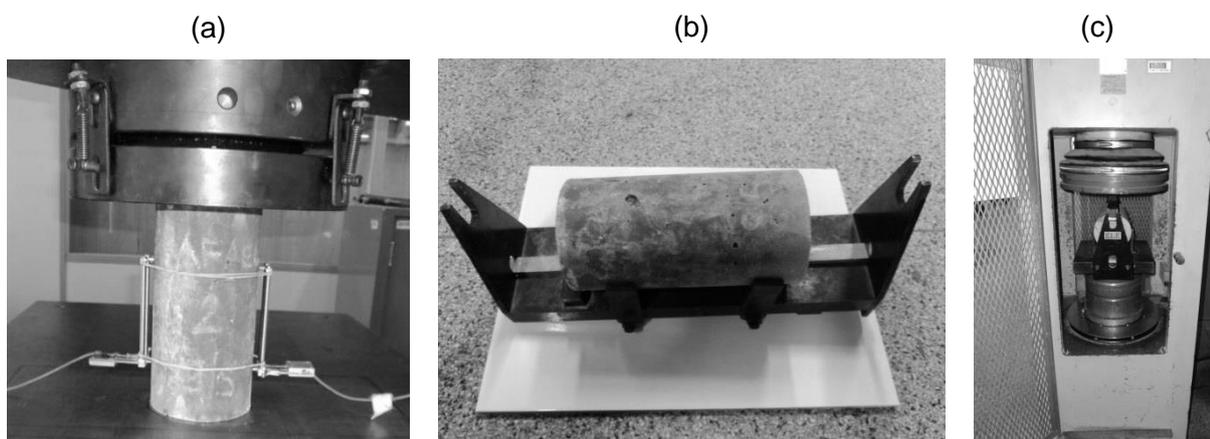
ocorreram após 28 dias de cura e conforme o cronograma do Laboratório de Estruturas.

O controle do material foi feito no estado fresco, com a determinação da consistência, e no estado endurecido mediante o ensaio de doze corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 x 200 (diâmetro x altura, em mm), sendo seis comprimidos axialmente e os demais diametralmente.

Os ensaios de compressão axial foram conduzidos sob as mesmas condições que os ensaios de caracterização da argamassa, com exceção dos dois extensômetros removíveis que possuíam comprimento de base igual a 100 mm.

A determinação da resistência à tração, obtida indiretamente por meio da compressão diametral dos corpos de prova, foi feita na máquina universal hidráulica da marca ELE, com capacidade de 2000 kN e controle de carga. A velocidade de carregamento imposta aos corpos foi de 0,94 kN/s. A Figura 3.17 ilustra a instrumentação utilizada nos ensaios de compressão axial, o dispositivo auxiliar dos ensaios de compressão diametral e a máquina de ensaios.

**Figura 3.17** - Caracterização mecânica do graute: (a) compressão axial, (b) dispositivo auxiliar para o posicionamento do corpo de prova na máquina de ensaios e (c) compressão diametral.



**Fonte:** O Autor.

A resistência à compressão média foi superior ao valor previsto em aproximadamente 23%, Tabela 3.16. Os resultados, de modo geral, apresentaram pequena dispersão (5,85%), indicando a homogeneidade das amostras.

Adicionalmente, verifica-se que a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão foi de 0,08, o que é compatível para resistências moderadas<sup>9</sup>.

Embora a resistência à compressão do graute seja usualmente obtida a partir de amostras moldadas em formas não absorventes, na prática, quando é feito seu lançamento no interior dos vazados das unidades, há a absorção da água pelo bloco, diminuindo a relação água cimento e, por consequência, aumentando sua resistência. Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) admitem que nessa situação a resistência do graute no interior dos blocos é cerca de 50% maior do que a dos cilindros.

**Tabela 3.16** - Resistência à compressão e tração do graute.

CP	Compressão axial			Compressão diametral	
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_g$ (MPa)	$E_g$ (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_{gt}$ (MPa)
1	292,85	37,29	32,92	120,60	3,84
2	264,34	33,66	21,42	98,00	3,12
3	273,00	34,76	31,08	79,70	2,54
4	298,23	37,97	34,40	108,90	3,47
5	303,57	38,65	29,19	121,10	3,85
6	305,06	38,84	27,94	99,90	3,18
<b>Média</b>	<b>289,51</b>	<b>36,86</b>	<b>29,49</b>	<b>104,70</b>	<b>3,33</b>
<b>DP</b>	16,93	2,16	4,60	15,70	0,50
<b>CV (%)</b>	5,85	5,85	15,61	14,99	14,99
$f_{gk} - f_{gtk}$ (MPa)	-	31,13	-	-	2,48
<b><math>f_{gtk}/f_{gk} = 0,08</math></b>					

**Notas:**

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$f_g$  - resistência à compressão do graute.

$f_{gk}$  - resistência característica à compressão do graute.

$f_{gt}$  - resistência à tração do graute.

$f_{gtk}$  - resistência característica à tração do graute.

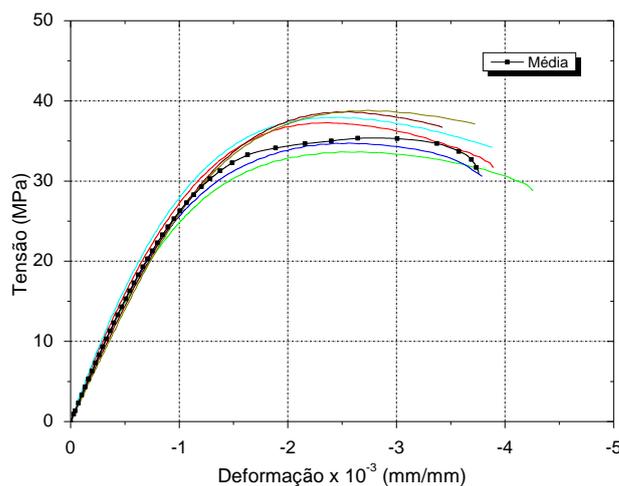
$E_g$  - módulo de elasticidade do graute.

**Fonte:** O Autor.

<sup>9</sup> Mehta e Monteiro (2008) consideram que para concretos de resistência moderada, de 20 MPa a 40 MPa, a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão é da ordem de 8 a 9%.

As curvas tensão  $\times$  deformação específica do graute estão apresentadas no Gráfico 3.7. Os resultados se referem à média dos registros obtidos pelos extensômetros removíveis. O módulo de elasticidade secante apresentado na Tabela 3.16 foi determinado no intervalo entre 5 e 33% da máxima resistência à compressão.

**Gráfico 3.7** - Tensão  $\times$  deformação axial do graute.



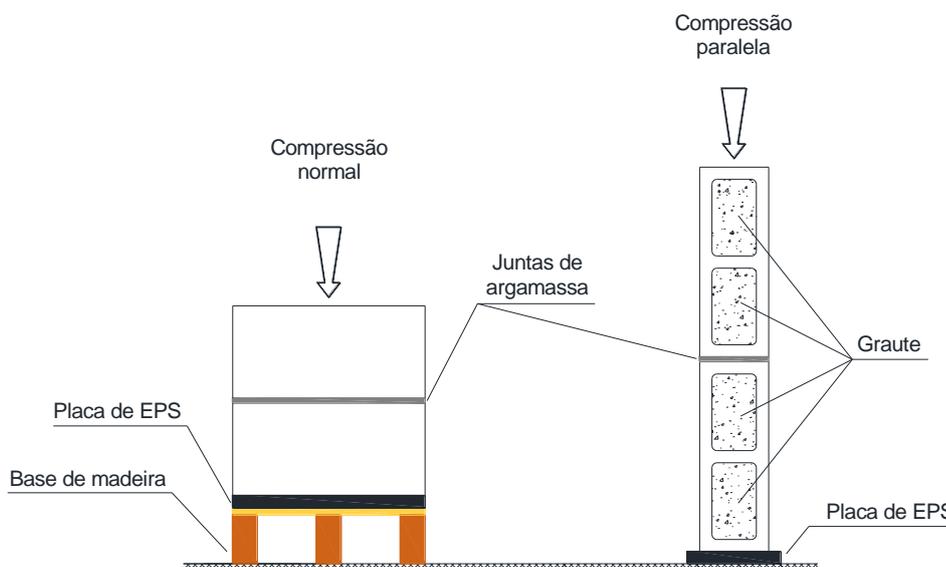
**Fonte:** O Autor.

### 3.4 Caracterização da alvenaria

Concluída a etapa de caracterização dos componentes da alvenaria estrutural (blocos, meio blocos, canaletas, argamassa e graute), bem como dos agregados e aglomerantes, nos próximos itens serão descritas a construção dos prismas e sua caracterização mecânica.

#### 3.4.1 Construção dos prismas

Duas configurações de prismas com dois blocos sobrepostos foram analisadas no programa experimental, a saber: prismas para serem ensaiados com aplicação de carga em direção paralela às juntas horizontais de assentamento e prismas com carregamento normal às juntas, Figura 3.18. Esta configuração do prisma, com duas unidades de altura, é o padrão adotado na normalização brasileira para se prever a resistência da alvenaria e fazer o controle dos materiais empregados, e por essa razão foi a adotada neste trabalho.

**Figura 3.18** - Configuração dos prismas e direção de aplicação da carga.

**Fonte:** O Autor.

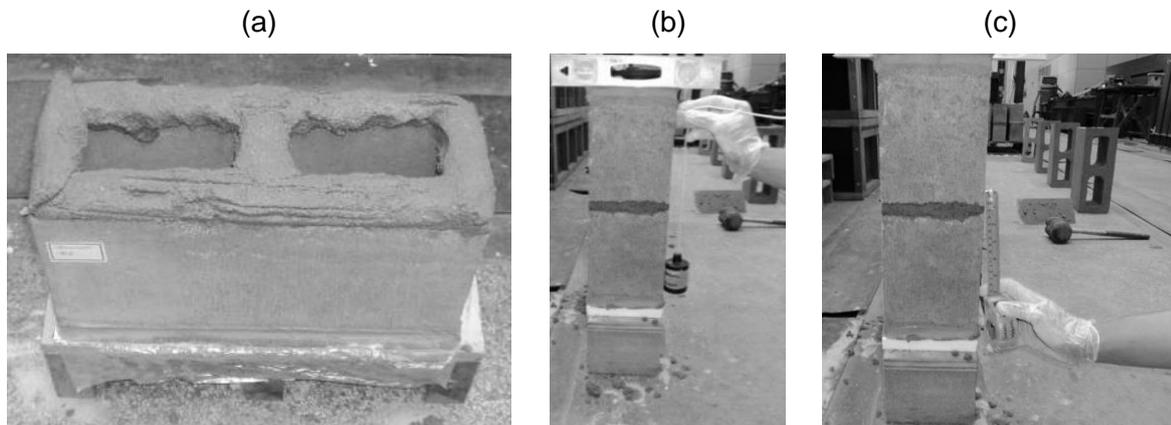
Previamente a construção dos modelos, todas as faces dos blocos que estariam em contato com as placas da máquina de ensaios foram capeadas com uma fina camada de argamassa (inferior a 3 mm). A etapa de construção ocorreu em dois momentos distintos: a execução dos prismas a serem ensaiados com carregamento normal às juntas e a dos prismas com carregamento paralelo às juntas. Em cada um desses estágios foram construídos vinte e quatro elementos, doze ocos e doze grauteados, totalizando a construção e ensaio de quarenta e oito, sendo todos eles feitos pelo autor.

Os prismas a serem ensaiados com carregamento normal à junta de assentamento foram feitos sobre uma base de madeira previamente nivelada (ver Figura 3.18). Durante toda a execução foi verificado o prumo, o nível e a espessura da junta, de modo que essa fosse de  $10 \pm 3$  mm conforme recomendação da ABNT NBR 15961-2:2011. Após a construção, os elementos foram mantidos sob as condições do ambiente do laboratório durante o período de cura.

Especificamente no caso dos prismas grauteados foi colocada sob o primeiro bloco uma placa de EPS (poliestireno expandido), com as mesmas dimensões da unidade, que impediu a perda da pasta de cimento (ver Figura 3.18). Cabe observar também que todos os modelos foram construídos com

argamassamento em toda a área líquida. A Figura 3.19 ilustra as etapas de assentamento, verificação do prumo e do nível, e da espessura das juntas.

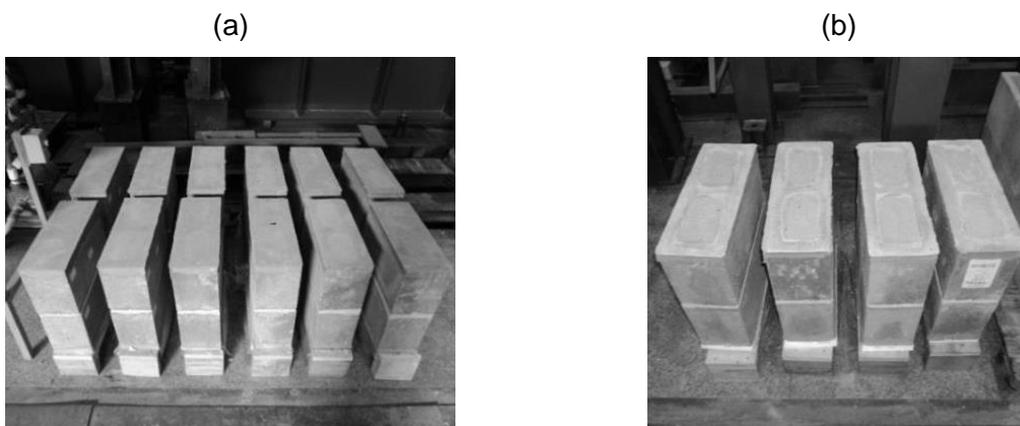
**Figura 3.19** - Construção dos prismas com aplicação de carregamento normal à fiada: (a) argamassamento total, (b) verificação do nível e do prumo e (c) verificação da espessura da junta.



**Fonte:** O Autor.

Após vinte e quatro horas do assentamento foi dada início a operação de grauteamento. Antes de o graute ser vertido nos furos os mesmos foram limpos de eventuais rebarbas de argamassa e umedecidos e, depois de seu lançamento, o material foi adensado em duas camadas, recebendo cada uma doze golpes com uma haste de socamento. A Figura 3.20 apresenta o aspecto final dos prismas com as faces de trabalho já capeadas.

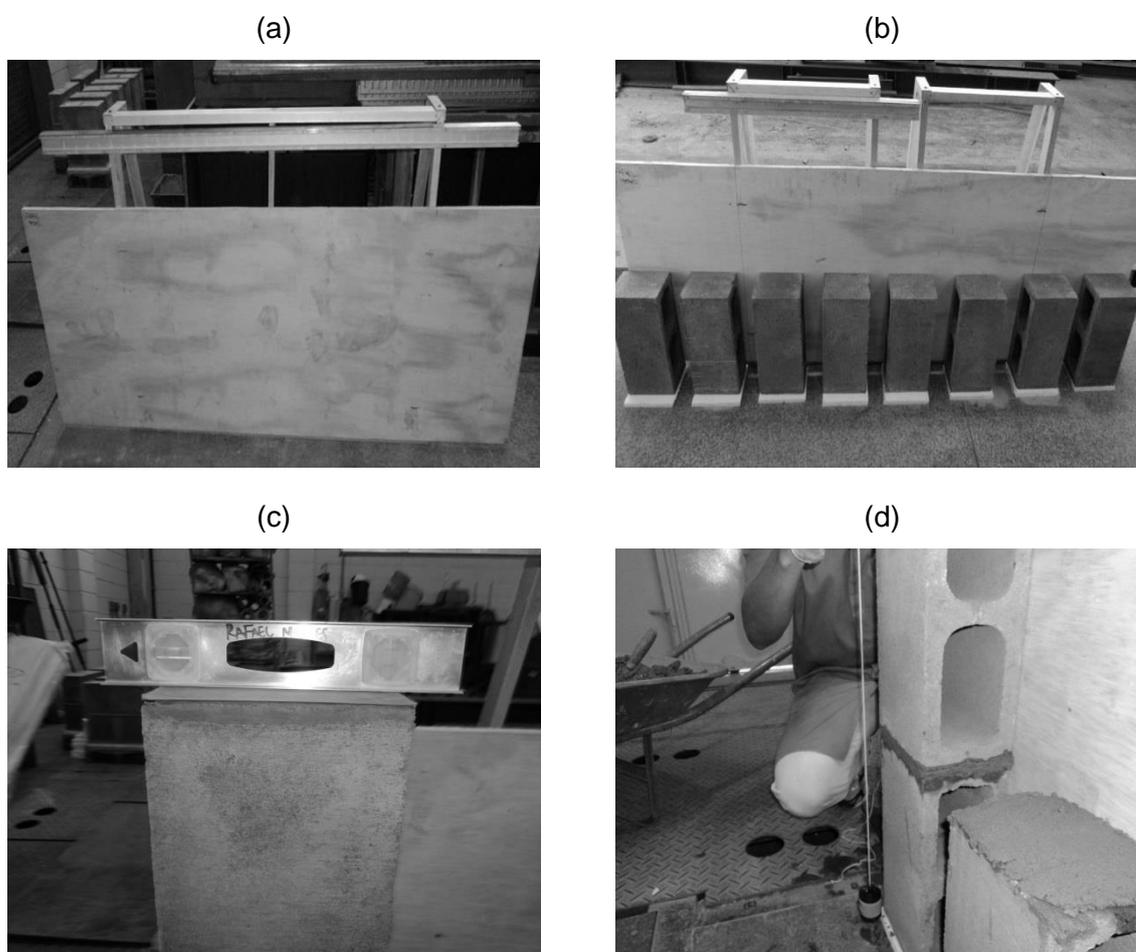
**Figura 3.20** - Aspecto final dos prismas com as superfícies capeadas: (a) prismas ocios e (b) prismas grauteados.



**Fonte:** O Autor.

A fim de facilitar a construção dos prismas a serem ensaiados paralelamente às juntas horizontais, foi providenciado um aparato auxiliar que consistiu na fixação de uma chapa de compensado a um gabarito de alumínio. Após o posicionamento de todos os blocos da primeira fiada, os quais foram previamente nivelados sobre placas de EPS, foi dado início ao assentamento da segunda fiada. Nessa etapa foi verificado o prumo, o nível e a espessura das juntas. As etapas de construção das peças são retratadas pela Figura 3.21.

**Figura 3.21** - Etapas de construção dos prismas com aplicação de carregamento paralelamente à fiada: (a) aparato auxiliar, (b) posicionamento e nivelamento da primeira fiada de blocos, (c) verificação do nível e (d) verificação do prumo.



**Fonte:** O Autor.

Todos os prismas foram construídos na posição vertical, e no caso dos elementos grauteados estes foram rotacionados e colocados sobre placas de EPS, que impediram a perda de pasta. A fim de prender o conjunto e garantir sua integridade, essa movimentação foi feita com o auxílio de duas chapas de aço e de sargentos. Após serem grauteados e passado o período de cura os mesmos foram

novamente rotacionados, ficando na posição do ensaio. É oportuno comentar que essa operação exigiu bastante cuidado, pois havia a possibilidade de rompimento no plano da junta de argamassa. Contudo, salienta-se que não foi observado nenhum tipo de dano nos corpos de prova decorrente dessa movimentação. A Figura 3.22 ilustra os prismas na posição horizontal, o seu grauteamento e o adensamento por meio da aplicação de golpes com a haste de socamento.

**Figura 3.22** - Grauteamento dos prismas.



**Fonte:** O Autor.

As chapas de aço e os sargentos foram novamente utilizados para o transporte de todos os corpos de prova (ocos e grauteados) até o local dos ensaios, o que ocorreu a partir de vinte e oito dias.

### 3.4.2 Análise mecânica dos prismas

A metodologia adotada pelas normas brasileiras para previsão da resistência à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) é feita por meio do ensaio de prismas. As normas vigentes assumem que essa resistência corresponde a 70% da resistência característica à compressão do prisma ( $f_{pk}$ ). Essa relação é decorrente de uma grande quantidade de ensaios realizados no país que apontaram ser válido esse valor tanto para blocos de concreto quanto para blocos cerâmicos.

Além dessas peças servirem como base para o dimensionamento das estruturas em alvenaria estrutural, também são utilizadas como parâmetro de controle

de obras. Portanto, fica evidente a necessidade de se realizar ensaios de prismas como forma de prever o comportamento da alvenaria.

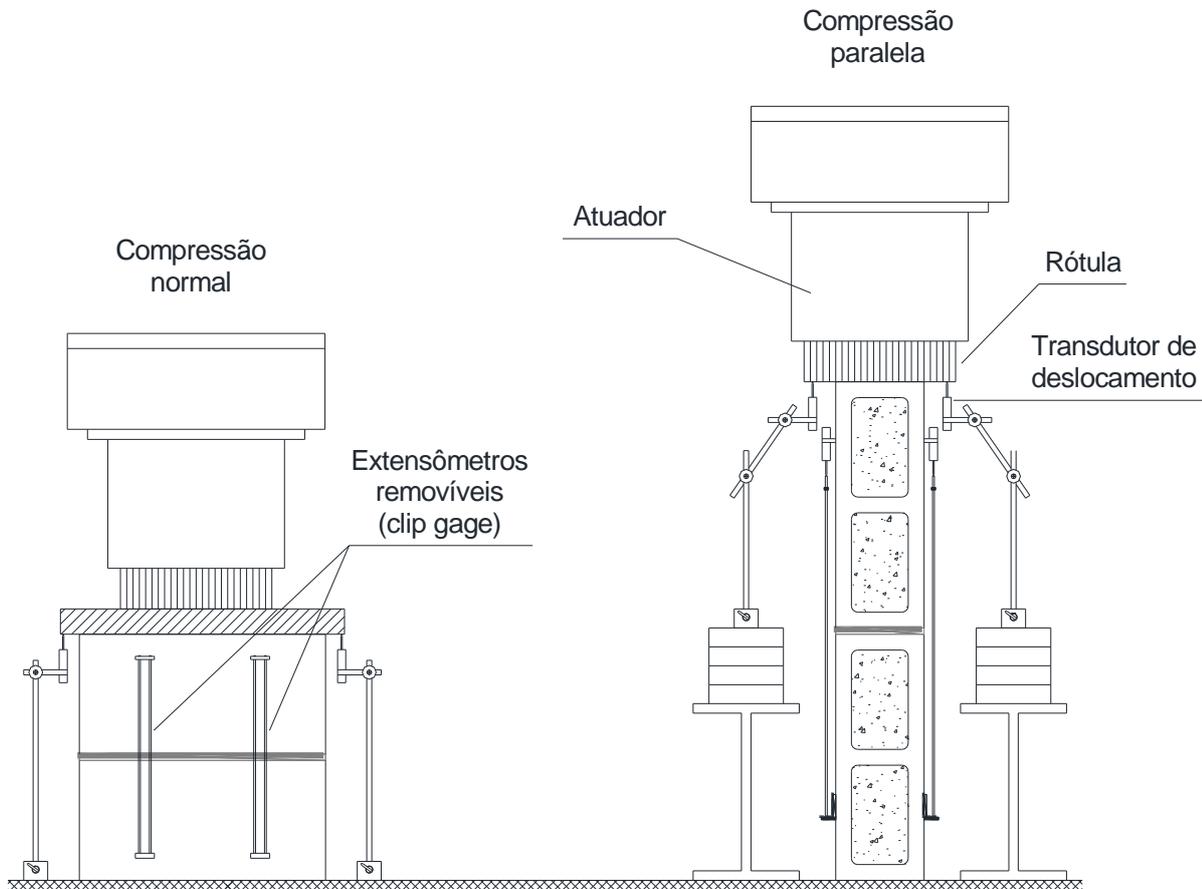
Quanto aos ensaios de compressão uniaxial, esses foram realizados conforme os procedimentos apresentados no Anexo A da ABNT NBR 15961-2:2011. Todos eles foram feitos de forma semelhante à análise mecânica das unidades (máquina de ensaios, instrumentos de medição e aplicação de carga com controle de deslocamento). A instrumentação foi composta da instalação de extensômetros removíveis fixados aos corpos e de transdutores de deslocamentos posicionados entre a chapa de distribuição de carregamento e a mesa da máquina de ensaios.

Em particular nos prismas ensaiados paralelamente à fiada não foram utilizados extensômetros removíveis, pois o comprimento de base desses instrumentos era insuficiente (200 mm). Nesse caso, empregou-se apenas o transdutor de deslocamento.

A velocidade de imposição de carregamento aos modelos foi de 0,005 e de 0,02 mm/s para os prismas com carregamento paralelo e normal à junta, respectivamente. A velocidade daquele ensaio foi reduzida, pois acreditava-se que a ruptura pudesse ocorrer de forma frágil e repentina, havendo a possibilidade de danificar os instrumentos e/ou comprometer a segurança.

As deformações apresentadas nos diagramas tensão  $\times$  deformação correspondem à média dos registros dos quatro extensômetros removíveis fixados aos corpos ensaiados perpendicularmente à junta, e dos dois transdutores nos prismas com compressão paralela. Em ambas as situações o módulo de elasticidade foi obtido na região linear do diagrama no intervalo entre 5 e 33% da máxima resistência à compressão.

Com a finalidade de se eliminar eventuais folgas foi feito o escorvamento dos modelos em dois ciclos, com a aplicação de 10% da carga de ruptura prevista. Deve-se esclarecer também que os resultados dos transdutores posicionados entre a mesa da máquina de ensaios e a chapa de distribuição ou na rótula, particularmente nos prismas com compressão paralela, não são apresentados pelas razões já comentadas. A Figura 3.23 apresenta a configuração dos ensaios.

**Figura 3.23** - Configuração do ensaio dos prismas com compressão normal e paralela à junta.

**Fonte:** O Autor.

De igual maneira à análise estatística empregada nas unidades, os resultados das resistências e módulos de elasticidade dos prismas foram averiguados quanto à existência de valores extremos. Os resultados desse estudo encontram-se no APÊNDICE A - TESTE DE VALOR EXTREMO.

#### 3.4.2.1 Prismas com compressão normal à junta

Os resultados individuais referentes aos prismas ocós e grauteados são apresentados na Tabela 3.17. Constata-se que os prismas grauteados foram 112,6% mais resistentes que os ocós na comparação entre valores médios, o que sugere a necessidade de se utilizar expressões distintas para se prever o módulo de elasticidade de alvenarias grauteadas e ocós. Verifica-se também que esse acréscimo de resistência foi superior ao aumento de área proporcionado pelo grauteamento.

**Tabela 3.17** - Resistência à compressão normal dos prismas ocos e grauteados.

CP	Prisma oco					Prisma grauteado		
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_p$ (área bruta) (MPa)	$E_p$ (área bruta) (GPa)	$f_p$ (área líquida) (MPa)	$E_p$ (área líquida) (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_p$ (MPa)	$E_p$ (GPa)
1	561,97	10,28	8,51	18,88	15,62	1194,52	21,86	23,74
2	509,92	9,33	6,13	17,13	11,25	1269,99	23,24	16,95
3	485,79	8,89	8,63	16,32	15,84	1172,84	21,46	22,72
4	598,23	10,95	7,53	20,09	13,82	1248,55	22,84	23,63
5	472,70	8,65	8,59	15,88	15,76	1030,36	18,85	23,71
6	619,20	11,33	7,68	20,80	14,10	1222,83	22,37	22,96
7	603,82	11,05	6,54	20,28	12,01	1376,90	25,19	20,52
8	466,79	8,54	8,32	15,68	15,27	1145,34	20,96	21,75
9	581,52	10,64	6,13	19,53	11,26	1099,58	20,12	21,04
10	544,94	9,97	7,95	18,30	14,59	884,70	16,19	17,43
11	542,84	9,93	5,82	18,23	10,68	1023,96	18,74	15,74
12	504,33	9,23	6,42	16,94	11,78	1133,47	20,74	17,74
<b>Média</b>	<b>541,01</b>	<b>9,90</b>	<b>7,35</b>	<b>18,17</b>	<b>13,50</b>	<b>1150,25</b>	<b>21,05</b>	<b>20,66</b>
<b>DP</b>	53,06	0,97	1,08	1,78	1,98	130,32	2,38	2,95
<b>CV (%)</b>	9,81	9,81	14,66	9,81	14,66	11,33	11,33	14,26
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	<b>8,37</b>	-	<b>15,37</b>	-	-	<b>16,90</b>	-
<b><math>E_p/f_{pk}</math></b>	<b>878</b>					<b>1222</b>		
<b><math>\epsilon_p</math></b>	<b>0,000931 (0,931‰)</b>					<b>0,001758 (1,758‰)</b>		
<b><math>f_{pk\text{-grauteado}}/f_{pk\text{-oco}} = 2,02</math></b>								
<b><math>f_{pk\text{ oco}}/f_{bk} = 0,84</math></b>								
<b><math>f_{pk\text{-grauteado}}/f_{bk} = 1,69</math></b>								

**Notas:**

$F_{\text{última}}$  - força correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$f_p$  (área bruta) - resistência à compressão do prisma referida à área bruta.

$f_p$  (área líquida) - resistência à compressão do prisma referida à área líquida.

$f_{pk}$  - resistência característica à compressão do prisma.

$f_{bk}$  - resistência característica à compressão da unidade.

$E_p$  (área bruta) - módulo de elasticidade do prisma referido à área bruta.

$E_p$  (área líquida) - módulo de elasticidade do prisma referido à área líquida.

$\epsilon_p$  - deformação específica média do prisma correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

**Fonte:** O Autor.

O fator de eficiência prisma/bloco foi de 0,84, o que é compatível para unidades de concreto. Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que nesses casos a prática corrente no Brasil fornece valores entre 0,50 e 0,90. Já o módulo de elasticidade obtido nos prismas ocios corresponde a 878 vezes o valor de sua resistência à compressão. A seguir, são apresentadas algumas relações encontradas na literatura e constata-se que as mesmas variam dentro de um intervalo relativamente grande, entre 500 e 1500, Tabela 3.18.

**Tabela 3.18** - Relações para determinação do módulo de elasticidade da alvenaria ( $E_{alv}$ ).

Autor/ Entidade	Relação entre o módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ ) e a resistência à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) - blocos de concreto
Sahlin (1971)	500 a 1500
ABCI (1990)	1000
BS 5628-2:2000	900
ACI 530:2002	900
CSA S304.1:2004	850
ABNT NBR 15961-1:2011	800 <sup>1</sup>

**Nota:**

<sup>1</sup> Relação obtida tomando como base a resistência característica à compressão do prisma ( $f_{pk}$ ).

**Fonte:** O Autor.

Outro aspecto a ser comentado é a influência da altura dos prismas na resistência à compressão. Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), prismas de dois blocos, com apenas uma junta, nem sempre permitem uma completa interação entre a argamassa e o bloco como ocorre em paredes em escala natural. Isso pode ser explicado como consequência do confinamento provocado pelas placas da máquina de ensaios nas extremidades, que acabam impedindo os corpos de se expandirem lateralmente, criando um estado triaxial de tensões. Nessa situação, com a restrição das amostras, a carga necessária para a sua ruptura acaba sendo maior, o que aumenta artificialmente sua resistência.

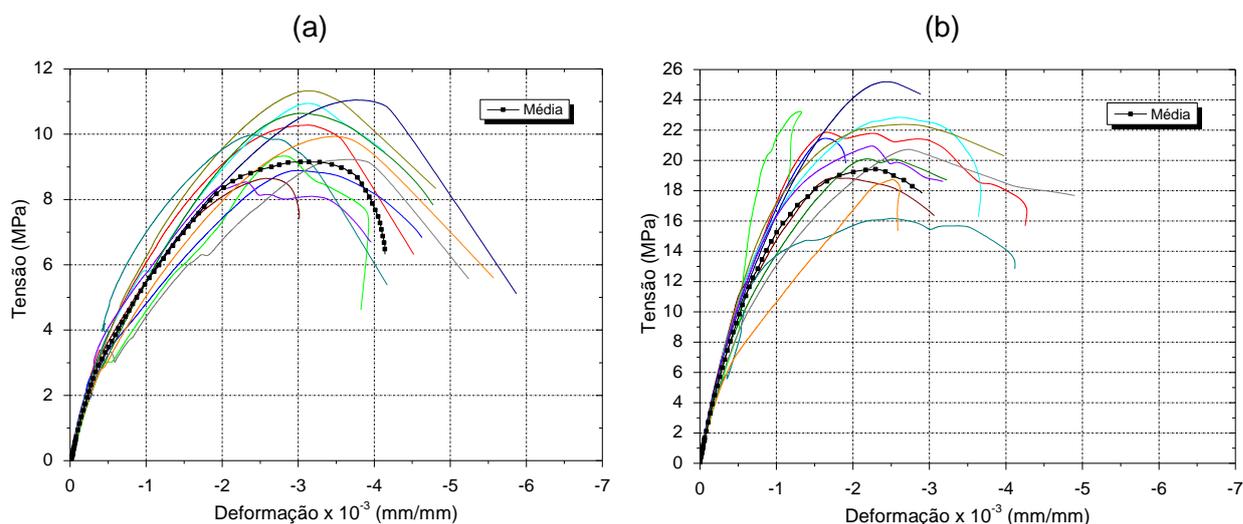
Esse efeito confinante, porém, pode ser eliminado por meio da aplicação de fatores de correção que convertem a resistência aparente (confinada) de um corpo de prova para um valor equivalente não confinado (correspondente a uma amostra com relação altura/espessura maior que 5). A norma canadense CSA S304.1:2004,

por exemplo, recomenda para o caso de prismas de dois blocos de concreto um fator de 0,90. Essa prescrição sugere que as resistências individuais sejam minoradas em 10%, ou seja, a resistência característica à compressão obtida nos prismas ociosos seria de 7,53 MPa.

Resultados de ensaios realizados por Mata (2011) mostraram que a redução na resistência à compressão entre prismas não grauteados de blocos de concreto com duas e três unidades foi de 16,5%. Em prismas grauteados, Izquierdo (2015) obteve diminuições de 15 e 18% para peças executadas com blocos de concreto e cerâmico, respectivamente. Com reduções ainda maiores, Colville e Wolde-Tinsae (1991) concluem, a partir da compilação de uma série de resultados de outros pesquisadores, que essa diminuição é de aproximadamente 28% entre prismas de dois e três blocos de concreto, enquanto que para prismas entre três e cinco é de apenas 8%. Os autores asseveram também que os elementos constituídos com cinco unidades de altura são os mais adequados para se prever a resistência da alvenaria.

O Gráfico 3.8 apresenta os diagramas tensão  $\times$  deformação dos prismas.

**Gráfico 3.8** - Tensão  $\times$  deformação axial dos prismas com compressão normal: (a) prismas ociosos e (b) prismas grauteados.



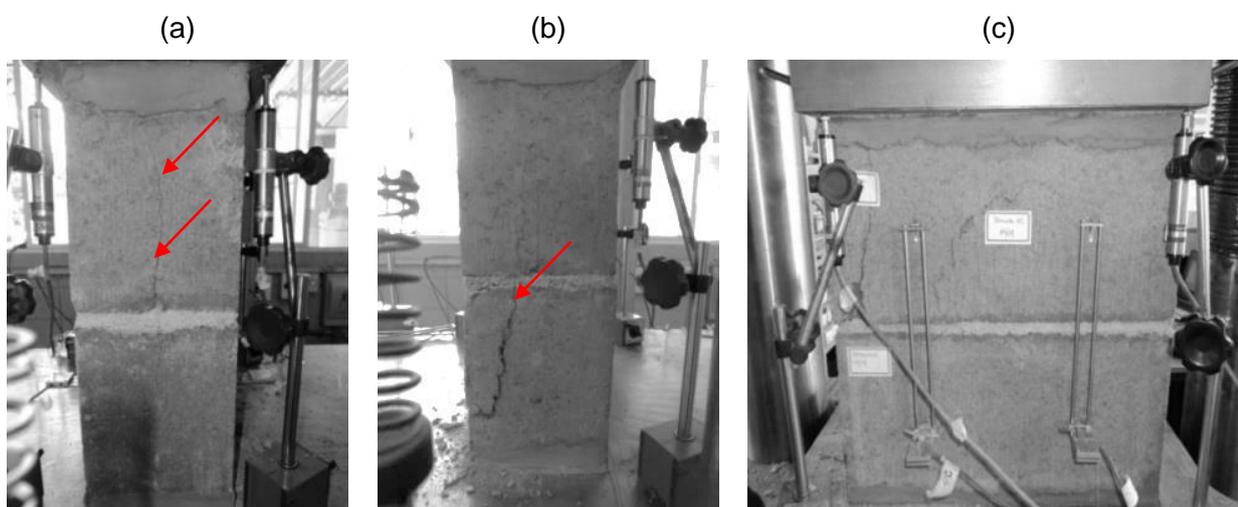
**Fonte:** O Autor.

Observa-se que as não linearidades nos prismas grauteados (Gráfico 3.8 (b)) surgem para níveis de tensão mais elevados, praticamente o dobro dos que foram alcançados nos prismas ociosos. As reduções de tensão ocorridas nos prismas ociosos (ver Gráfico 3.8 (a)) correspondem ao surgimento e o desenvolvimento de fissuras verticais

em sua largura, com ruptura típica por tração lateral na região próxima da junta de argamassa (ver Figura 3.24 (a)).

As Figuras 3.24 e 3.25 ilustram os modos de ruptura obtidos nos ensaios, os quais foram semelhantes para ambos os prismas. Devido às restrições impostas pelas placas da máquina de ensaios, fissuras inclinadas foram observadas ao longo de suas larguras (ver Figura 3.24 (b) e 3.25 (b)). Em alguns casos também foi identificada a fissuração vertical na largura dos blocos, a partir do plano da junta, que se estendeu ao longo de toda a altura da peça (Figura 3.24 (a) e 3.25 (a)).

**Figura 3.24** - Modos de ruptura dos prismas ocós com compressão normal à junta: (a) fissuração vertical, (b) fissuração cônica-cisalhada e (c) fendilhamento da parede do bloco.



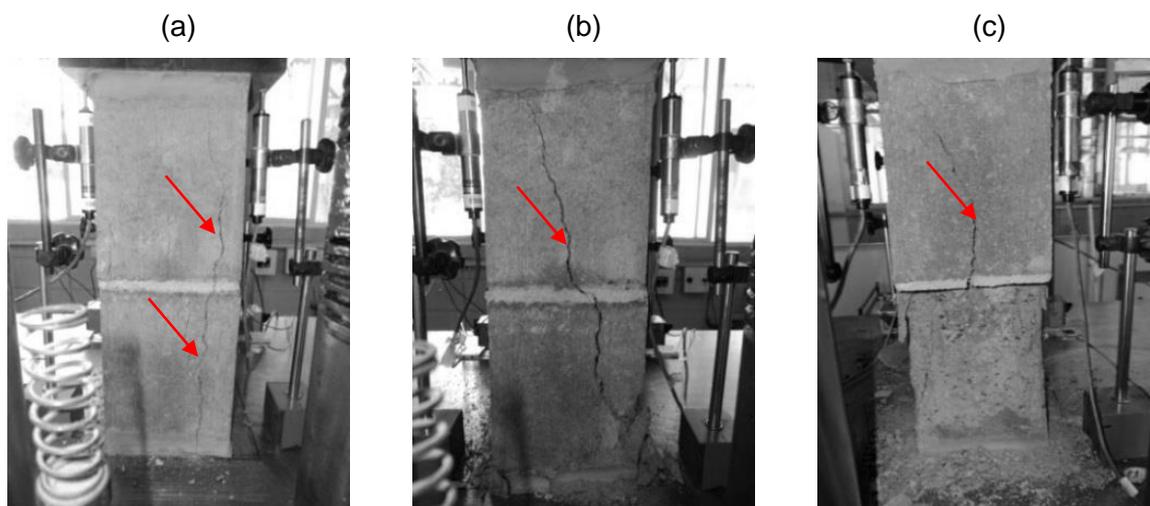
**Fonte:** O Autor.

As formas como as rupturas ocorreram sugerem que a diferença nas propriedades de deformabilidade entre o bloco e o material de capeamento influenciou no estado de tensões criado nas extremidades das unidades. Como exemplificam Kleeman e Page (1990), um material muito deformável se expandirá lateralmente bem mais que a unidade, induzindo-a a tensões laterais de tração, resultando numa ruptura prematura por fendilhamento. De modo oposto, a maior rigidez do capeamento induzirá a tensões de compressão lateral que retardarão a ruptura.

Especificamente nos prismas grauteados, foi observado que em algumas amostras houve a desintegração das paredes dos blocos (ver Figura 3.25 (c)), ficando o graute em seu interior aparentemente íntegro e funcionando como um pilarete confinado, relegando a alvenaria envolvente à função de forma.

Esse tipo de ruptura foi identificado por Hamid e Drysdale (1979), que descreveram dois modos para prismas grauteados em função da relação de rigidez entre o prisma envolvente e o graute. Se a deformação correspondente à máxima tensão do graute é menor do que a do prisma, ao atingir tal deformação, o graute, que está altamente fissurado, tende a sofrer grande expansão lateral (comportamento típico de materiais frágeis), induzindo o aparecimento de tensões de confinamento no graute e, por consequência, de tração no prisma. Somados os efeitos de tração lateral oriundos do graute e da argamassa, ocorre sua ruptura prematura. Para o caso de grautes com alta resistência e rigidez, pode ser que o prisma funcione somente como forma, rompendo prematuramente, e o colapso seja caracterizado posteriormente pela ruptura da coluna de graute. O segundo modo considera que a deformação correspondente à máxima tensão do prisma é menor que a do graute, neste caso não confinado, e a falha do prisma ocorra em função da ruptura do bloco causada pela tração lateral resultante da expansão da argamassa.

**Figura 3.25** - Modos de ruptura dos prismas grauteados com compressão normal à junta: (a) fissuração vertical, (b) fissuração cônica-cisalhada e (c) desprendimento da parede do bloco.



Fonte: O Autor.

#### 3.4.2.2 Prismas com compressão paralela à junta

Os resultados apresentados na Tabela 3.19 revelam que os prismas com compressão paralela foram menos resistentes do que os comprimidos em direção normal à junta. As reduções, conforme se constata, foram de 42 e de 9% para os prismas ocos e grauteados, respectivamente.

Tabela 3.19 - Resistência à compressão paralela dos prismas ocós e grauteados.

continua

CP	Prisma oco					Prisma grauteado		
	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_p$ (área bruta) (MPa)	$E_p$ (área bruta) (GPa)	$f_p$ (área líquida) (MPa)	$E_p$ (área líquida) (GPa)	$F_{\text{última}}$ (kN)	$f_p$ (MPa)	$E_p$ (GPa)
1	164,07	6,23	3,59	16,78	9,66	507,68	19,29	16,90
2	158,30	6,02	4,99	16,19	13,43	546,22	20,76	20,13
3	171,95	6,53	5,15	17,59	13,87	411,41	15,63	18,58
4	131,72	5,01	4,51	13,47	12,15	506,46	19,24	18,31
5	134,79	5,12	5,86	13,79	15,77	425,60	16,17	15,55
6	131,15	4,98	5,54	13,41	14,92	536,28	20,38	19,52
7	158,20	6,01	6,45	16,18	17,37	496,29	18,86	19,79
8	194,78	7,40	7,08	19,92	19,05	510,85	19,41	11,46
9	208,44	7,92	6,97	21,32	18,77	540,37	20,53	14,51
10	198,10	7,53	7,34	20,26	19,75	511,76	19,45	19,83
11	207,81	7,90	6,75	21,26	18,16	466,34	17,72	16,45
12	178,47	6,78	5,95	18,26	16,02	427,83	16,26	20,75
<b>Média</b>	<b>169,81</b>	<b>6,45</b>	<b>5,85</b>	<b>17,37</b>	<b>15,74</b>	<b>490,59</b>	<b>18,64</b>	<b>17,65</b>
<b>DP</b>	28,46	1,08	1,14	2,91	3,08	46,82	1,78	2,77
<b>CV (%)</b>	16,76	16,76	19,54	16,76	19,55	9,54	9,54	15,71
$f_{pk}$ (MPa)	-	<b>4,88</b>	-	<b>13,15</b>	-	-	<b>15,32</b>	-
$E_p/f_{pk}$	<b>1205</b>					<b>1152</b>		
$\varepsilon_p$	<b>0,003044 (3,044‰)</b>					<b>0,002191 (2,191‰)</b>		

$$f_{pk\text{-grauteado}}/f_{pk\text{-oco}} \text{ (área líquida)} = 1,17$$

$$f_{pk\text{ oco}}/f_{bk} = 0,79$$

$$f_{pk\text{-grauteado}}/f_{bk} = 2,49$$

$$f_{pk//\text{-oco}} / f_{pk\perp\text{-oco}} = 0,58$$

$$f_{pk//\text{-grauteado}} / f_{pk\perp\text{-grauteado}} = 0,91$$

**Tabela 3.19** - Resistência à compressão paralela dos prismas ocós e grauteados.

	<b>conclusão</b>
<b>Notas:</b>	
$f_p$ (área líquida) - resistência à compressão do prisma referida à área líquida.	
$f_{pk}$ - resistência característica à compressão do prisma.	
$f_{pk//}$ - resistência característica à compressão paralela do prisma.	
$f_{pk\perp}$ - resistência característica à compressão normal do prisma.	
$f_{bk}$ - resistência característica à compressão da unidade.	
$E_p$ (área bruta) - módulo de elasticidade do prisma referido à área bruta.	
$E_p$ (área líquida) - módulo de elasticidade do prisma referido à área líquida	
$\varepsilon_p$ - deformação específica média do prisma correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.	
Área líquida do prisma = $2 \times (25,99 \times 188,06) = 9776,54 \text{ mm}^2$ .	

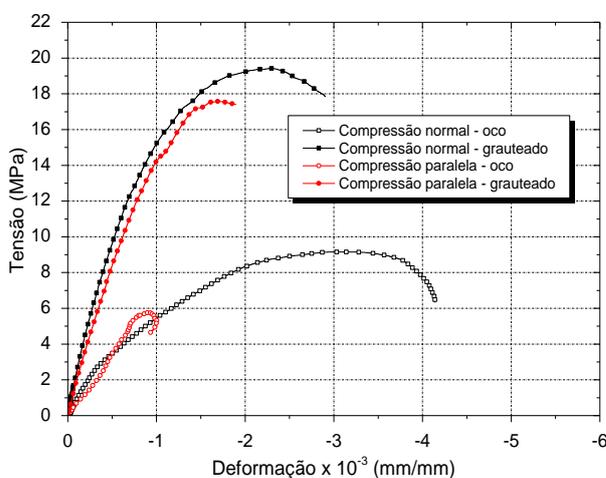
**Fonte:** O Autor.

No caso dos prismas ocós, em que a redução foi de 42% em relação à compressão normal, a ABNT NBR 15961-1:2011 indica que para elementos não grauteados a resistência característica na flexão seja igual a 50% da resistência à compressão obtida perpendicularmente às juntas de assentamento. Já para os prismas com grauteamento total a recomendação é a de que a resistência à compressão seja igual. Por sua vez, a norma canadense CSA S304.1:2004 propõe correções mais condizentes com os resultados aqui encontrados. Para os prismas ocós a resistência à compressão deve ser reduzida em 50% e nos totalmente grauteados em 30%.

Em relação aos prismas grauteados é importante comentar que mesmo tendo sido mantido o traço de graute usado no preenchimento dos prismas com compressão normal, nesta etapa, os ensaios de controle de resistência do material apresentaram resistência característica à compressão ( $f_{gk}$ ) 46% maior ( $f_{gk} = 45,51 \text{ MPa}$ ), o que sugere que a redução de resistência (9%) encontrada nesses elementos seja ainda maior. A variação nessas duas séries (compressão normal e paralela) pode ser atribuída às alterações nas condições de temperatura e umidade do ar nos dias em que elas foram construídas. Em ensaios semelhantes feitos por Contadini (2014) os resultados dos prismas com compressão paralela apontaram para uma redução de resistência de 24% em relação aos elementos comprimidos em direção normal à junta.

O Gráfico 3.9 apresenta as curvas médias dos prismas ocos e grauteados com compressão paralela e normal à junta. Observa-se que em ambos os casos há um significativo aumento de resistência à compressão proporcionado pelo preenchimento com graute. Esse aumento, porém, é mais expressivo nos elementos comprimidos paralelamente. Constata-se também que os prismas com compressão normal apresentaram um comportamento mais dúctil, com deformações últimas bem maiores.

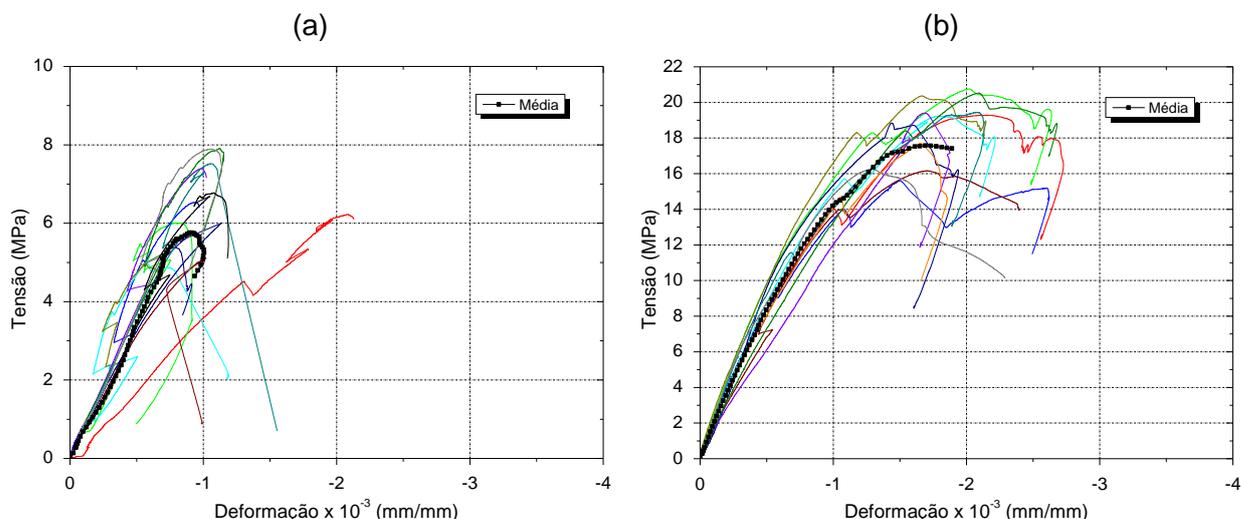
**Gráfico 3.9** - Tensão  $\times$  deformação axial de prismas ocos e grauteados comprimidos em direção normal e paralela à junta de assentamento.



**Fonte:** O Autor.

As curvas tensão  $\times$  deformação específica apresentadas no Gráfico 3.10 (b) mostram que os prismas grauteados apresentaram menor dispersão dos resultados. Os picos exibidos em ambos os diagramas (Gráfico 3.10 (a) e (b)) são típicos da ruptura das paredes transversais dos blocos, os quais indicam a dissipação de energia na abertura das fissuras, pois não houve o incremento da carga aplicada.

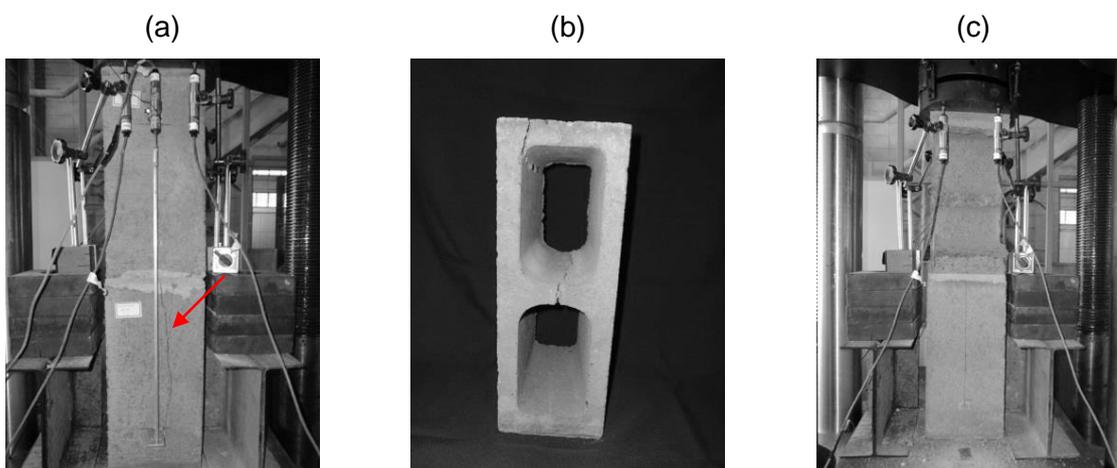
**Gráfico 3.10** - Tensão  $\times$  deformação axial dos prismas com compressão paralela: (a) prismas ocios e (b) prismas grauteados.



**Fonte:** O Autor.

A ruptura dos prismas ocios ocorreu de forma frágil e, em alguns casos, houve a desintegração repentina da parede longitudinal dos blocos da fiada superior (ver Figura 3.26 (c)) sem a presença de nenhuma fissura visível.

**Figura 3.26** - Modos de ruptura dos prismas ocios: (a) fissuração vertical, (b) ruptura das paredes transversais e (c) desprendimento da parede longitudinal do bloco.



**Fonte:** O Autor.

A fissuração vertical observada em ambos os corpos de prova (Figura 3.26 e 3.27) é decorrente do surgimento de tensões de tração no plano horizontal, especificamente nas paredes transversais centrais (Figura 3.26 (b)). A ruptura dessas paredes, particularmente nos prismas ocios, ocorreu, quase sempre, com a emissão

de um ruído. Ao final dos ensaios dos elementos não preenchidos observou-se que em alguns deles houve o destacamento dos blocos no plano da junta.

Na maioria dos prismas grauteados foi observado o desprendimento do graute no interior dos furos dos blocos (Figura 3.27 (b)), sugerindo o trabalho isolado entre o bloco e o graute. Isso ocorreu em virtude da expansão lateral das unidades, intensificada, em grande parte, pela tensão de tração nas paredes transversais, em especial no septo. Outro aspecto desse comportamento é a incompatibilidade da relação tensão  $\times$  deformação do bloco e do graute, resultando em deformações diferenciais.

**Figura 3.27** - Modos de ruptura dos prismas grauteados: (a) fissuração vertical e (b) desprendimento do graute no interior dos furos.



**Fonte:** O Autor.

### 3.5 Comentários finais

Neste capítulo foi detalhada a primeira etapa do programa experimental, a qual consistiu na caracterização dos materiais e componentes da alvenaria estrutural. Foram realizados ensaios para a obtenção das propriedades físicas e caracterização granulométrica dos agregados (brita e areia), a análise dimensional, física e mecânica das unidades (blocos, meio blocos e canaletas) e a análise mecânica da argamassa, graute e da alvenaria como material compósito por meio de ensaios de prismas com duas unidades de altura. As unidades e prismas também foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial por meio da aplicação de carga em direção paralela às juntas

horizontais de assentamento. Com base nos resultados podem ser feitas as seguintes considerações:

As unidades apresentaram comportamento frágil na ruptura, sobretudo nos ensaios com compressão paralela às juntas. A resistência à compressão paralela foi, em média, 39% menor que a obtida em direção perpendicular para os blocos e meio blocos. Em ambos os ensaios, compressão normal e paralela, a diferença percentual de resistência entre essas duas unidades se manteve em torno de 12,5%. Em contraposição, a resistência à compressão paralela das canaletas foi 28% maior.

Em todas as unidades ensaiadas, o módulo de elasticidade obtido por meio dos transdutores de deslocamentos foi inferior ao que se obteve com os extensômetros removíveis. Tal comportamento ocorreu em razão da presença de folgas na interface entre a chapa de distribuição e as faces das unidades e de irregularidades no capeamento.

Para a configuração dos prismas analisados, os elementos comprimidos paralelamente às juntas foram menos resistentes que os submetidos à compressão normal. Os resultados revelaram que a adoção de fatores de correção, a exemplo do que se recomenda a ABNT NBR 15961-1:2011 para situação de grauteamento total, pode não ser segura, pois depende da resistência à compressão do graute.



# 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL II: ENSAIOS DAS VIGAS

---

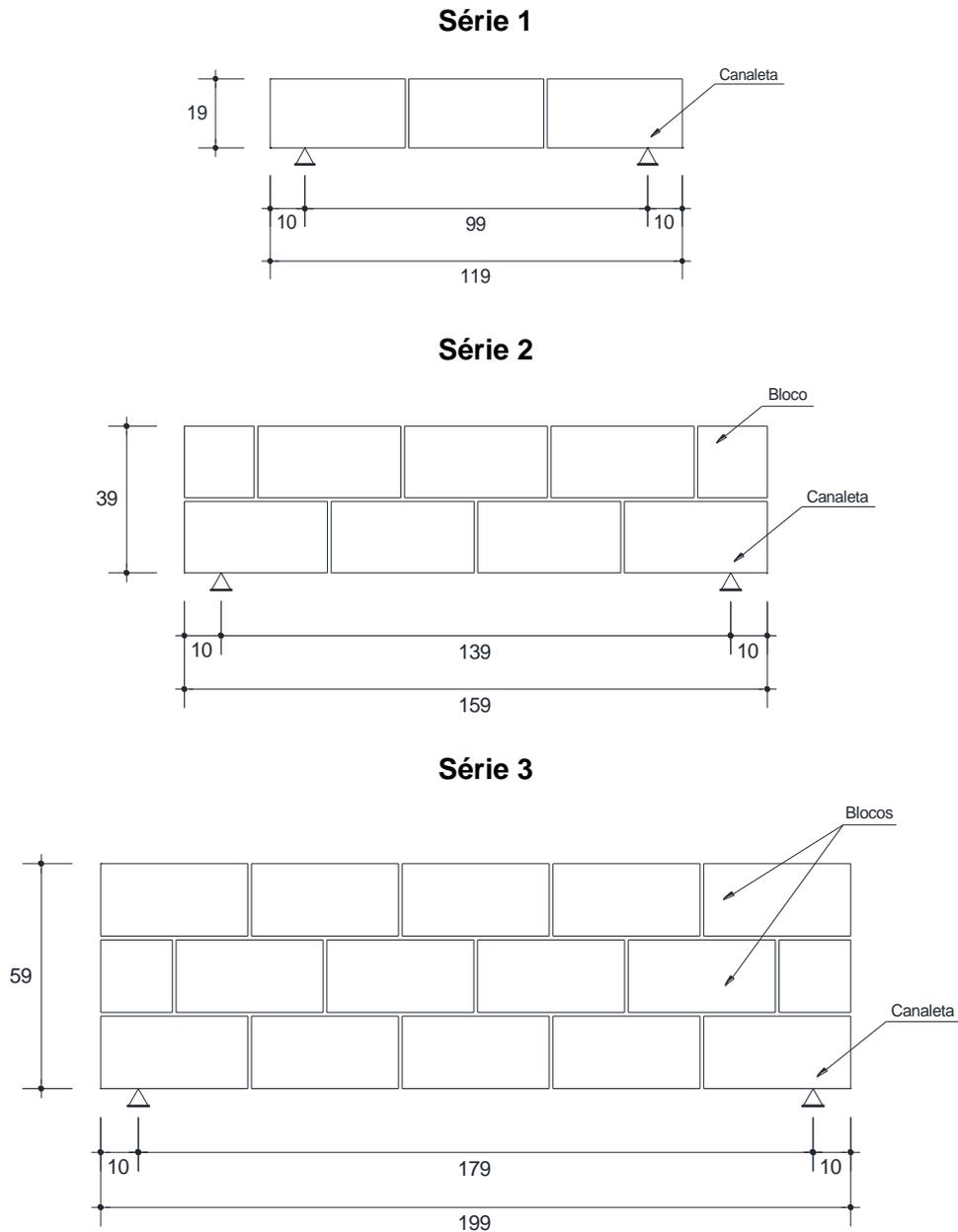
Apresenta-se neste capítulo a segunda etapa do programa experimental, a qual consistiu em avaliar o comportamento ao cisalhamento de vigas biapoiadas em alvenaria estrutural. Ao todo foram ensaiados trinta e sete elementos nos quais foram variados os seguintes parâmetros: a geometria, as taxas de armaduras e a relação  $a/d$  (ou  $M/Vd$ ). Descreve-se também a construção, a preparação para a realização dos ensaios, a instrumentação utilizada e, por fim, a análise dos resultados.

Quanto aos materiais (unidades, agregados, aglomerantes e os traços da argamassa e do graute) e os procedimentos de controle empregados foram os mesmos descritos no capítulo anterior, sendo nesta etapa apresentados apenas os resultados médios da resistência à compressão e à tração do graute.

## 4.1 Geometria e construção das vigas

As vigas do programa experimental foram agrupadas em três Séries em função das dimensões de suas seções transversais: Série 1, correspondente aos elementos construídos com uma fiada em canaleta; Série 2 com duas, sendo a primeira com canaletas e a segunda com blocos; Série 3 com três fiadas, na qual a primeira é executada com canaletas e as duas restantes com blocos. Em todos os casos a largura dos modelos foi de 14 cm e a altura variando de 19 a 59 cm. A Figura 4.1 apresenta as dimensões de cada uma das Séries.

A escolha por essas três geometrias foi feita com base nas dimensões usuais das vigas encontradas nas obras em alvenaria estrutural. Além disso, foi considerada a necessidade de se avaliar o comportamento de elementos com diferentes alturas e mesma relação  $a/d$  e também as limitações de montagem dos ensaios e dos equipamentos disponíveis no laboratório.

**Figura 4.1** - Medidas dos modelos da Série 1, Série 2 e Série 3 (medidas em cm).

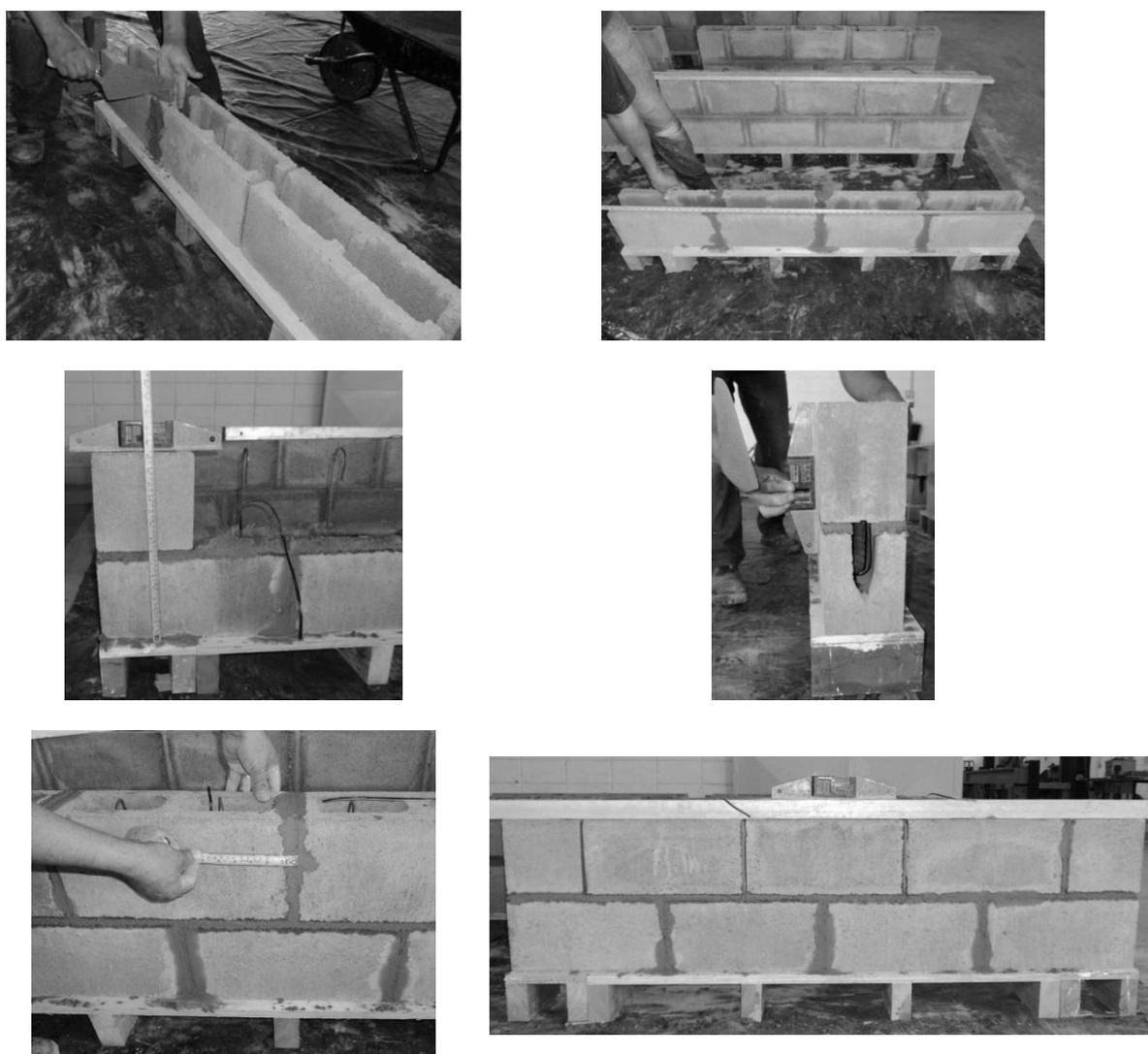
**Fonte:** O Autor.

Todos os modelos foram construídos no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos por um pedreiro e sendo todas as etapas acompanhadas e supervisionadas pelo autor.

A construção das vigas foi feita em dois momentos distintos, iniciando-se pelos modelos da Série 3 e, posteriormente, pela Série 1 e 2. Todas elas foram construídas sobre bases de madeira previamente niveladas. Após a verificação do nível dessas bases as unidades da primeira fiada (canaletas) eram dispostas, já

assegurando os espaços das juntas verticais (1,0 cm) para o posterior preenchimento com argamassa. Finalizada essa etapa, as armaduras (de flexão e cisalhamento, sendo esta última colocada apenas na Série 2 e 3), que já haviam sido instrumentadas e montadas, eram posicionadas e então prosseguia-se com o assentamento das demais fiadas (Série 2 e 3) e a conferência constante do nível, do alinhamento, do prumo, da espessura das juntas e das dimensões das peças. A Figura 4.2 ilustra algumas das etapas da construção.

**Figura 4.2** - Etapas da construção dos modelos.

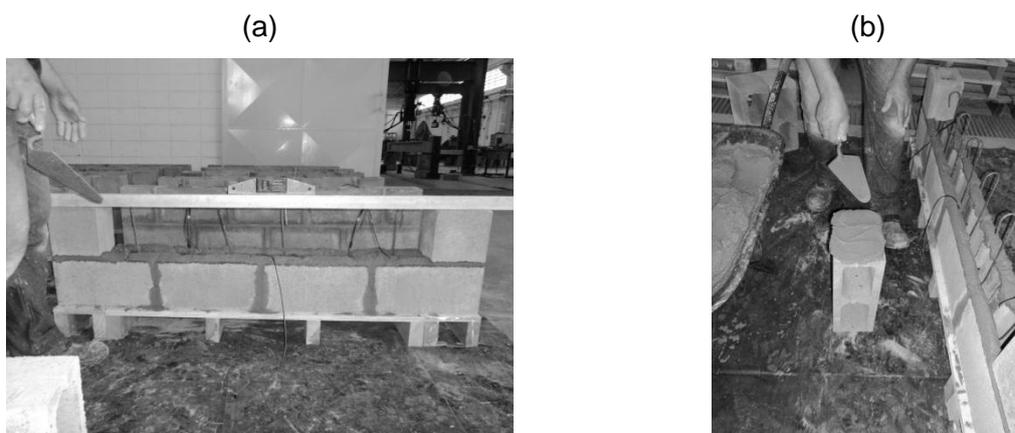


**Fonte:** O Autor.

Nos modelos da Série 2 e 3, a partir da segunda fiada, o preenchimento das juntas verticais foi feito concomitante ao assentamento, com a colocação de argamassa diretamente nas laterais das unidades (ver Figura 4.3 (b)). À medida que

as unidades eram assentadas já se fazia a limpeza dos furos de eventuais excessos de argamassa e/ou a remoção do material caído durante essa operação. A Figura 4.3 apresenta o procedimento de assentamento adotado. É importante observar que todos os modelos foram construídos com argamassamento total, as juntas verticais preenchidas e os traços da argamassa e do graute mantidos constantes.

**Figura 4.3** - Assentamento dos blocos: (a) verificação da horizontalidade superior (nível) e (b) colocação de argamassa na lateral da unidade que comporá a junta vertical.



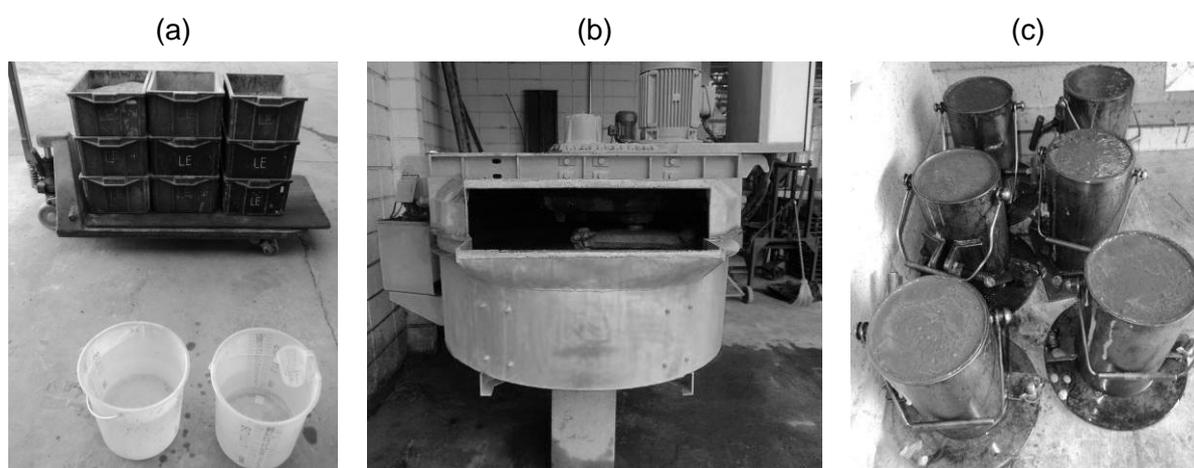
**Fonte:** O Autor.

Decorridas vinte e quatro horas do término da construção foi dado início a operação de grauteamento, a qual começou com o fechamento das aberturas nas extremidades da primeira fiada (laterais das canaletas). Após essa etapa, e com as unidades já umedecidas, o graute foi lançado e adensado com um vibrador de imersão. Em seguida a essa operação foi providenciada a regularização das faces superiores dos modelos com uma desempenadeira de aço a fim de se eliminarem as irregularidades decorrentes da presença de britas e, conseqüentemente, a concentração de tensões durante os ensaios.

Devido ao maior volume de graute necessário nesta etapa do programa experimental, o preparo desse material foi feito em um misturador mecânico de eixo vertical com tempo de mistura suficiente para garantir a homogeneidade dos materiais. O volume produzido foi tal que todo ele foi consumido em um intervalo inferior a duas horas e meia. É importante comentar também que em função do número de vigas das Séries foram necessárias mais de uma mistura de graute, sendo que em cada uma delas foram moldados seis corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 x 200 (diâmetro x altura, em mm) que serviram para o controle da

resistência à compressão e da tração por compressão diametral. Os ensaios desses corpos foram feitos nas mesmas idades das vigas correspondentes. A Figura 4.4 ilustra as etapas de preparo e moldagem dos corpos de prova.

**Figura 4.4** - Preparo e controle do graute: (a) materiais utilizados, (b) misturador mecânico de eixo vertical e (c) moldagem dos corpos de prova.



**Fonte:** O Autor.

Nos dias que se seguiram ao grauteamento, as vigas foram molhadas e mantidas cobertas com uma lona plástica a fim de evitar a perda excessiva de água e minimizar a retração. Até a data dos ensaios, os quais ocorreram a partir do vigésimo oitavo dia, elas não sofreram qualquer movimentação e permaneceram nas condições de laboratório. Na semana anterior aos testes, os modelos receberam uma demão de cal com o propósito de facilitar a visualização e progressão das fissuras. A Figura 4.5 apresenta o aspecto final dos modelos da Série 3 já com a “pintura”.

**Figura 4.5** - Aspecto final das vigas com a "pintura" de cal.



**Fonte:** O Autor.

## 4.2 Dimensionamento e detalhes dos modelos

As três Séries de vigas biapoçadas foram dimensionadas considerando a aplicação de duas forças pontuais simétricas e previsão de ruptura por cisalhamento, devido ao escoamento da armadura transversal ou por sua inexistência, conforme as prescrições da ABNT NBR 15961-1:2011. Três relações  $a/d$  (0,77, 1,00 e 1,72) e, conseqüentemente, três coeficientes de correção da resistência característica ao cisalhamento  $\gamma_{cis}$  (2,07, 2,25 e 2,31) foram analisados. Todos os modelos foram armados à flexão e, em alguns deles, a fim de avaliar a contribuição das armaduras transversais, estas não foram previstas.

Os cálculos foram feitos considerando os coeficientes de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ ) com valores unitários e a resistência ao escoamento do aço com seu valor integral. As propriedades dos materiais foram obtidas a partir dos ensaios de caracterização dos prismas grauteados comprimidos paralelamente às juntas e das barras e fios de aço submetidos à tração uniaxial. Particularmente no caso da alvenaria, o valor de sua resistência à compressão correspondeu a 70% da resistência característica dos prismas. A Tabela 4.1 apresenta as propriedades utilizadas. Quanto aos ensaios de caracterização do aço esses são descritos no item seguinte.

**Tabela 4.1** - Propriedades mecânicas dos materiais utilizados no dimensionamento.

Alvenaria	Aço			
	Armadura longitudinal ( $A_s$ )		Armadura transversal ( $A_{sw}$ )	
	Diâmetro (mm)	$f_{yk}$ (MPa)	Diâmetro (mm)	$f_{yk}$ (MPa)
$f_{pk//grauteado} = 15,32$	10,0	500,00	4,2	758,00
$f_k = 0,7 \cdot 15,32 = 10,72$	16,0	530,00	5,0	738,00
	20,0	525,00		

**Notas:**

$f_{pk//grauteado}$  - resistência característica à compressão paralela do prisma - grauteado.

$f_k$  - resistência característica à compressão simples da alvenaria.

$A_s$  - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

$A_{sw}$  - área da seção transversal da armadura de cisalhamento.

$f_{yk}$  - resistência característica de escoamento.

**Fonte:** O Autor.

O objetivo inicial do programa experimental era a realização de um modelo e duas contraprovas para cada variável em estudo, contudo, após os resultados da Série 3 revelarem uma pequena diferença entre os espécimes, com coeficiente de variação máximo inferior a 11,5%, os ensaios da Série 1 e 2 foram feitos com duas amostras para cada uma.

As Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam os dimensionamentos das três Séries. Além das forças últimas ( $F_{u,teo}$  e  $V_{u,teo}$ ) correspondentes ao esgotamento da capacidade resistente, são indicadas as relações  $a/d$  e  $F_{u,cis}/F_{u,flex}$ , os coeficientes de correção da resistência característica ao cisalhamento ( $\gamma_{cis}$ ), as áreas de armaduras e os diâmetros nominais correspondentes e as nomenclaturas adotadas para cada uma das vigas. Em todos os casos a ruptura teórica ocorre por cisalhamento e é anterior ao escoamento da armadura longitudinal.

É importante observar que os cálculos apresentados foram feitos admitindo-se conhecidas as áreas de armaduras, diferentemente do dimensionamento usual, no qual inicialmente é feito o levantamento das ações e o cálculo dos esforços solicitantes, para posteriormente determinar a quantidade de armadura necessária.

Especificamente nos quatro modelos da Série 1 não foram previstas armaduras transversais, sendo a variável dessas amostras a taxa geométrica de armadura longitudinal ( $\rho_{sl}$ ) de 0,45 e 1,18%, equivalentes a uma barra de diâmetro nominal de 10 e 16 mm, respectivamente. As forças últimas ( $F_{u,teo}$  e  $V_{u,teo}$ ) dessa Série (Tabela 4.2) correspondem aos valores a partir dos quais há a necessidade de se armar ao cisalhamento. Contudo, como esses elementos não foram armados para esse esforço, tais forças correspondem às de ruína.

Com o propósito de facilitar a identificação de cada uma das vigas a nomenclatura adotada considerou as variáveis envolvidas em cada caso. Por exemplo, a V1 $\phi$ 10-1A significa: V1 = vigas da Série 1;  $\phi$ 10 (ou  $\phi$ 16) = diâmetro nominal da armadura longitudinal igual a 10 mm (ou 16 mm); 1 = relação  $a/d$  igual a 1; A (ou B) = caractere que designa a amostra, sendo A correspondente ao corpo de prova 1 e B ao corpo de prova 2.

**Tabela 4.2** - Dimensionamento das vigas da Série 1.

Série 1							
$a/d$	$a - d$ (cm)	$\gamma_{cis}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{u,teo}$ (kN)	$V_{u,teo}$ (kN)	$\frac{F_{u,cis}}{F_{u,flex}}$	Nomenclatura
1	$a=12,5$ $d=12,5$	2,25	0,79 (10)	33,8	16,9	0,48	V1 $\phi$ 10-1A V1 $\phi$ 10-1B
1	$a=12,2$ $d=12,2$	2,25	2,01 (16)	42,8	21,4	0,30	V1 $\phi$ 16-1A V1 $\phi$ 16-1B

**Notas:**

$a$  - distância do ponto de aplicação de carga até o eixo do apoio.

$d$  - altura útil (distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida da alvenaria).

$A_s$  - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

$F_{u,cis}$  - força última teórica correspondente à ruína por cisalhamento.

$F_{u,flex}$  - força última teórica correspondente à ruína por flexão.

$F_{u,teo}$  - força última teórica correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.

$V_{u,teo}$  - força cortante última - valor teórico.

$\gamma_{cis}$  - coeficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento da alvenaria.

**Fonte:** O Autor.

Nas vigas da Série 2 e 3 o diâmetro das armaduras longitudinais foi de 20 mm, diferindo apenas a taxa empregada em cada caso (0,70 e 0,91%, respectivamente), e os espaçamentos ( $s$ ) dos estribos iguais a 20 cm. Quanto aos estribos, os diâmetros utilizados foram de 4,2 e 5,0 mm. Nas duas Séries a escolha da armadura longitudinal foi feita considerando a segurança contra a ruína por flexão, devido ao escoamento das barras.

Nomeadamente na Série 2, o espaçamento dos estribos (20 cm) foi superior ao limite estabelecido pela ABNT NBR 15961-1:2011, o qual deve ser  $d/2$  e limitado a 30 cm no caso das vigas. Essa imposição normativa se deve ao mecanismo de funcionamento do modelo de treliça, em que os campos de tensão são resistidos pelas bielas (campos de tensão de compressão na alvenaria) e tirantes (campos de tensão de tração absorvidos pelas armaduras transversais)<sup>10</sup>. Esse limite foi excedido,

<sup>10</sup> O Código Modelo CEB-FIP (1990) sugere a utilização de um modelo de treliça com o ângulo  $\theta$  de inclinação das bielas escolhido livremente no intervalo  $18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ . Silva e Giongo (2000), porém, sugerem como inclinação mínima ( $\theta_{min}$ ) o valor de  $26,5^\circ$ , que é o valor adotado pela ABNT NBR 15961-1:2011 quando limita o espaçamento em  $d/2$ . Nas vigas da Série 2 a inclinação das bielas foi de  $32^\circ$ .

pois as armaduras foram posicionadas nos furos dos blocos, com espaçamentos de 20 cm entre elas.

Com relação às Tabelas 4.3 e 4.4, os valores das forças ( $F_{u,teo}$  e  $V_{u,teo}$ ) correspondem ao esgotamento da capacidade resistente devido à inexistência de armaduras transversais, ou quando elas existirem, em razão das áreas consideradas serem insuficientes.

As nomenclaturas apresentadas seguem a mesma regra da Série 1. A denominação V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A significa: V2 (ou V3) = vigas da Série 2 (ou da Série 3);  $\phi$ 20 (ou 2 $\phi$ 20) = diâmetro nominal da armadura longitudinal igual a 20 mm; 4,2 (ou 5,0) = diâmetro nominal da armadura transversal igual a 4,2 mm (ou 5,0 mm); 0,77 (ou 1,72) = relação  $a/d$  igual a 0,77 (ou 1,72); A (ou B ou C) = caractere indicativo da amostra, sendo A, B ou C correspondente aos modelos 1, 2 ou 3, respectivamente. Ressalta-se apenas que o caractere C é específico da Série 3, na qual foram feitos um ensaio e duas contraprovas.

**Tabela 4.3** - Dimensionamento das vigas da Série 2.

**continua**

<b>Série 2</b>								
$a/d$	$a - d$ (cm)	$\gamma_{cis}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{u,teo}$ (kN)	$V_{u,teo}$ (kN)	$\frac{F_{u,cis}}{F_{u,flex}}$	Nomenclatura
0,77	$a=24,6$ $d=32,0$	2,31	3,14 (20)	-	97,8	48,9	0,28	V2 $\phi$ 20-0,77A V2 $\phi$ 20-0,77B
				0,139 (4,2)	131,6	65,8	0,37	V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B
				0,196 (5,0)	144,2	72,1	0,41	V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B
1,72	$a=55,0$ $d=32,0$	2,07	3,14 (20)	-	87,8	43,9	0,55	V2 $\phi$ 20-1,72A V2 $\phi$ 20-1,72B
				0,139 (4,2)	121,2	60,6	0,76	V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B
				0,196 (5,0)	134,2	67,1	0,84	V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B

**Notas:**

$a$  - distância do ponto de aplicação de carga até o eixo do apoio.

$d$  - altura útil (distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida da alvenaria).

**Tabela 4.3** - Dimensionamento das vigas da Série 2.**conclusão****Notas:** $A_s$  - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração. $A_{sw}$  - área da seção transversal da armadura de cisalhamento. $F_{u,cis}$  - força última teórica correspondente à ruína por cisalhamento. $F_{u,flex}$  - força última teórica correspondente à ruína por flexão. $F_{u,teo}$  - força última teórica correspondente ao esgotamento da capacidade resistente. $V_{u,teo}$  - força cortante última - valor teórico. $\gamma_{cis}$  - coeficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento da alvenaria.**Fonte:** O Autor.**Tabela 4.4** - Dimensionamento das vigas da Série 3.**continua**

<b>Série 3</b>								
$a/d$	$a - d$ (cm)	$\gamma_{cis}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{u,teo}$ (kN)	$V_{u,teo}$ (kN)	$\frac{F_{u,cis}}{F_{u,flex}}$	Nomenclatura
0,77	$a=38,0$ $d=49,5$	2,31	6,28 (2x20)	-	162,8	81,4	0,24	V32φ20-0,77A V32φ20-0,77B V32φ20-0,77C
				0,139 (4,2)	214,8	107,4	0,32	V32φ20-4,2-0,77A V32φ20-4,2-0,77B V32φ20-4,2-0,77C
				0,196 (5,0)	234,4	117,2	0,35	V32φ20-5,0-0,77A V32φ20-5,0-0,77B V32φ20-5,0-0,77C
1,72	$a=85,0$ $d=49,5$	2,07	6,28 (2x20)	-	146,2	73,1	0,49	V32φ20-1,72A V32φ20-1,72B V32φ20-1,72C
				0,139 (4,2)	198,0	99,0	0,66	V32φ20-4,2-1,72A V32φ20-4,2-1,72B V32φ20-4,2-1,72C
				0,196 (5,0)	217,8	108,9	0,73	V32φ20-5,0-1,72A V32φ20-5,0-1,72B V32φ20-5,0-1,72C

**Notas:** $a$  - distância do ponto de aplicação de carga até o eixo do apoio. $d$  - altura útil (distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida da alvenaria).

**Tabela 4.4** - Dimensionamento das vigas da Série 3.

	<b>conclusão</b>
<hr/>	
<b>Notas:</b>	
$A_s$ - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.	
$A_{sw}$ - área da seção transversal da armadura de cisalhamento.	
$F_{u,cis}$ - força última teórica correspondente à ruína por cisalhamento.	
$F_{u,flex}$ - força última teórica correspondente à ruína por flexão.	
$F_{u,teo}$ - força última teórica correspondente ao esgotamento da capacidade resistente.	
$V_{u,teo}$ - força cortante última - valor teórico.	
$\gamma_{cis}$ - coeficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento da alvenaria.	

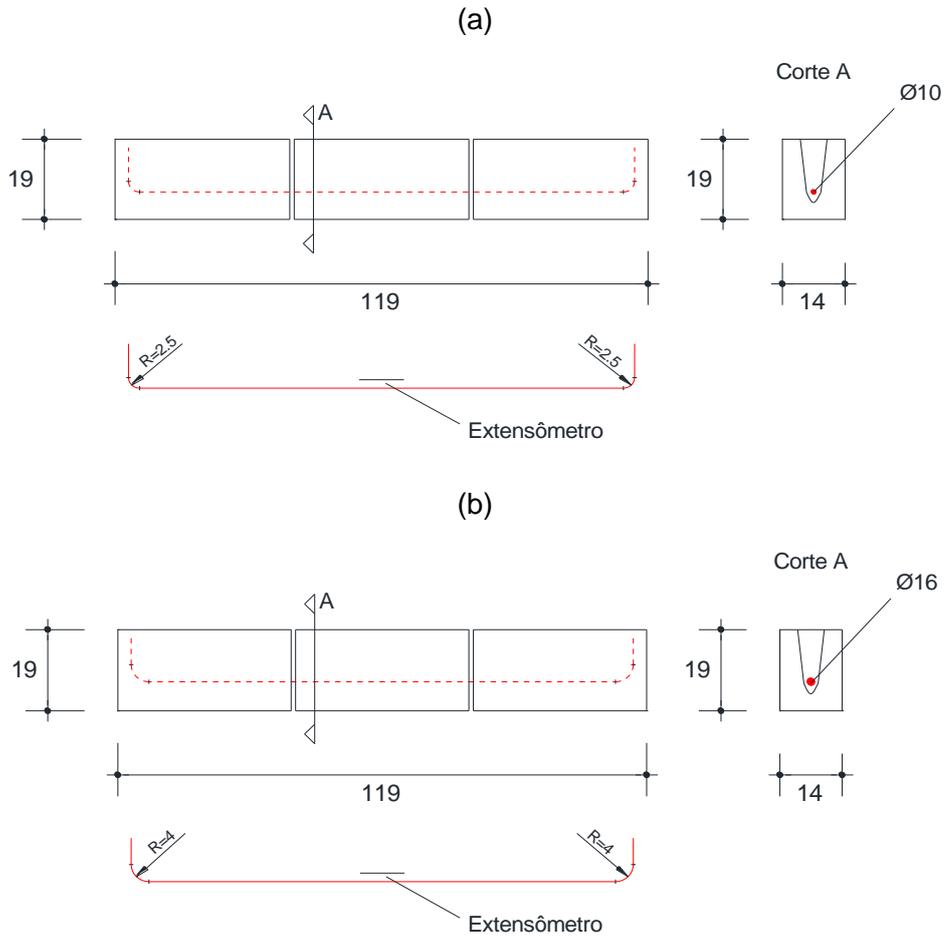
---

**Fonte:** O Autor.

As Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 apresentam os detalhamentos de armaduras e o posicionamento dos extensômetros nas três Séries. Esses dispositivos de medição foram fixados na metade do comprimento das armaduras longitudinais, na região de momento fletor máximo, e à meia altura dos estribos. Os estribos escolhidos para instrumentação foram colocados entre os pontos de aplicação de cargas e os apoios, sendo colocado um par de estribos em cada amostra, simetricamente posicionados. Os demais estribos dos modelos não foram instrumentados.

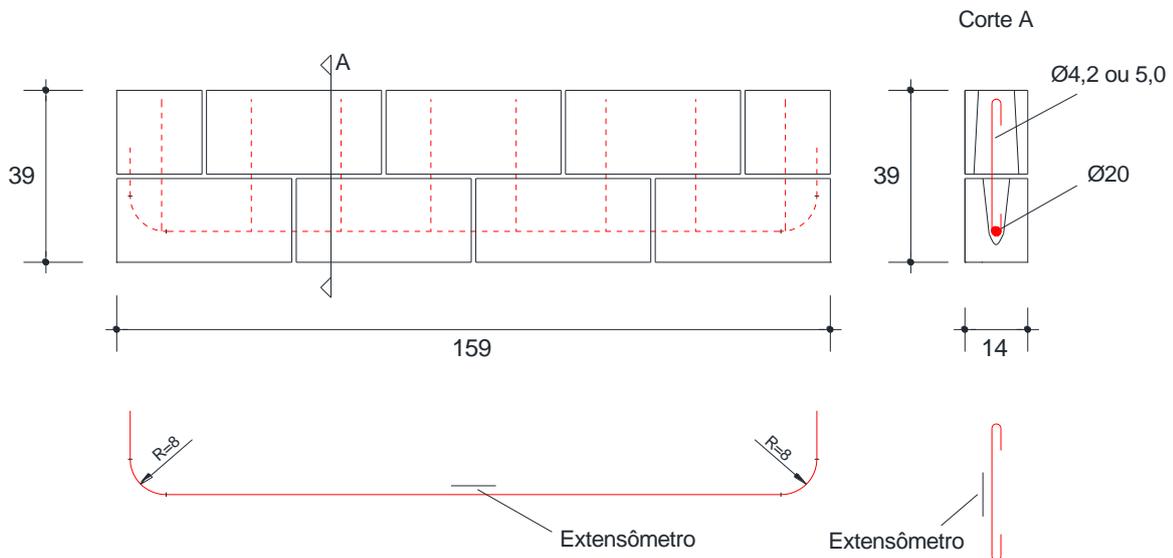
Convém salientar que em todos os modelos os estribos instrumentados foram posicionados no primeiro furo dos blocos após o ponto de aplicação de cargas, em direção aos apoios.

**Figura 4.6** - Detalhamento das vigas da Série 1: (a) armadura longitudinal igual a 10 mm e (b) armadura longitudinal igual a 16 mm (medidas em cm).

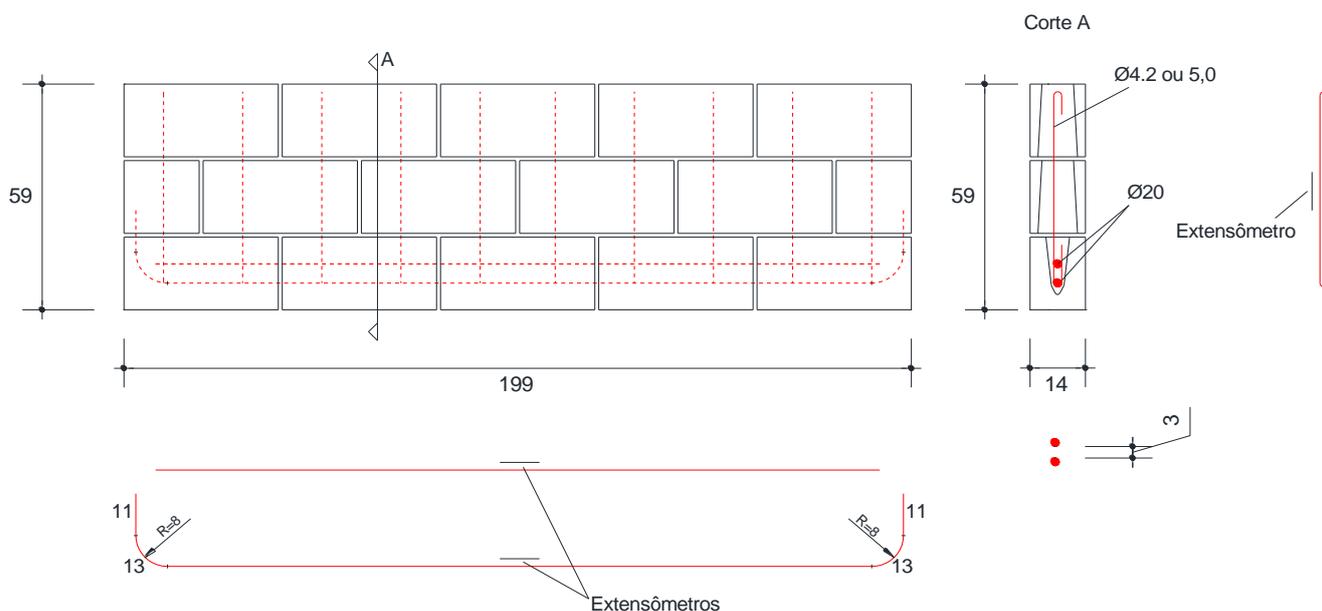


Fonte: O Autor.

**Figura 4.7** - Detalhamento das vigas da Série 2 (medidas em cm).



Fonte: O Autor.

**Figura 4.8** - Detalhamento das vigas da Série 3 (medidas em cm).

**Fonte:** O Autor.

### 4.3 Caracterização do aço

As armaduras utilizadas no programa experimental foram barras e fios de aço classificadas nas categorias CA-50 e CA-60, respectivamente. Foram empregados diâmetros nominais de 4,2, 5,0, 10,0, 16,0, e 20,0 mm e sendo todos eles nervurados.

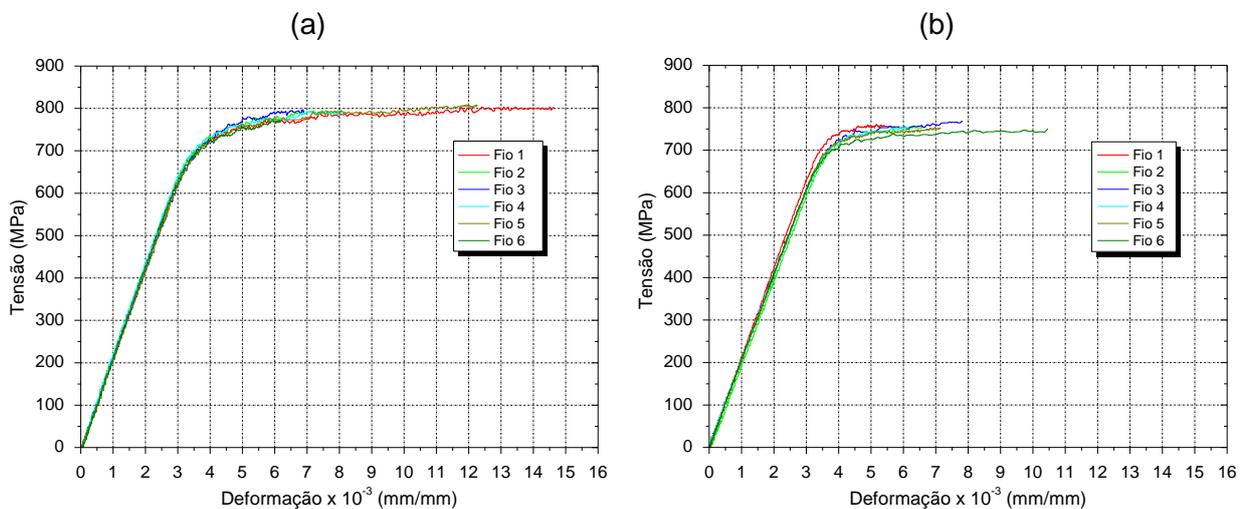
A caracterização do aço foi feita por meio de ensaio de tração uniaxial, o qual consistiu na aplicação de carga crescente em um corpo de prova até a sua ruptura. Os ensaios foram realizados na máquina hidráulica da marca INSTRON, modelo 500 HVL com capacidade de 1500 kN, e seguindo as prescrições da ABNT NBR ISO 6892:2002 - Materiais metálicos: ensaio de tração à temperatura ambiente. Para cada diâmetro foram ensaiadas seis<sup>11</sup> amostras com um metro de comprimento que foram instrumentadas com um extensômetro removível (*clip gage*) de base igual a 100 mm. A Figura 4.9 ilustra o ensaio e a instrumentação utilizada.

<sup>11</sup> Conforme indicação da ABNT NBR 7480:2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação, a quantidade de amostras para o ensaio é definida de acordo com a possibilidade de rastreamento do lote até a sua produção. Neste trabalho foi admitida a impossibilidade de rastreamento, sendo considerados seis exemplares para a caracterização conforme recomenda a norma.

**Figura 4.9** - Ensaio de tração do aço.

**Fonte:** O Autor.

Conforme prescrição da ABNT NBR 7480:2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação, a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) foi calculada pelo valor da tensão sob carga correspondente à deformação permanente de 0,2 e 0,5%, prevalecendo o valor obtido com 0,2% em caso de divergência. Os Gráficos 4.1 (a) e (b) apresentam os diagramas tensão  $\times$  deformação específica dos fios de aço (4,2 e 5,0 mm) e a Tabela 4.5 resume suas propriedades mecânicas.

**Gráfico 4.1** - Tensão  $\times$  deformação específica dos fios de aço: (a) 4,2 mm e (b) 5,0 mm.

**Fonte:** O Autor.

**Tabela 4.5** - Propriedades mecânicas dos fios de aço (4,2 e 5,0 mm).

Fio	4,2 mm			5,0 mm		
	$f_{st}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_{st}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
1	806,31	768,00	219,83	764,76	760,00	216,47
2	812,88	775,00	215,46	769,44	750,00	204,65
3	816,20	778,00	213,10	778,76	750,00	201,51
4	806,31	770,00	226,66	762,47	745,00	204,64
5	812,88	770,00	213,87	757,78	745,00	204,02
6	793,10	760,00	221,77	753,15	738,00	208,55
<b>Média</b>	<b>807,95</b>	<b>770,17</b>	<b>218,45</b>	<b>764,39</b>	<b>748,00</b>	<b>206,64</b>
<b>DP</b>	8,28	6,21	5,27	9,01	7,35	5,32
<b>CV (%)</b>	1,02	0,81	2,41	1,18	0,98	2,57
$f_{yk}$ (MPa)	-	<b>758,00</b>	-	-	<b>738,00</b>	-
$\varepsilon_y$ (‰)	-	<b>3,53</b>	-	-	<b>3,62</b>	-

**Notas:**

$f_{st}$  - tensão máxima ou limite de resistência à tração.

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço.

$f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento do aço.

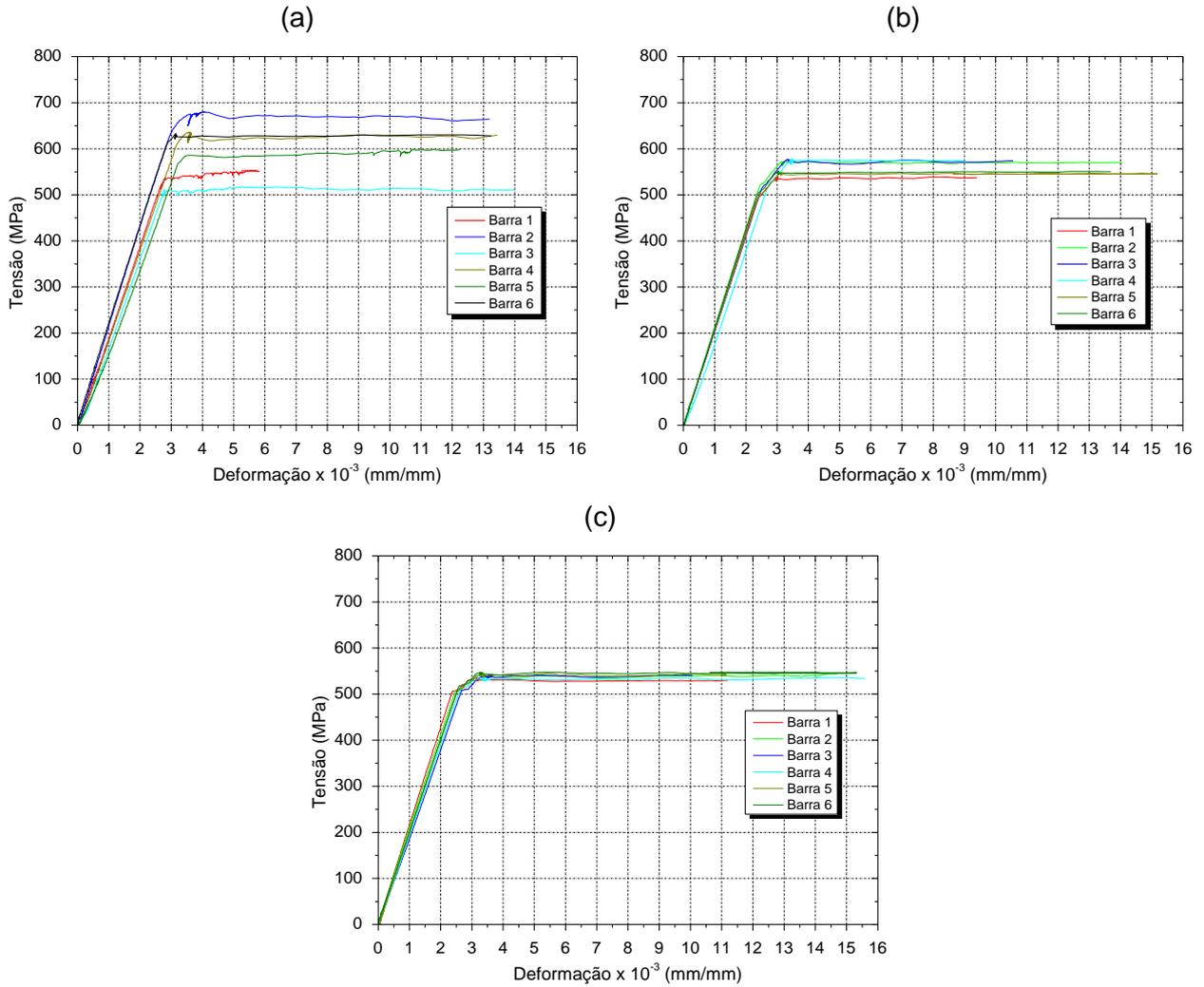
$E_s$  - módulo de elasticidade do aço.

$\varepsilon_y$  - deformação específica média correspondente ao escoamento do aço.

**Fonte:** O Autor.

As curvas tensão  $\times$  deformação específica das barras são apresentadas nos Gráficos 4.2 (a), (b) e (c) e suas propriedades mecânicas na Tabela 4.6.

**Gráfico 4.2 - Tensão x deformação específica das barras de aço: (a) 10, (b) 16 e (c) 20 mm.**



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.6 - Propriedades mecânicas das barras de aço (10, 16 e 20 mm).**

continua

Barra	10,0 mm			16,0 mm			20,0 mm		
	$f_{st}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_{st}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_{st}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
1	647,03	550,00	191,13	637,79	535,00	208,11	643,10	530,00	215,39
2	712,90	625,00	216,29	663,97	570,00	214,59	657,53	540,00	208,46
3	774,69	665,00	221,14	671,03	570,00	202,50	657,53	540,00	184,97
4	624,88	520,00	190,53	668,76	575,00	194,13	644,41	535,00	197,44
5	727,48	625,00	196,19	644,39	545,00	205,20	660,00	545,00	203,88
6	704,17	570,00	169,55	568,11	550,00	213,04	655,63	548,00	197,27

**Tabela 4.6** - Propriedades mecânicas das barras de aço (10, 16 e 20 mm).

	<b>conclusão</b>								
<b>Média</b>	<b>698,52</b>	<b>592,50</b>	<b>197,47</b>	<b>642,34</b>	<b>557,50</b>	<b>206,26</b>	<b>653,03</b>	<b>539,67</b>	<b>201,24</b>
<b>DP</b>	54,69	54,66	18,89	38,79	16,36	7,50	7,33	6,53	10,53
<b>CV (%)</b>	7,83	9,22	9,57	6,04	2,93	3,64	1,12	1,21	5,23
<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	-	<b>500,00</b>	-	-	<b>530,00</b>	-	-	<b>525,00</b>	-
<b><math>\varepsilon_y</math> (‰)</b>	-	<b>3,01</b>	-	-	<b>2,71</b>	-	-	<b>2,69</b>	-

**Notas:**

$f_{st}$  - tensão máxima ou limite de resistência à tração.

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço.

$f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento do aço.

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço.

$\varepsilon_y$  - deformação específica média correspondente ao escoamento do aço.

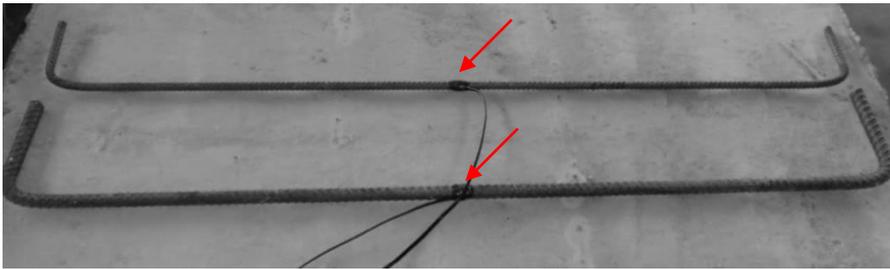
**Fonte:** O Autor.

#### 4.4 Configuração do ensaio

Previamente à construção e ensaio das trinta e quatro vigas que compuseram as três Séries, foram realizados três modelos piloto, sendo um espécime de cada geometria, que serviram para testar, ajustar e definir os procedimentos relacionados à produção e ao ensaio. Na montagem dos ensaios foram consideradas vigas biapoiadas, com apoios do 2º gênero (rotações livres), carregadas por duas forças concentradas simétricas. Essa configuração foi adotada, pois como observado em pesquisas anteriores é a forma usual para se investigar o comportamento de vigas com previsão de ruptura por cisalhamento. Esse arranjo combina flexão pura (entre as forças) e flexão simples com força cortante constante (entre as forças e os apoios, comumente denominado vão de cisalhamento), o que facilita a identificação das fissuras de flexão e de cisalhamento como relatam Keller e Suter (1983).

As vigas foram instrumentadas externa e internamente. A instrumentação externa consistiu no uso de transdutores de deslocamentos resistivos, com curso total de 25 ou 100 mm e resolução de 0,001 e 0,04 mm, respectivamente. A interna foi feita por meio da fixação de extensômetros elétricos de resistência, do tipo KFG-5-120-C1-11, que mediram as deformações das armaduras durante os ensaios. A Figura 4.10 apresenta a instrumentação de duas barras (armaduras de flexão).

**Figura 4.10** - Instrumentação das barras.

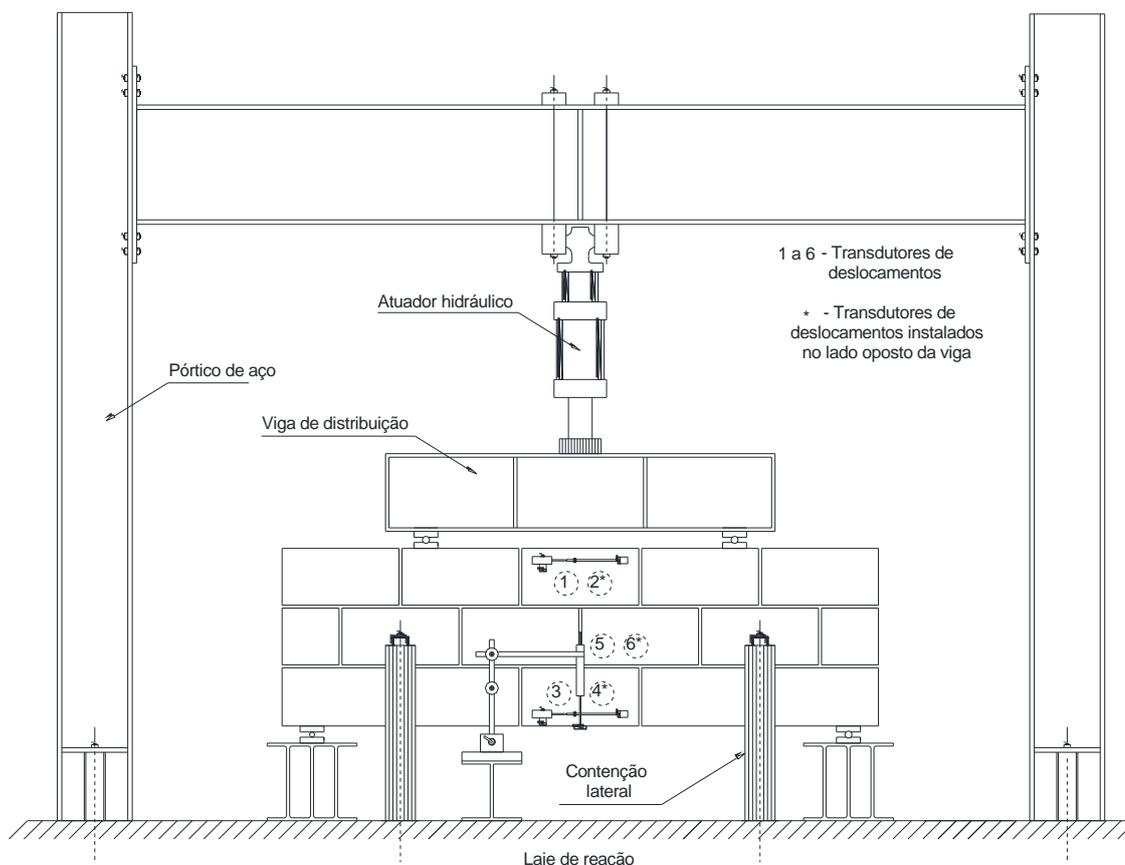


**Fonte:** O Autor.

Os transdutores foram posicionados para acompanhar os deslocamentos transversais no meio do vão e o comportamento da alvenaria nas bordas superior e inferior na região central. Essa instrumentação é semelhante a que foi utilizada por Ring, Das e Stubbs (2012). Além desses transdutores, nos ensaios pilotos foram instalados outros nas extremidades das vigas a fim de se registrar eventuais deslocamentos longitudinais decorrentes dos apoios e/ou do deslizamento entre as fiadas. Considerou-se importante nesses ensaios preliminares a adoção de uma instrumentação mais completa para que, a partir dos seus resultados, ela pudesse ser simplificada nos demais modelos, sem que as informações mais importantes fossem perdidas. A Figura 4.11 apresenta a configuração geral do ensaio.

Nos ensaios seguintes, correspondentes aos da Série 1, 2 e 3, optou-se por manter apenas os transdutores responsáveis por medir os deslocamentos transversais e o encurtamento e o alongamento da alvenaria na região central das vigas. Devido à extensão abrangida pelos transdutores posicionados nas bordas superior e inferior (transdutores 1, 2\*, 3 e 4\* indicados na Figura 4.11) e a limitação de comprimento de seus cursos, foram acoplados a cada um deles um prolongador que permitiu compreender toda a dimensão em estudo.

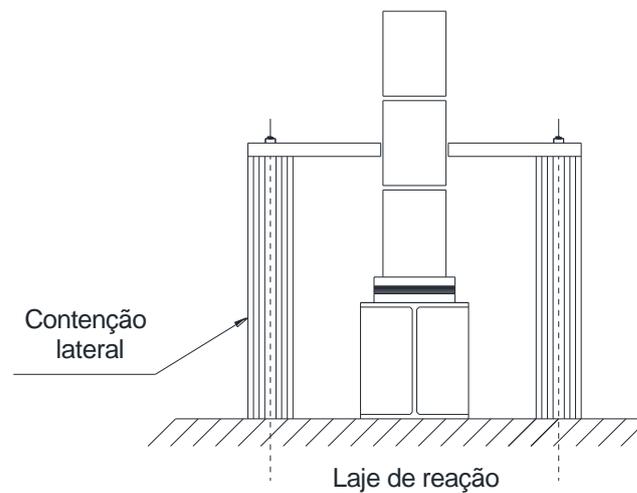
A aplicação de cargas foi feita por meio de um atuador servo-hidráulico, da marca INSTRON com capacidade de 500 kN e curso de 150 mm, e com controle de deslocamento a uma taxa de 0,01 mm/s. A carga foi transmitida aos modelos por um perfil metálico de seção “I”, o qual foi apoiado em rótulas.

**Figura 4.11** - Configuração geral dos ensaios.

**Fonte:** O Autor.

Com a finalidade de se prevenir a eventual perda de estabilidade durante os ensaios das Séries 2 e 3, foi providenciado um aparato que conferiu a contenção lateral das peças por meio da colocação de um perfil metálico de seção "C" o qual foi fixado em um tubo (ver Figura 4.12). Esses perfis não foram encostados às vigas, pois não podiam oferecer qualquer tipo de restrição às suas deformações. Ocasionalmente foram fixadas às peças pequenas chapas metálicas nas posições para onde esses perfis foram direcionados.

**Figura 4.12** - Aparato usado para evitar a perda de estabilidade dos modelos da Série 2 e Série 3.

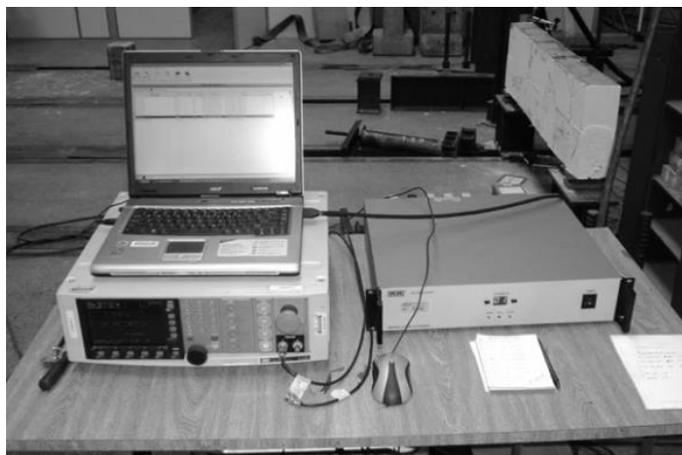


**Fonte:** O Autor.

Inicialmente fazia-se o escorvamento dos modelos, com um ciclo de carga e descarga, aplicando-se 10% da força última prevista. Após o descarregamento os instrumentos de medição eram zerados e então se iniciava o ensaio.

Um sistema de aquisição de dados (SYSTEM 5000), ao qual foram ligados todos os instrumentos de medição e de aplicação de carga, registrou automaticamente durante os ensaios os valores da força total, igual a duas vezes o valor da força cortante, os deslocamentos e as deformações das barras e fios. A Figura 4.13 mostra o sistema utilizado.

**Figura 4.13** - Sistema de aquisição de dados.



**Fonte:** O Autor.

No decorrer dos ensaios foi feita a marcação das fissuras e os níveis de cargas (total, em kN) correspondentes ao seu aparecimento. Sobre essa operação é importante comentar que nem sempre foi possível identificar corretamente esse instante, já que as primeiras fissuras a se manifestar não são visíveis.

#### 4.5 Resultados e considerações gerais

A apresentação de resultados é feita individualmente para cada uma das Séries. Para cada variável em estudo (geometria, relação  $a/d$  e as taxas de armaduras) é feita uma descrição do ensaio destacando-se os seus aspectos mais relevantes como a ruptura, o surgimento e a propagação das fissuras, os deslocamentos e as deformações das armaduras e da alvenaria. Simultaneamente são apresentados gráficos e figuras que ilustram o comportamento dos elementos de um modo geral. Essa análise é feita de forma conjunta para os ensaios e contraprovas, particularizando-se uma viga ou outra quando o fenômeno observado for diferente ou de maior interesse. No APÊNDICE B - RESULTADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL II são mostrados os gráficos relativos à deformação da alvenaria.

Embora os ensaios tenham se iniciado com as dezoito vigas da Série 3, devido à programação do Laboratório de Estruturas e ao tamanho dos modelos, a apresentação de resultados seguirá a seguinte ordem: Série 1, 2 e 3.

Os valores de deslocamentos apresentados se referem à média registrada por dois transdutores. As resistências à tração e à compressão do graute são sempre obtidas pela média de três amostras. Nesta etapa não foram obtidos os módulos de elasticidade desse material.

Em relação às resistências características ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) indicadas nos gráficos, é importante observar que foram obtidas considerando a existência de armaduras longitudinais envoltas por graute e perpendiculares ao plano de cisalhamento. Quanto às resistências corrigidas ( $f_{vk, corrigida}$ ), essas correspondem ao

produto de  $f_{vk}$  pelo coeficiente de majoração  $\gamma_{cis} = \left[ 2,5 - 0,25 \cdot \left( \frac{M_{máx}}{V_{máx} \cdot d} \right) \right]$ .

Na descrição dos resultados convencionou-se utilizar a palavra ruptura para caracterizar o ato ou efeito de romper-se ou quebrar-se, isto é, relacionada a uma situação particular que pode não ser coincidente com a ruína dos modelos. Já o termo ruína, ou colapso, é empregado para identificar o estado limite último, que representa a condição final de um elemento que atingiu sua máxima capacidade resistente.

#### **4.5.1 Resultados da Série 1**

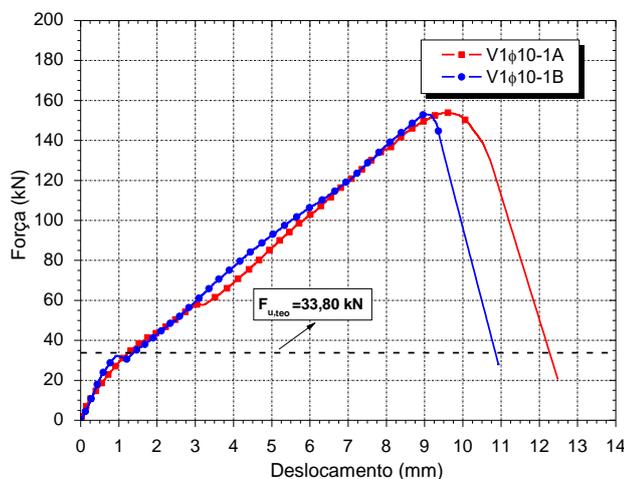
Nos quatro modelos desta Série não foram previstos estribos e as duas taxas de armaduras longitudinais (0,45 e 1,18%) empregadas correspondem, respectivamente, a uma barra de diâmetro nominal de 10 e 16 mm. O emprego de armaduras longitudinais com diâmetros diferentes foi proposital, a fim de avaliar o efeito da taxa de armadura na capacidade resistente ao cisalhamento. Nos dois casos as resistências do graute à compressão foram iguais a 33,55 MPa e à tração de 2,16 MPa.

##### **4.5.1.1 V1 $\phi$ 10-1A e V1 $\phi$ 10-1B**

Nestas duas vigas a ruptura ocorreu do lado esquerdo com o desenvolvimento de uma fissura diagonal que interligou o ponto de introdução de força e o apoio. O mecanismo de transmissão de cargas sinaliza o arqueamento das tensões de compressão (comportamento de arco) em direção ao apoio e a armadura trabalhando como um tirante. Essa fissura surgiu quando o sistema de aquisição registrava por volta de 42,5 kN.

O valor previsto pelo cálculo teórico ficou bem distante do resultado experimental. A força última obtida foi, em média, 4,5x maior. Na verdade, a ruptura teórica por cisalhamento corresponde ao instante de ruptura por tração diagonal, que nem sempre culmina com a ruína imediata da peça. O Gráfico 4.3 apresenta as curvas força  $\times$  deslocamento dos modelos.

**Gráfico 4.3** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm.

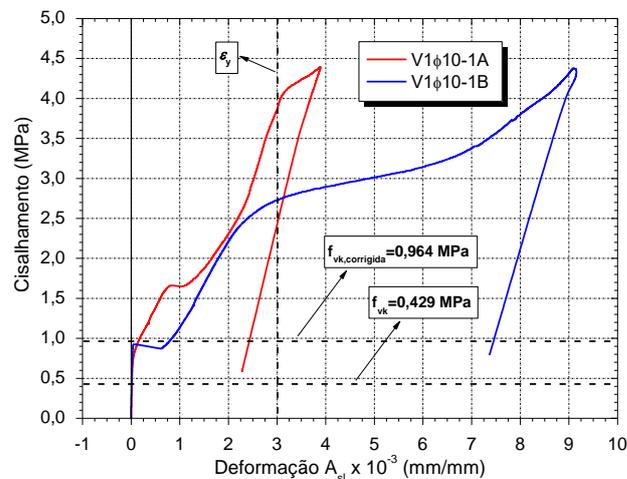


**Fonte:** O Autor.

As primeiras fissuras de flexão identificadas, com configuração perpendicular o eixo longitudinal da peça, na região de momento fletor máximo, surgiram no plano das juntas e prosseguiram ao longo de sua altura, em direção ao banzo comprimido. Essas fissuras indicam o esgotamento da resistência à tração na interface bloco/argamassa.

O escoamento da armadura foi anterior ao esgotamento da capacidade resistente, com a aplicação de 88% da força última na amostra A e 62% na B. Em particular na viga B, o alongamento medido quase atingiu o limite (9,15‰) previsto por norma. As deformações plásticas das armaduras, indicadas no Gráfico 4.4, comprovam o escoamento, além de revelar o incremento de resistência (resistência residual) posterior a esse estágio. Os patamares identificados nas curvas correspondem ao instante de formação de fissuras no meio do vão, com força mantida constante e deformação das armaduras crescentes. A aparição dessas fissuras foi mais tardia na amostra A, com força aplicada ( $\approx 21$  kN) praticamente o dobro da viga B.

**Gráfico 4.4** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm.



**Fonte:** O Autor.

Um resumo com os principais resultados dos ensaios é apresentado na Tabela 4.7. A flecha média obtida foi de 11,73 mm ( $\approx 84$ ).

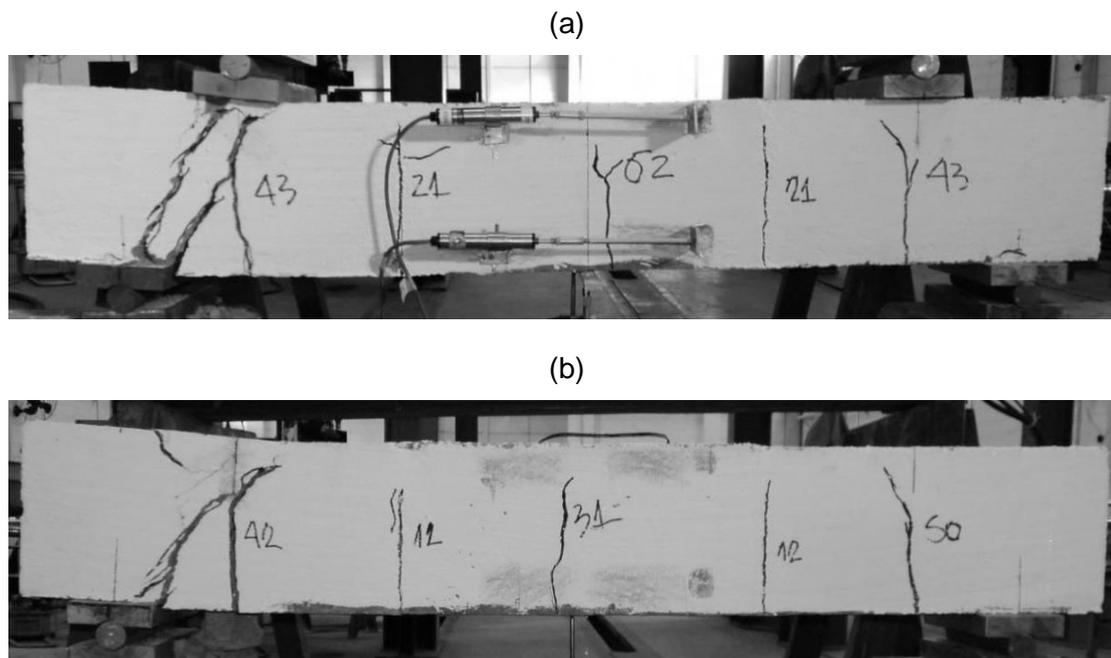
**Tabela 4.7** - Resultados das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm.

<b>Série 1</b>					
<b><math>\phi 10</math> mm (<math>\rho_{sI}=0,45\%</math>)</b>					
<b>Viga</b>	<b><math>F_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>M_{u,exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}</math></b>	<b>Flecha (mm)</b>
V1 $\phi$ 10-1A	153,83	76,91	9,61	4,55	12,52
V1 $\phi$ 10-1B	153,30	76,65	9,58	4,54	10,94
<b>Média</b>	<b>153,56</b>	<b>76,78</b>	<b>9,60</b>	<b>4,55</b>	<b>11,73</b>
<b>DP</b>	0,37	0,19	0,02	0,01	1,12
<b>CV (%)</b>	0,24	0,24	0,24	0,24	9,56

**Fonte:** O Autor.

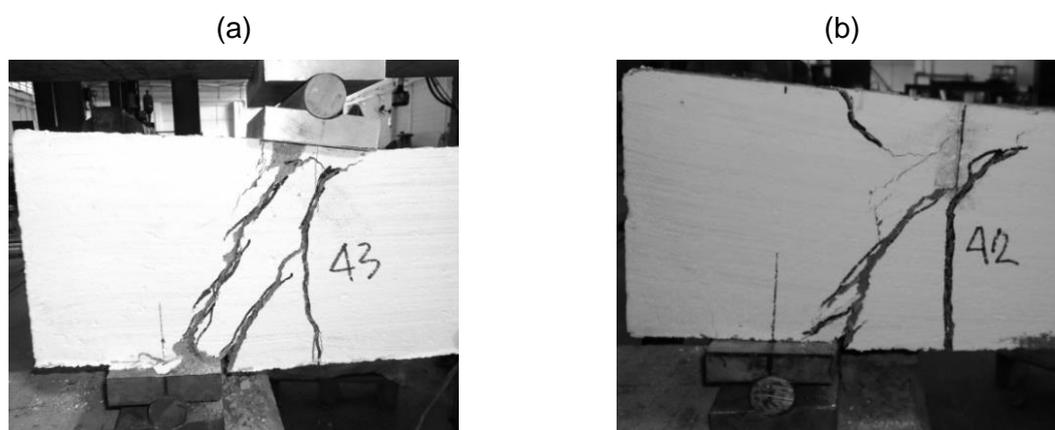
A Figura 4.14 ilustra o padrão de fissuração dos modelos, constatando-se a similaridade entre eles. Os modos de ruptura mostram o engrenamento entre as partes separadas pelas fissuras e o apoio da biela diagonal comprimida na armadura de flexão (efeito de pino), o que possibilitou a transferência de parte do carregamento para os apoios e retardou a ruína. Os detalhes das regiões de ruptura são apresentados na Figura 4.15.

**Figura 4.14** - Padrão de fissuração das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.15** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B.



**Fonte:** O Autor.

No lado oposto da V1 $\phi$ 10-1B, no local onde apareceu a fissura diagonal (ver Figura 4.16), devido a sua abertura, houve o desprendimento de parte da viga. Nesse local a fissura quase atingiu o ponto de aplicação da força.

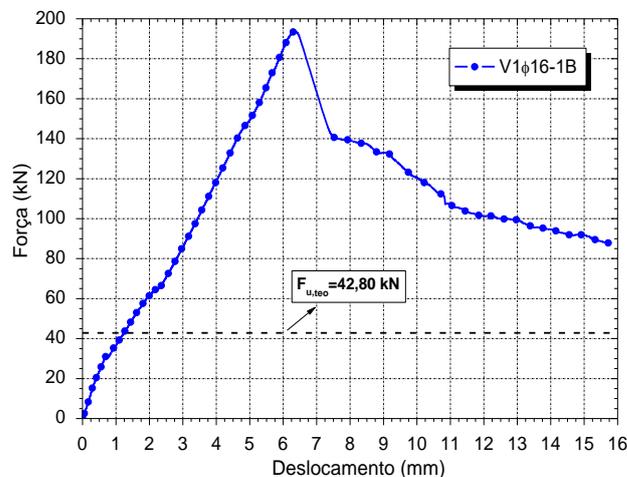
**Figura 4.16** - Região de ruptura da V1 $\phi$  10-1B.

Fonte: O Autor.

#### 4.5.1.2 V1 $\phi$ 16-1A e V1 $\phi$ 16-1B

Nestes dois últimos modelos da Série 1 novamente os valores obtidos por meio dos cálculos foram menores do que os experimentais. O Gráfico 4.5 apresenta a curva força  $\times$  deslocamento com a indicação da força última teórica. A curva da amostra A não foi obtida, pois durante o ensaio a régua, que se fixava sob o modelo em //2 e servia de referência para medir o deslocamento transversal, se desprendeu. Neste espécime, portanto, houve o registro apenas da força. Em comparação com as vigas ensaiadas anteriormente estas apresentaram um aumento médio da força última de 15,8 e de 18,4% na capacidade resistente ao cisalhamento.

**Gráfico 4.5** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm.

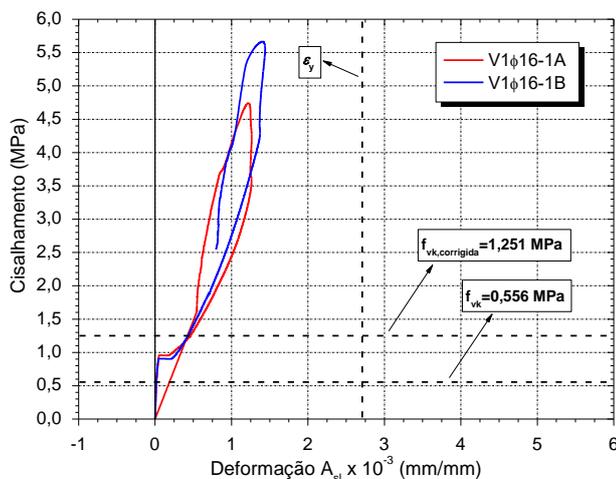


Fonte: O Autor.

A ruptura por tração diagonal foi observada nos dois casos. Nomeadamente na viga A ela ocorreu no lado direito, quando a força total aplicada atingiu 44 kN (ver Figura 4.17), valor bem próximo da força última teórica. Na amostra B essa fissura apareceu a partir da bifurcação de uma fissura de flexão e foi mais tardia ( $\approx 68$  kN). Constata-se no Gráfico 4.5 que, após este nível de carregamento, ainda houve um significativo (184%) aumento da capacidade resistente e um comportamento pós-pico mais dúctil em comparação com os modelos com armaduras longitudinais de diâmetro igual a 10 mm.

As armaduras trabalharam dentro da região elástica, recuperando a sua forma original quando cessada e removida a força aplicada. O Gráfico 4.6 apresenta o comportamento das barras, sendo o alongamento máximo medido de 1,44‰ na viga B, que foi a peça com melhor resultado.

**Gráfico 4.6** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm.



**Fonte:** O Autor.

Para níveis de carregamento mais elevados, superiores a 50% da força última média aplicada, houve uma intensificação da fissuração nos locais onde houve a ruptura. À medida que o carregamento era aumentado as fissuras de flexão no plano das juntas progrediam em direção ao banzo comprimido e assumiam uma nova trajetória, atravessando os blocos adjacentes. Em nenhum caso nas regiões instrumentadas o encurtamento limite da alvenaria (3,5‰) foi atingido. A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos modelos.

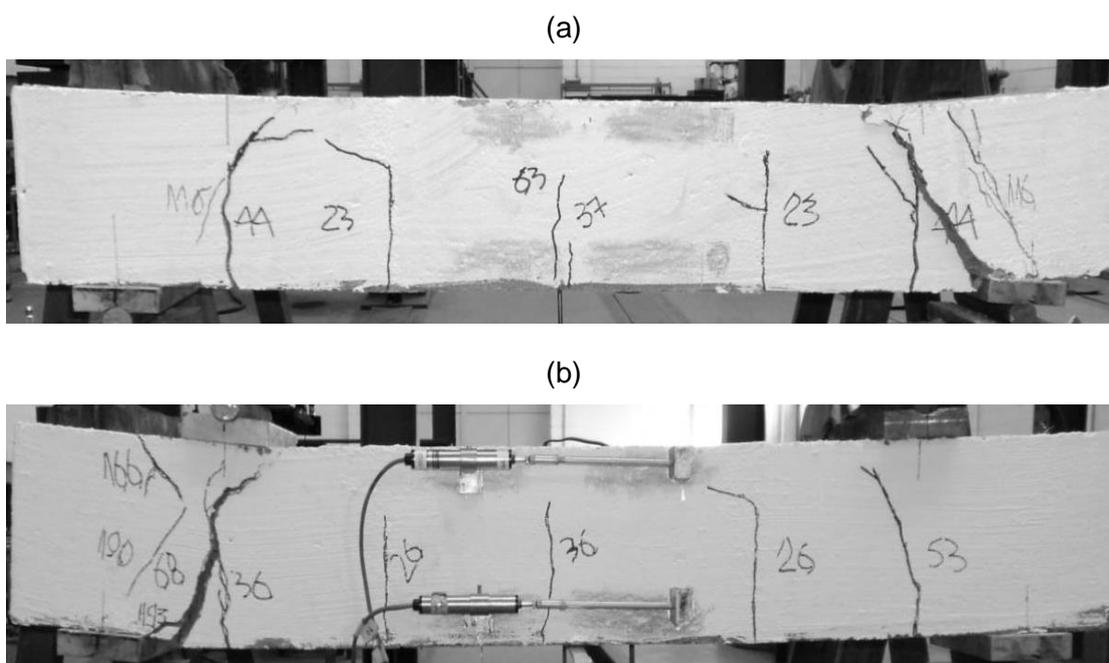
**Tabela 4.8** - Resultados das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm.

<b>Série 1</b>					
$\phi 16$ mm ( $\rho_{sl}=1,18\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V1 $\phi$ 16-1A	162,00	81,00	9,88	3,79	-
V1 $\phi$ 16-1B	193,48	96,74	11,80	4,52	15,77
<b>Média</b>	<b>177,74</b>	<b>88,87</b>	<b>10,84</b>	<b>4,16</b>	-
<b>DP</b>	22,26	11,13	1,36	0,52	-
<b>CV (%)</b>	12,52	12,52	12,52	12,52	-

**Fonte:** O Autor.

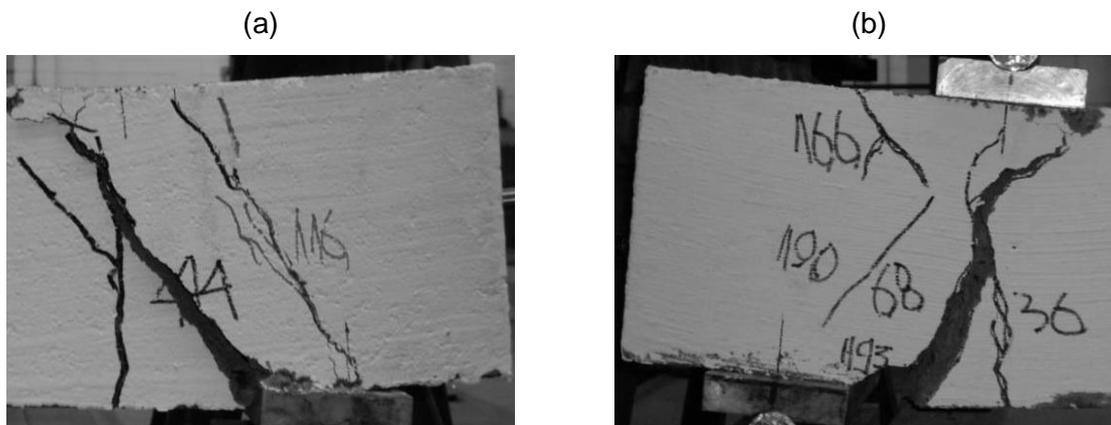
As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam o panorama de fissuração dos modelos. Nos dois casos observa-se que, em virtude do avanço da fissura inclinada em direção à região comprimida e o aumento de sua abertura, o engrenamento entre as partes separadas pela fissura é quase todo perdido, com a contrapartida de acréscimo do efeito de pino na armadura longitudinal, a qual foi localmente fletida devido ao apoio das bielas (ver Figura 4.18).

**Figura 4.17** - Padrão de fissuração das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.18** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B.



Fonte: O Autor.

#### 4.5.2 Resultados da Série 2

Nestes modelos com duas unidades de altura as variáveis estudadas foram a relação  $a/d$  (ou  $M/Vd$ ) e as taxas de armaduras transversais. Duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72) foram analisadas e para cada uma delas foram feitos seis ensaios, dentre os quais dois foram com vigas de referência sem estribos que serviram para a comparação com as que possuíam armadura transversal.

Devido à quantidade de modelos da Série e a limitação do volume da betoneira usada no preparo do graute, três misturas foram feitas, obtendo-se três diferentes resistências. Nos elementos sem estribos das duas relações  $a/d$  (vigas V2 $\phi$ 20-0,77A, V2 $\phi$ 20-0,77B, V2 $\phi$ 20-1,72A e V2 $\phi$ 20-1,72B) esse material apresentou resistências médias à compressão e à tração de 39,24 e 3,13 MPa, respectivamente. Já nas peças com armadura transversal de diâmetro nominal igual a 4,2 mm (0,69 cm<sup>2</sup>/m e  $\rho_{sw}=0,05\%$ ), o mesmo alcançou resistência à compressão igual a 30,86 MPa e à tração de 2,27 MPa. Nas quatro demais vigas armadas ao cisalhamento, em que foram usados fios com diâmetro de 5,0 mm (0,98 cm<sup>2</sup>/m e  $\rho_{sw}=0,07\%$ ), o graute teve resistências de 33,55 e 2,16 MPa, respectivamente à compressão e à tração.

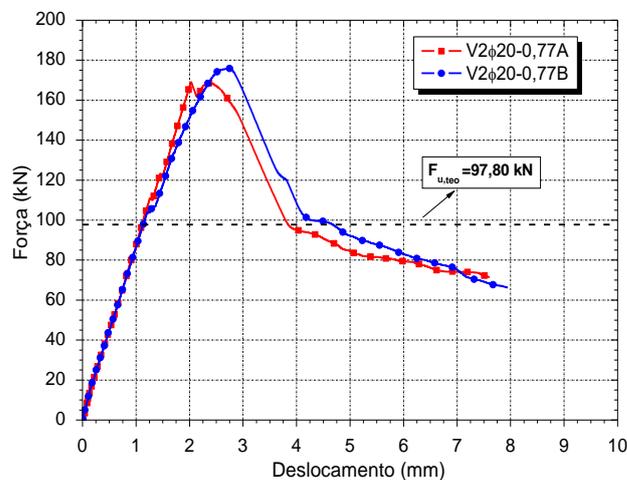
Uma explicação plausível para as diferenças significativas obtidas entre os resultados de misturas diferentes, embora os materiais e o traço fossem os mesmos, é a eventual umidade do agregado miúdo e a própria sensibilidade do compósito em

relação ao processo de produção. Convém comentar ainda que todos os modelos de cada Série foram grauteados no mesmo dia e que simultaneamente à essa operação foram moldados seis corpos de prova cilíndricos, para o controle de resistência do material, os quais foram mantidos na mesma condição de cura (cura úmida) durante no mínimo vinte e oito dias e até a data do ensaio das vigas correspondentes.

#### 4.5.2.1 V2 $\phi$ 20-0,77A e V2 $\phi$ 20-0,77B

A ruptura destas vigas ocorreu do lado esquerdo com uma fissura diagonal, típica da ruptura por força cortante, que se formou entre o apoio e o banzo comprimido, no ponto de aplicação da força. Essa fissura surgiu inicialmente na amostra B quando se registrou 150 kN. Entre o instante de surgimento da fissura diagonal e o instante da ruína as peças resistiram a uma carga adicional pouco significativa. O Gráfico 4.7 apresenta as curvas força  $\times$  deslocamento onde se observa a similaridade de comportamento dos modelos nos trechos pré e pós-pico.

**Gráfico 4.7** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.

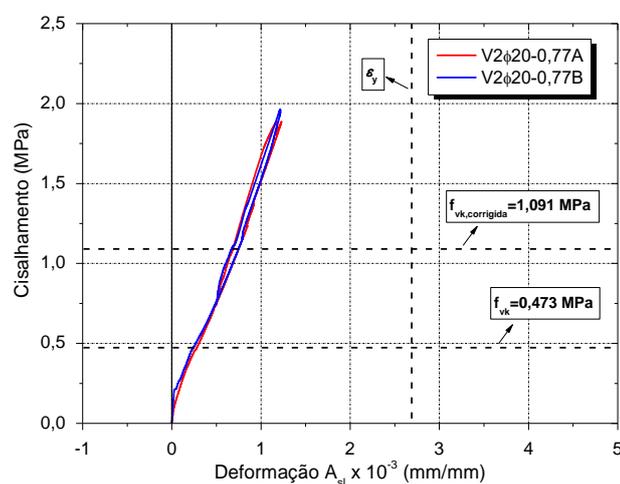


**Fonte:** O Autor.

As fissuras de flexão surgiram primeiramente no plano das juntas (ou planos de fraqueza) verticais e, somente para cargas de maior intensidade, nos blocos. Em nenhum dos casos houve o escoamento da armadura. Durante todo o ensaio o alongamento esteve limitado a 1,25‰. O Gráfico 4.8 ilustra o comportamento ao cisalhamento em função da deformação específica das armaduras longitudinais. Nele estão indicadas as resistências ao cisalhamento e a deformação de início de

escoamento das armaduras. Os principais resultados dos ensaios estão na Tabela 4.9.

**Gráfico 4.8** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.



Fonte: O Autor.

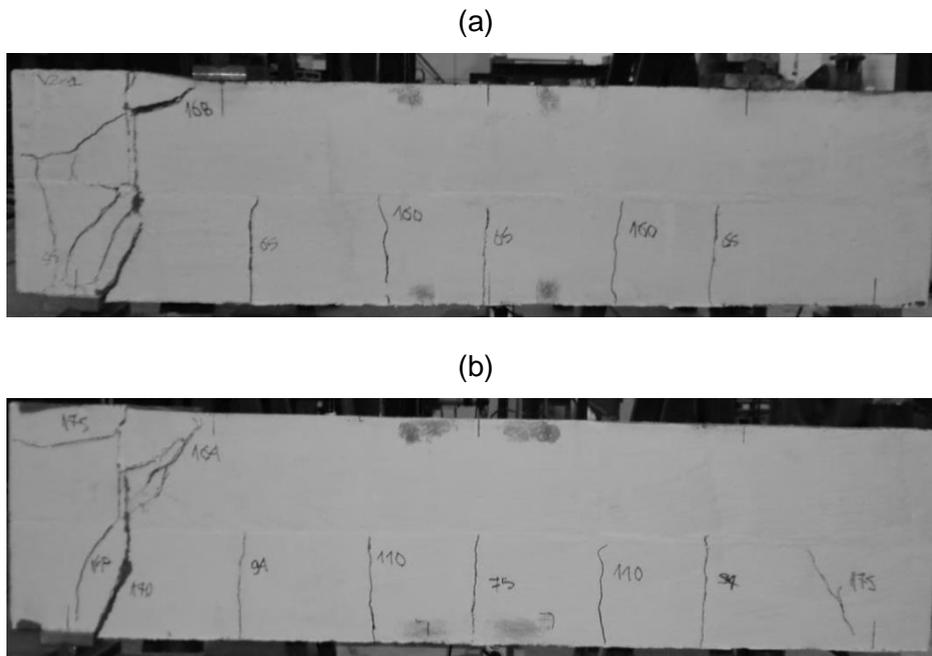
**Tabela 4.9** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.

Série 2					
$\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,70\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V2 $\phi$ 20-0,77A	169,13	84,57	20,80	1,73	7,61
V2 $\phi$ 20-0,77B	175,88	87,94	21,63	1,80	7,95
<b>Média</b>	<b>172,51</b>	<b>86,25</b>	<b>21,22</b>	<b>1,76</b>	<b>7,78</b>
<b>DP</b>	4,77	2,38	0,59	0,05	0,24
<b>CV (%)</b>	2,76	2,76	2,76	2,76	3,06

Fonte: O Autor.

A configuração deformada dos modelos ao final dos ensaios, como ilustram as Figuras 4.19 e 4.20, indica o apoio da diagonal comprimida na armadura, o que possibilitou a transmissão de uma parcela de carga diretamente ao apoio, retardando a ruína.

**Figura 4.19** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.20** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B.



**Fonte:** O Autor.

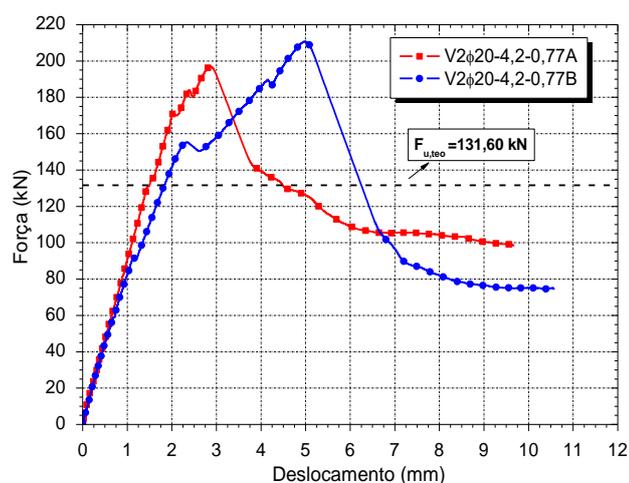
Para forças próximas à da ruína, superiores a 80% da força última, a fissuração na região da ruptura foi intensificada (ver Figura 4.20), com o surgimento de fissuras menores e a progressão e aumento da abertura das existentes. A partir desse instante a ruína foi iminente e ocorreu de forma frágil, com a diminuição brusca do carregamento aplicado.

Na amostra B, pouco antes da ruína, foi observada a formação de uma fissura diagonal do lado direito (ver Figura 4.19), mas que não progrediu. Esse comportamento revela a redistribuição de esforços para locais menos solicitados da peça e também o esgotamento de resistência nessa região.

#### 4.5.2.2 V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B

A capacidade resistente destas vigas foi superior às de referência (vigas sem estribos - V2 $\phi$ 20-0,77A e V2 $\phi$ 20-0,77B) e a previsão de cálculo. A relação  $F_{u,exp}/F_{u,teo}$  média foi de 1,55. O Gráfico 4.9 apresenta as curvas força  $\times$  deslocamento transversal das duas amostras analisadas. Mesmo após atingirem a força última os modelos revelaram um comportamento bastante dúctil.

**Gráfico 4.9** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

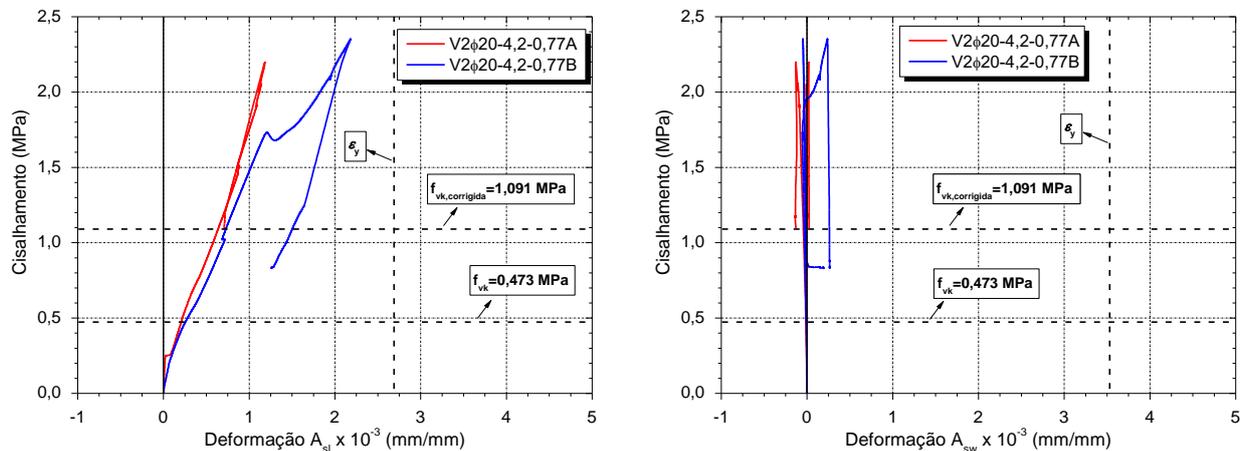


**Fonte:** O Autor.

Até o instante da ruína não foi registrado o escoamento das armaduras longitudinais ou de algum dos estribos instrumentados (ver Gráfico 4.10). A ausência de registro de escoamento dos estribos pode ser justificada pelo padrão de formação das fissuras que causou a ruptura por tração diagonal. Essas fissuras tiveram início a partir dos apoios e seguiram em uma trajetória inclinada em direção ao ponto de aplicação da força, cruzando os blocos e juntas, até alcançarem a junta vertical da segunda fiada, por onde avançavam para o banzo comprimido e novamente se inclinavam em direção à força, na iminência da ruína. Somente nos estágios finais dos ensaios, quando as vigas davam sinais de esgotamento, é que a fissura diagonal

atravessou o estribo instrumentado. A Figura 4.21 apresenta o panorama de fissuração dos modelos.

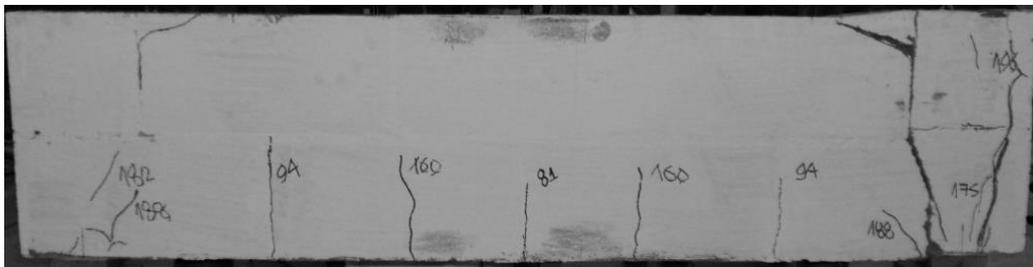
**Gráfico 4.10** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



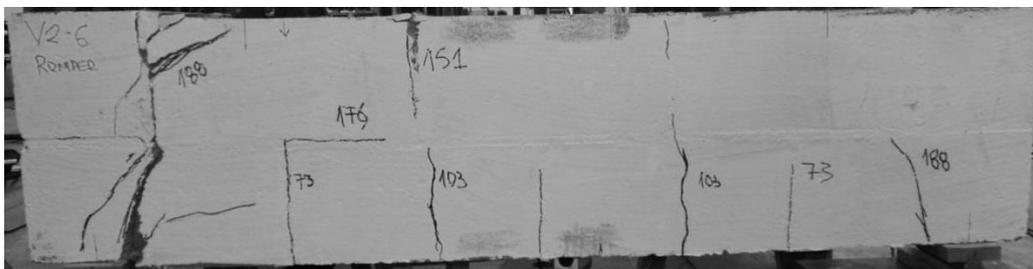
Fonte: O Autor.

**Figura 4.21** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2φ20-4,2-0,77A e (b) V2φ20-4,2-0,77B.

(a)



(b)



Fonte: O Autor.

Durante o ensaio da viga B, próximo ao esgotamento da capacidade resistente, houve a emissão de um ruído, do lado esquerdo da peça, onde se deu a ruptura. A observação desse fenômeno motivou a sua demolição, já que havia a suspeita de que algum estribo não instrumentado tivesse se rompido. Após essa

operação constatou-se que as armaduras estavam íntegras. Esse instante correspondeu a uma redução abrupta da carga aplicada (ver Gráfico 4.9), quando a mesma foi reduzida para 150 kN, ou 71% da força última.

Até aproximadamente 72 kN não foi identificada nenhuma fissura, quando surgiram, primeiramente na viga B, as fissuras de flexão nas juntas verticais. No lado esquerdo desse modelo, próximo à ruína, foi observado que essa fissura evoluiu e seguiu através da junta horizontal. Nos dois modelos as fissuras de flexão na região dos apoios se inclinaram em direção ao ponto de aplicação da força na iminência da ruína. Pelas suas trajetórias provavelmente seriam interceptadas pelos estribos. A Figura 4.22 mostra as regiões de ruptura, onde se observa que nos pontos de introdução de carga houve um afundamento do modelo, o que revela o apoio da biela sobre a armadura de flexão e a formação do pino, que solidarizou as partes da viga separadas pelas fissuras.

A Tabela 4.10 apresenta os resultados dos ensaios.

**Figura 4.22** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B.



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.10** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

<b>Série 2</b>					
$\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,70\%$ e $\rho_{sw}=0,05\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A	196,97	98,48	24,23	1,50	9,67
V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B	210,77	105,38	25,92	1,60	10,57
<b>Média</b>	<b>203,87</b>	<b>101,93</b>	<b>25,08</b>	<b>1,55</b>	<b>10,12</b>
<b>DP</b>	9,76	4,88	1,20	0,07	0,64
<b>CV (%)</b>	4,79	4,79	4,79	4,79	6,30

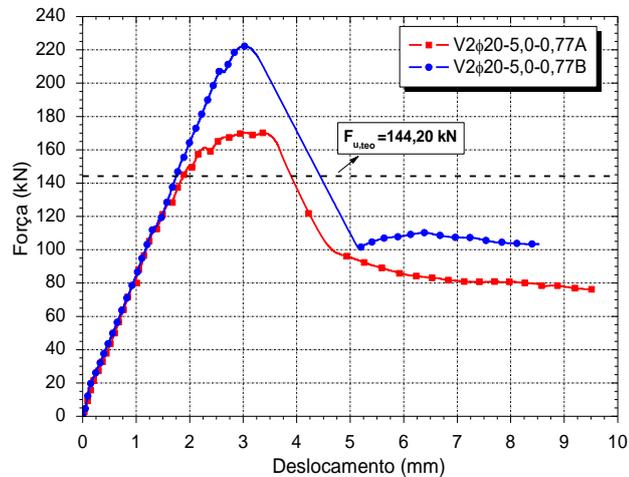
Fonte: O Autor.

#### 4.5.2.3 V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B

A força última média dos modelos com armaduras transversais de diâmetro nominal igual a 5,0 mm foi de 196,27 kN. Em comparação com o modelo de referência, estas vigas apresentaram um pequeno aumento (13,7%) da capacidade resistente e um comportamento pós-pico mais dúctil. Quanto às peças com estribos de 4,2 mm, nas quais o graute empregado teve as piores características, estas vigas revelaram uma redução da ordem de 4% na força última. Essa diminuição da capacidade resistente se deve à diferença na resistência à tração do graute, principal característica desse material no comportamento ao cisalhamento. O Gráfico 4.11 mostra as curvas dos modelos.

Durante todo o ensaio as deformações nas armaduras longitudinais e transversais se mantiveram baixas e foram inferiores ao limite de escoamento, Gráfico 4.12. O alongamento dos estribos esteve limitado a 0,83‰ na viga A, do lado esquerdo, onde houve a formação de uma fissura diagonal que provocou a ruptura da peça. No lado direito, a ausência de fissuras na região do estribo instrumentado justifica o pequeno valor da deformação. As fissuras, em geral, foram interceptadas por essas armaduras somente pouco antes ao instante da ruína.

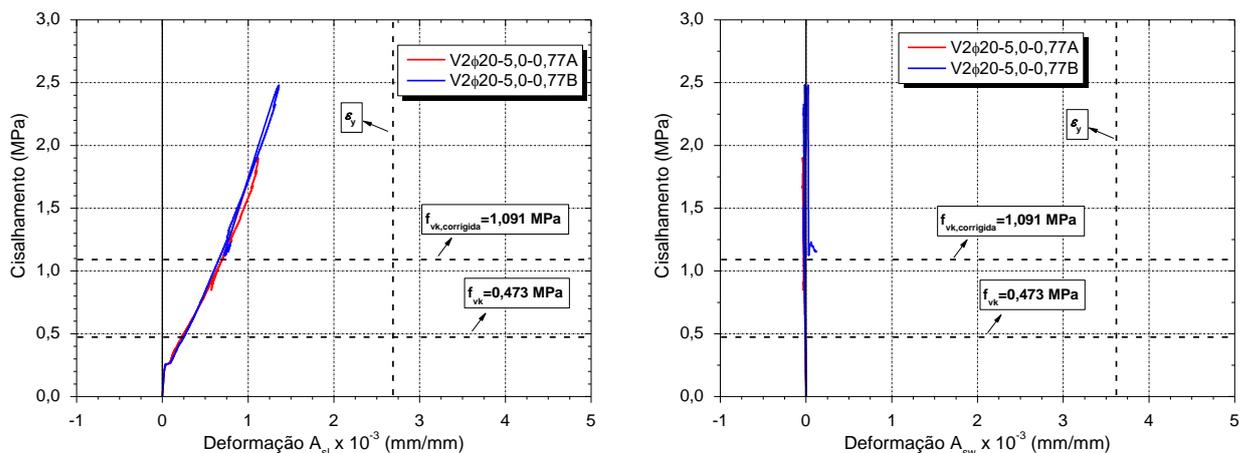
**Gráfico 4.11** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



**Fonte:** O Autor.

As primeiras fissuras a se manifestarem nos modelos foram as de flexão, na região de momento fletor máximo, na junta vertical central. Elas surgiram inicialmente na viga B quando a carga aplicada era de 65 kN. Com o dobro dessa carga apareceram fissuras nos terços do vão, essas não mais coincidentes com as juntas verticais da primeira fiada. Próximo ao esgotamento desse modelo, com 210 kN, as fissuras na região do apoio direito se inclinaram em direção ao ponto de aplicação da carga, mas não evoluíram.

**Gráfico 4.12** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

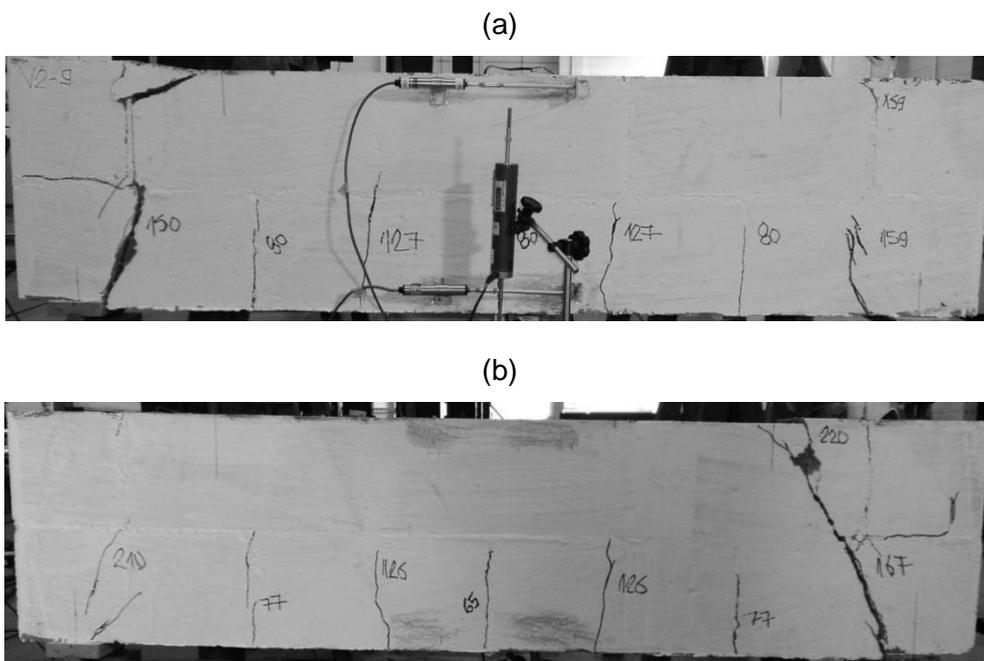


**Fonte:** O Autor.

A configuração das fissuras que levou o modelo A à ruptura foi semelhante ao das vigas com estribos de 4,2 mm de diâmetro, que progrediu preferencialmente

através das juntas verticais em direção aos apoios. Na amostra B, porém, em que a ruptura aconteceu do lado direito, a fissura diagonal seguiu uma trajetória inclinada, partindo do apoio e alcançando o ponto de aplicação de força, atravessando os blocos e juntas ao longo de toda a altura da peça. Essa fissura surgiu com 167 kN, instante no qual houve uma mobilização mais intensa do estribo nesse lado. As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam, respectivamente, o padrão de fissuração dos modelos e os detalhes dos lados onde houve a ruptura.

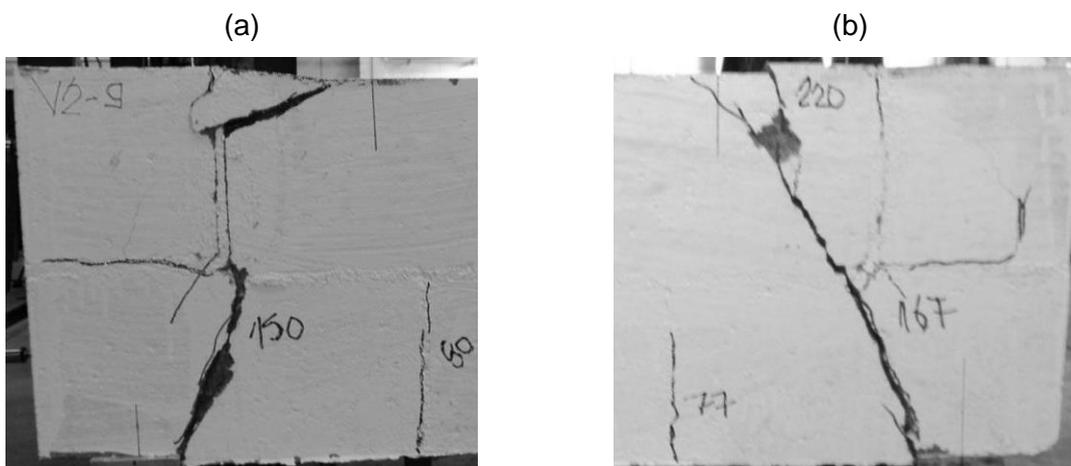
**Figura 4.23** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B.



**Fonte:** O Autor.

A rigidez dos elementos ensaiados com  $a/d=0,77$  foi bastante similar, mesmo naqueles em que os estribos não estavam presentes. A diferença marcante entre eles está na forma de ruptura, com comportamento dúctil e um controle mais eficiente das fissuras nos modelos com armaduras transversais. O deslocamento médio máximo destas vigas foi de 9,03 mm ( $//153$ ). Na Tabela 4.11 encontram-se os resultados dos ensaios. Dentre os modelos já analisados estes foram os que apresentaram a maior dispersão dos resultados, 18,73%. Em relação aos demais, constata-se uma maior proximidade entre os resultados teóricos e experimentais (1,36).

**Figura 4.24** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B.



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.11** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

Série 2					
$\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,70\%$ e $\rho_{sw}=0,07\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A	170,28	85,14	20,94	1,18	9,54
V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B	222,26	111,13	27,34	1,54	8,53
<b>Média</b>	<b>196,27</b>	<b>98,13</b>	<b>24,14</b>	<b>1,36</b>	<b>9,03</b>
<b>DP</b>	36,75	18,38	4,52	0,25	0,71
<b>CV (%)</b>	18,73	18,73	18,73	18,73	7,91

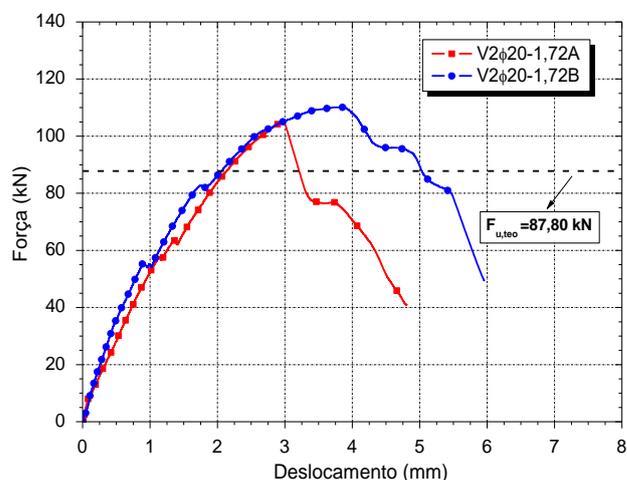
Fonte: O Autor.

#### 4.5.2.4 V2 $\phi$ 20-1,72A e V2 $\phi$ 20-1,72B

A ruína destes modelos ocorreu por cisalhamento logo após a formação de uma fissura diagonal (instante de ruptura) que se desenvolveu a partir do apoio, direito ou esquerdo dependendo da amostra, e avançou, cruzando os blocos e as juntas, até o ponto de aplicação da força. A resistência residual posterior a esse instante foi de 5 e 24% para as vigas A e B, respectivamente. O colapso sobreveio de forma brusca e não foi precedido por grandes deformações e/ou a abertura de fissuras que possibilitariam identificá-lo. O comportamento frágil dos modelos pode ser constatado

no Gráfico 4.13, o qual apresenta a evolução dos deslocamentos verticais em função da força aplicada.

**Gráfico 4.13** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.



**Fonte:** O Autor.

Na viga A, em que a ruptura aconteceu do lado esquerdo, a fissura diagonal começou a se formar próxima do apoio, com pequena abertura, quando a carga aplicada era de 100 kN e, rapidamente progrediu em direção ao banzo comprimido, quando a força registrada (105 kN) já correspondia ao estado limite último. Neste estágio de carregamento a fissura se abriu bastante, reduzindo gradativamente a resistência proporcionada pela alvenaria. No lado direito da peça a estrutura se manteve aparentemente íntegra.

A fissura diagonal, a qual causou a ruptura nos dois modelos, foi mais precoce na viga B, com força total aplicada igual a 89 kN, valor bastante próximo ao previsto teoricamente (87,8 kN). Pouco antes da ruína, numa tentativa de redistribuição de esforços para partes menos solicitadas, do outro lado da viga também apareceu uma fissura diagonal proveniente do prolongamento de uma fissura de flexão, mas que não progrediu. Nos dois casos, no entorno do ponto de aplicação de carga, no lado correspondente ao da ruptura, foi observada uma região danificada da alvenaria. Nesse local a deformação específica da alvenaria pode ter ultrapassado o encurtamento máximo, que é de 3,5%.

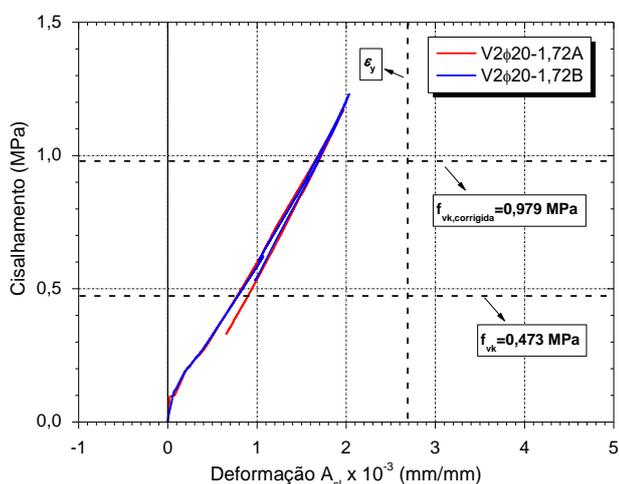
As deformações específicas das armaduras foram inferiores ao limite de escoamento e teve alongamento máximo de 2,03% na amostra B, que foi o modelo

com maior capacidade resistente. Quanto à alvenaria, o encurtamento esteve limitado a 0,94‰ durante todo o ensaio. O Gráfico 4.14 mostra o comportamento das barras.

A mobilização das armaduras revelada por meio do Gráfico 4.14 ocorreu de forma mais acentuada, formando um patamar nos estágios iniciais de carregamento, quando a carga aplicada foi por volta de 8,96 kN (correspondente à tensão de cisalhamento de 0,10 MPa) e de 10,76 kN (0,12 MPa) nas amostras A e B, nessa ordem. Essa mudança de inclinação da curva, isto é, mudança de linearidade, mostra o início do processo de fissuração dos modelos, quando a formação das primeiras fissuras não são identificadas visualmente e acionam as armaduras longitudinais.

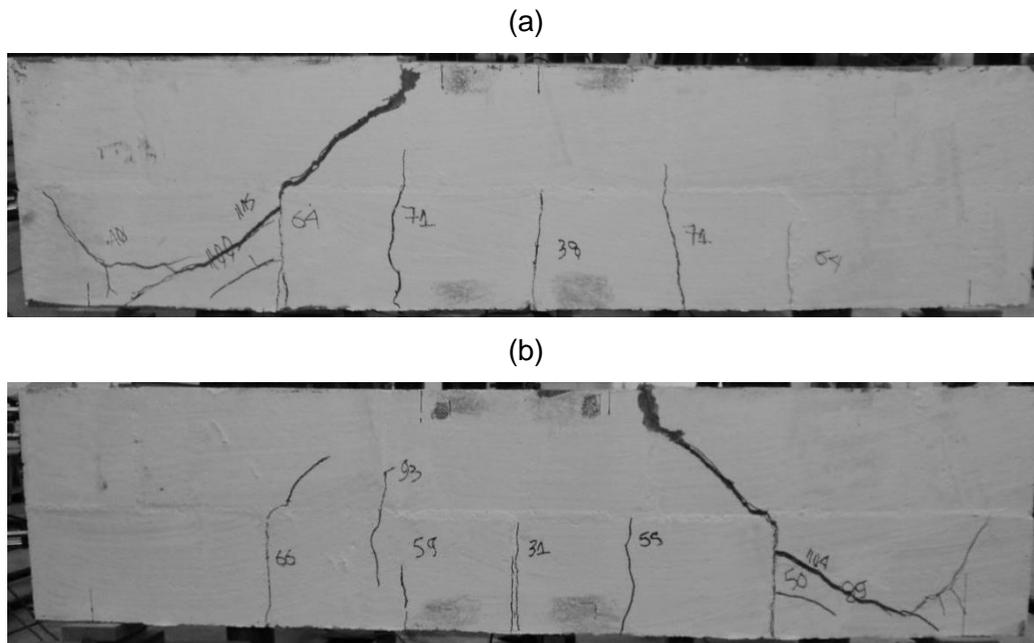
Na etapa de descarga dos modelos foram identificadas novas fissuras, oriundas da bifurcação da fissura diagonal principal, que se formaram e seguiram com trajetória inclinada em direção as laterais, na altura da junta horizontal. A Figura 4.25 mostra o padrão de formação das fissuras e a Figura 4.26 os detalhes da região de ruptura.

**Gráfico 4.14** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.



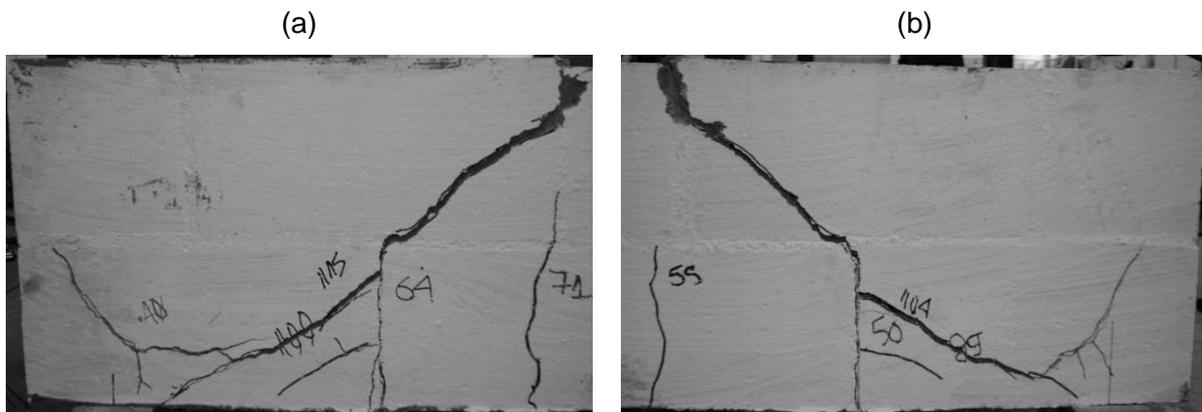
Fonte: O Autor.

**Figura 4.25** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.26** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B.



**Fonte:** O Autor.

Os valores das forças últimas e das flechas são apresentados na Tabela 4.12 para cada um dos exemplares analisados.

**Tabela 4.12** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.

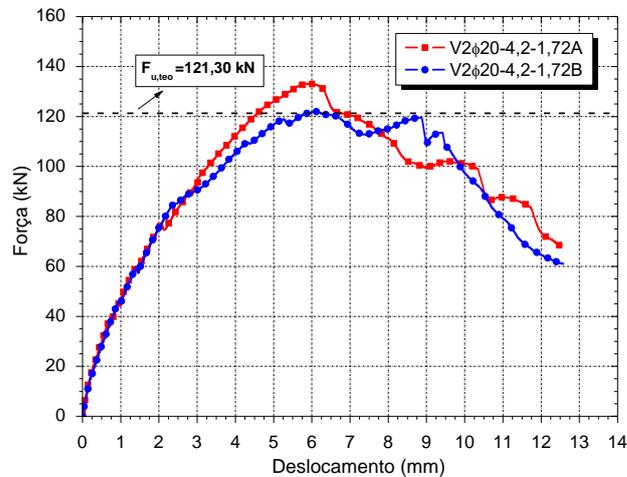
<b>Série 2</b>					
$\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,70\%$ )					
<b>Viga</b>	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	<b>Flecha</b> (mm)
V2 $\phi$ 20-1,72A	105,09	52,54	28,90	1,20	4,81
V2 $\phi$ 20-1,72B	110,11	55,05	30,28	1,25	5,96
<b>Média</b>	<b>107,60</b>	<b>53,80</b>	<b>29,59</b>	<b>1,23</b>	<b>5,39</b>
<b>DP</b>	3,55	1,78	0,98	0,04	0,81
<b>CV (%)</b>	3,30	3,30	3,30	3,30	15,07

**Fonte:** O Autor.

#### 4.5.2.5 V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B

Dentre os modelos até aqui analisados a V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A foi a primeira viga em que se registrou o escoamento do estribo. A ruína por cisalhamento sobreveio alguns segundos após esse limite ser alcançado. Entre o instante do escoamento até o estado limite último, caracterizado pela condição final da peça por ter atingido sua máxima capacidade resistente, a força aplicada e o deslocamento vertical foram aumentados em 7,5 e 23%, respectivamente. O Gráfico 4.15 e a Tabela 4.13 apresentam os resultados das duas vigas analisadas nesta etapa. Em comparação com os modelos de referência, nos quais não foram colocadas armaduras transversais e o graute utilizado teve melhores características, houve um acréscimo médio de 18,5% na capacidade de carga, além de também ter sido constatada uma maior ductilidade. Comparativamente, o exemplar B foi o que apresentou a menor diferença (0,54%) entre o resultado experimental e teórico.

**Gráfico 4.15** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



**Fonte:** O Autor.

**Tabela 4.13** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

Série 2					
$\phi 20 \text{ mm } (\rho_{sl}=0,70\% \text{ e } \rho_{sw}=0,05\%)$					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A	133,18	66,59	36,62	1,10	12,52
V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B	121,95	60,97	33,54	1,01	12,66
<b>Média</b>	<b>127,56</b>	<b>63,78</b>	<b>35,08</b>	<b>1,05</b>	<b>12,59</b>
<b>DP</b>	7,94	3,97	2,18	0,07	0,10
<b>CV (%)</b>	6,23	6,23	6,23	6,23	0,80

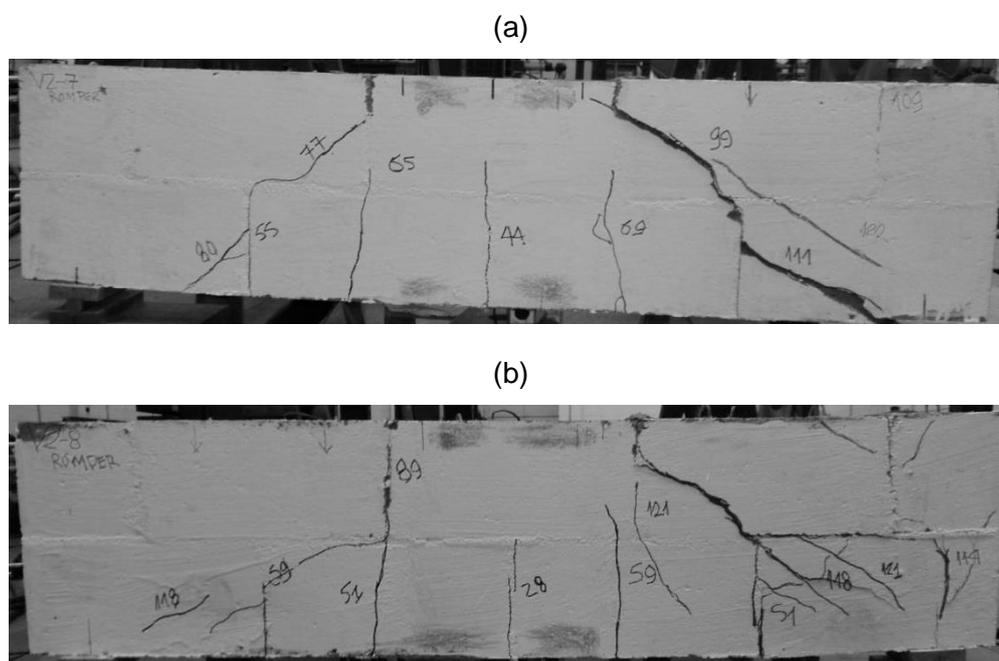
**Fonte:** O Autor.

Nos dois casos a ruptura por tração diagonal aconteceu no lado direito (ver Figura 4.27 e 4.28) com fissuras de grande abertura. A tensão no estribo posicionado nesse lado aumentou bruscamente quando ele foi atravessado pela fissura diagonal, que avançou até a região comprimida, junto ao ponto de introdução da força. Como mostra a Figura 4.28 (a), a configuração deformada do modelo após o ensaio revela o apoio da biela de alvenaria comprimida na armadura longitudinal.

Em particular na amostra A, a qual apresentou melhor resultado, o estribo que atingiu o escoamento estava posicionado no lado esquerdo, onde as fissuras tiveram menor abertura. A observação desse fenômeno evidencia a mobilização mais

intensa das armaduras transversais e um controle efetivo na propagação e na abertura das fissuras nesse lado. De fato, a trajetória da fissura nessa região ocorreu de forma distinta e apenas o estribo instrumentado foi atravessado, diferentemente do que aconteceu do lado direito, onde a fissura diagonal interligou o ponto de aplicação da força e o apoio, atravessando os estribos e, apenas no final do ensaio, próximo à ruína, foi interceptada pelo estribo instrumentado. Neste estribo o alongamento máximo se aproximou do limite de escoamento e esteve limitado a 3,28‰, como mostra o Gráfico 4.16.

**Figura 4.27** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B.



**Fonte:** O Autor.

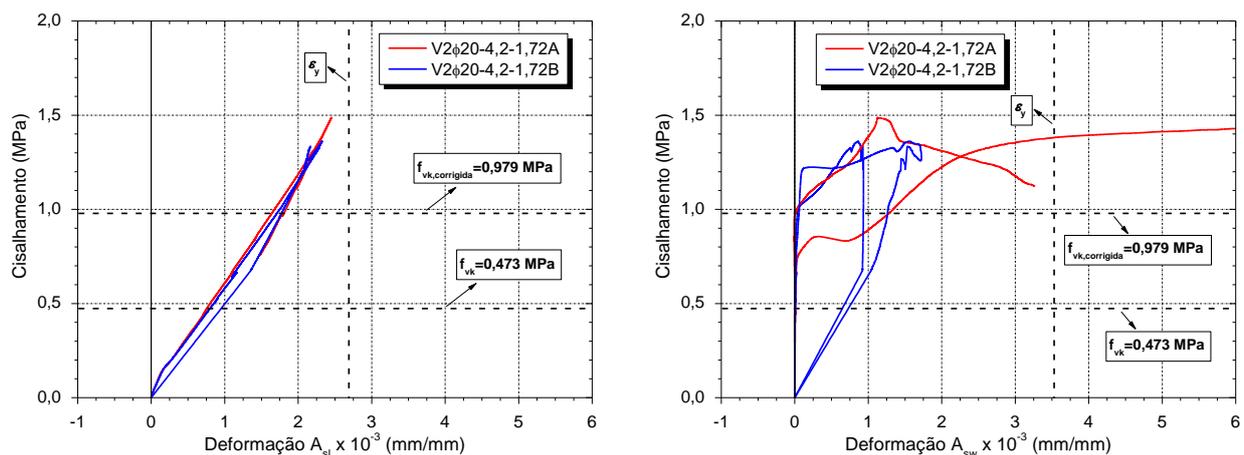
Durante o ensaio da viga B, no lado esquerdo, foi ouvido um ruído, semelhante ao da V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B, que levantou dúvida sobre a possibilidade de que algum estribo tivesse se rompido. Após a sua demolição essa hipótese foi confirmada. A trajetória da fissura nesse lado da peça se manifestou de forma parecida ao da viga A, que teve início na junta vertical (fissura de flexão) e seguiu através da junta até alcançar o banzo comprimido. A fissura diagonal naquela peça apareceu quando a carga era igual a 118 kN.

**Figura 4.28** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B.



**Fonte:** O Autor.

**Gráfico 4.16** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



**Fonte:** O Autor.

Nos dois modelos as fissuras de flexão apresentaram configuração similar, surgindo preferencialmente nas juntas verticais e próximo aos apoios, onde a força cortante tem seu valor máximo, se inclinaram em direção à força na iminência da ruína. No entorno do ponto de aplicação de carga foi observada também uma região de alvenaria danificada, na interface bloco/junta.

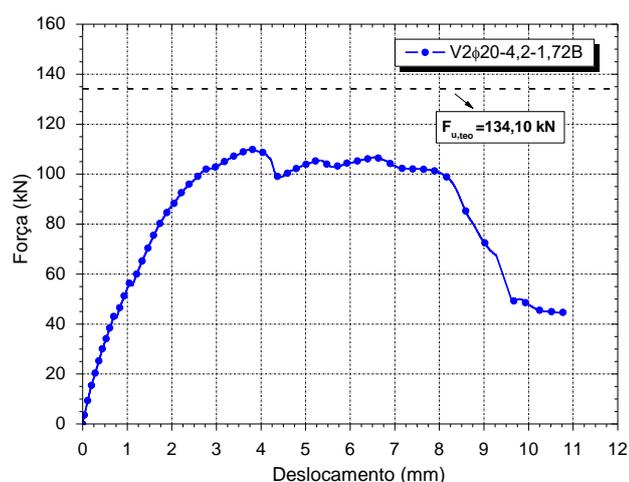
No decorrer da etapa de descarga da viga B foi observada uma ramificação de fissuras, as quais surgiram a partir do eixo do apoio direito. Esse comportamento sugere que elas ocorreram devido à tentativa da armadura longitudinal, ancorada nas extremidades, de recuperar sua forma original, já que a mesma se manteve dentro do regime elástico, como mostra o Gráfico 4.16.

#### 4.5.2.6 V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B

Nestes modelos novamente a ruína por cisalhamento se concretizou. A força última média devido ao esgotamento da capacidade resistente foi de 124,45 kN, o que equivale a 93% do valor previsto teoricamente. Em comparação com os modelos de referência houve um aumento de 15,7% na capacidade de carga e uma redução de 2,4% quando comparados com as vigas com estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

Igualmente ao que aconteceu com um modelo da Série 1, não foi obtida a curva força  $\times$  deslocamento da V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A em razão do desprendimento da régua que servia de referência para acompanhar o seu deslocamento vertical. O último registro foi feito quando a força total aplicada era de 55,69 kN e o deslocamento correspondente igual a 3,99 mm. Extrapolando-se linearmente até o instante da ruína, o qual ocorreu com 138,99 kN, a flecha seria de 9,96 mm, valor bastante próximo ao da amostra B. Este valor serve como uma estimativa do deslocamento, embora se saiba que neste estágio de carregamento a rigidez da peça estivesse sendo gradativamente reduzida e, portanto, os deslocamentos fossem cada vez maiores. O Gráfico 4.17 mostra o comportamento da viga B em função da carga aplicada e na Tabela 4.14 estão os resultados dos dois exemplares ensaiados.

**Gráfico 4.17** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



Fonte: O Autor.

As primeiras fissuras a se manifestarem, como já comentado, são as decorrentes da flexão que surgem inicialmente nas juntas verticais e, somente para carregamentos de maior intensidade aparecem nos blocos. Na viga A as fissuras de flexão que ocorreram aproximadamente nos terços do vão progrediram até o banzo comprimido e se uniram às fissuras diagonais pouco antes da ruína, ao passo que na B elas se restringiram à altura da primeira fiada.

**Tabela 4.14** - Resultados das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

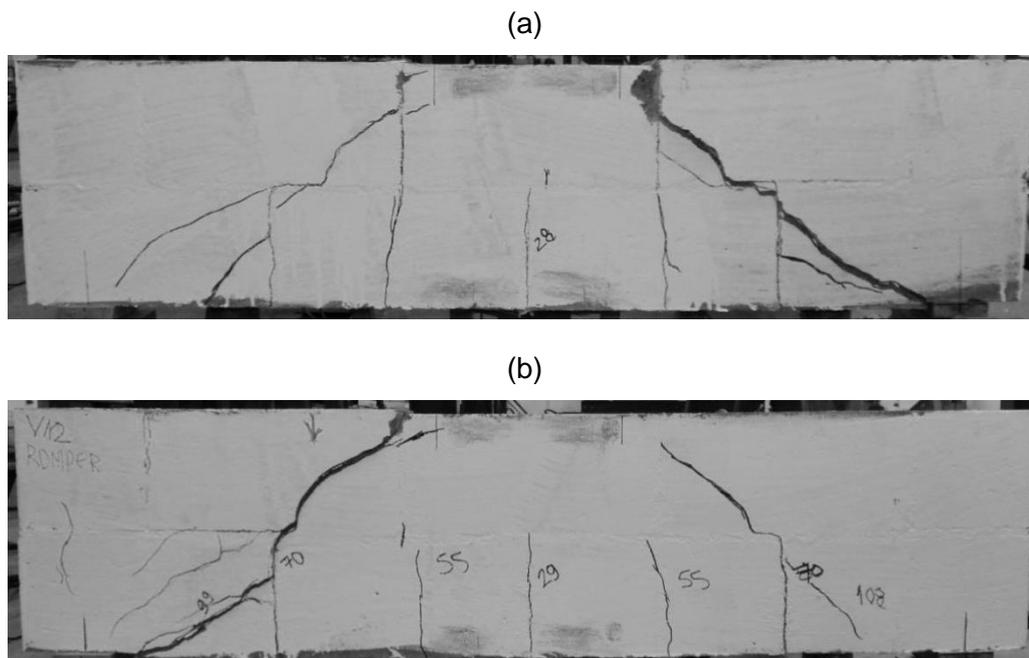
<b>Série 2</b>					
$\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,70\%$ e $\rho_{sw}=0,07\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A	138,99	69,50	38,22	1,04	-
V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B	109,91	54,95	30,22	0,82	10,81
<b>Média</b>	<b>124,45</b>	<b>62,23</b>	<b>34,22</b>	<b>0,93</b>	-
<b>DP</b>	20,57	10,28	5,66	0,15	-
<b>CV (%)</b>	16,53	16,53	16,53	16,53	-

**Fonte:** O Autor.

Essencialmente, a ruptura ocorreu devido às fissuras diagonais que se formaram no lado esquerdo e direito dos modelos. Elas se originaram no entorno dos apoios e progrediram para a região comprimida, ora atravessando os blocos e juntas ora contornando-os, até alcançarem os pontos de aplicação das forças. Na viga A ela exibiu maior abertura no lado direito e na B no esquerdo. Neste modelo, ela surgiu inicialmente no lado esquerdo, com 99 kN, e, apenas na iminência (108 kN) da ruína, no lado direito.

Nos dois casos a configuração deformada final apresentada nas Figuras 4.29 e 4.30 apontam para a formação do pino em consequência do apoio da biela de alvenaria na armadura de flexão. Particularmente no modelo A, após o seu descarregamento, houve o deslocamento do bloco na região de introdução das forças, Figura 4.31.

**Figura 4.29** - Padrão de fissuração das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B.



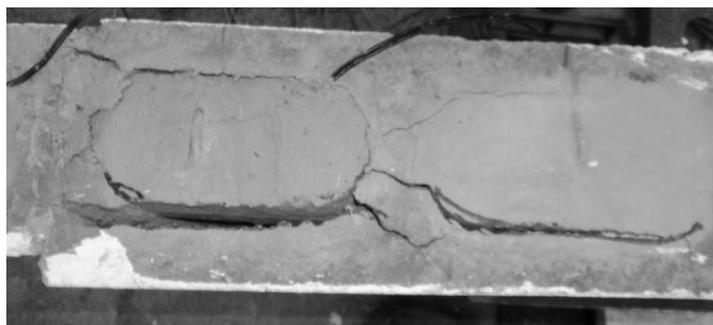
Fonte: O Autor.

**Figura 4.30** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B.



Fonte: O Autor.

**Figura 4.31** - Deslocamento na V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A após o estágio de descarregamento.



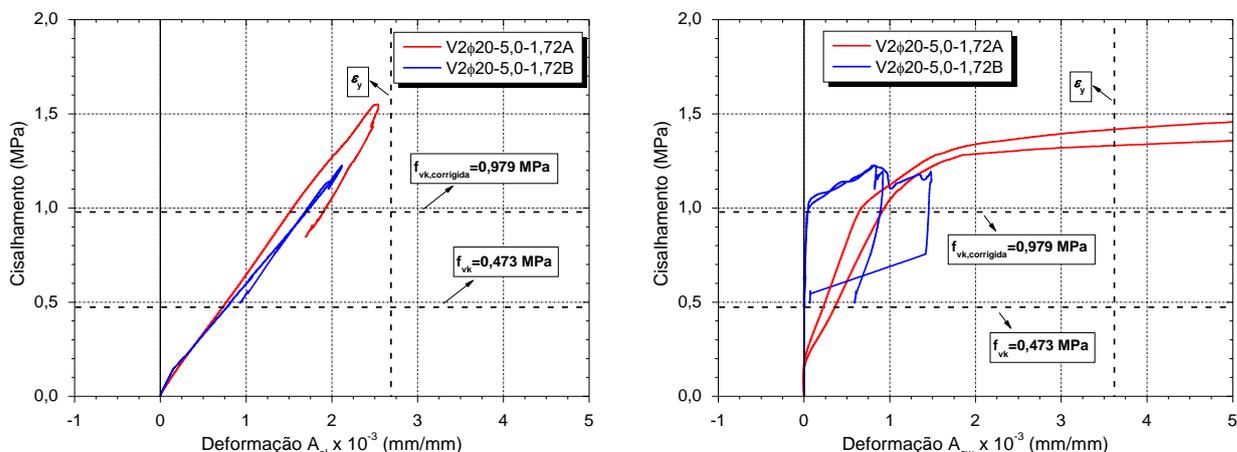
Fonte: O Autor.

Apenas na viga A houve o registro de escoamento do par de estribos instrumentados. A mobilização efetiva dessa armadura ocorreu primeiramente no lado esquerdo da peça quando a mesma foi atravessada por uma fissura diagonal. Nesse lado, a fissura resultou da ramificação de uma fissura de flexão formada na junta vertical e esteve compreendida, durante a maior parte do ensaio, entre um estribo não instrumentado e o instrumentado.

O estribo esquerdo entrou em regime de escoamento quando o sistema de aquisição registrava 119 kN, enquanto no lado direito, já com uma fissura diagonal penetrando a região comprimida, a deformação específica na armadura simetricamente correspondente se limitava a 1,92‰. Nos instantes seguintes, numa tentativa de redistribuição de esforços, o estribo do lado direito foi acionado e pouco depois também escoou. Neste lado, quando a carga era de 137 kN, o extensômetro fixado à armadura saiu de escala, revelando a sua ruptura.

Sobre os estribos instrumentados convém lembrar que foram posicionados no primeiro furo após o ponto de aplicação de forças em direção aos apoios. Na amostra B, embora não tenha havido registro de escoamento dos fios instrumentados, após a demolição do modelo constatou-se a ruptura de um estribo no lado esquerdo da peça, onde o estribo instrumentado teve deformação máxima de 1,49‰. Dentre os modelos analisados esse foi o primeiro em que o resultado experimental foi inferior ao teórico (18%). Conforme se constata no Gráfico 4.18 não houve registro de escoamento das armaduras longitudinais, embora na amostra A a deformação limite (2,55‰) tenha se aproximado bastante desse ponto.

**Gráfico 4.18** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



Fonte: O Autor.

### 4.5.3 Resultados da Série 3

Os resultados desta Série são apresentados e discutidos de maneira análoga aos das Séries 1 e 2. A particularidade deste caso está na quantidade de contraprovas (duas) que foi estudada para cada variável.

Em virtude do tamanho dos modelos e o número de contraprovas ensaiadas, foram necessárias para a construção de toda a Série seis misturas de graute, sendo uma para cada três vigas. Em cada uma delas foram moldados seis corpos cilíndricos para o controle das resistências à tração ( $f_{gt}$ ) e à compressão ( $f_g$ ). As médias das resistências, via de regra, se referem ao rompimento de três corpos de prova e são apresentadas na Tabela 4.15 a seguir. Houve uma uniformidade nos resultados, com exceção da mistura empregada na V32φ20-4,2-1,72, que teve resistência à compressão inferior à metade da que apresentou melhor desempenho. Tal fato pode ter ocorrido como consequência da adição inadvertida de água durante o seu preparo.

Outro comentário a ser feito é sobre a resistência à tração das amostras da V32φ20-5,0-1,72, cujos valores indicados na Tabela 4.15 são o resultado da média de dois cilindros. A relação média entre as resistências à tração e à compressão, desconsiderando os valores da V32φ20-4,2-1,72, foi de 0,07.

Convém lembrar que todas as vigas desta Série foram armadas à flexão com duas barras longitudinais de diâmetro igual a 20 mm a fim de que as solicitações tangenciais fossem as condicionantes da ruína quando analisadas as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72) e as duas taxas de armaduras transversais (0,05 e 0,07%) consideradas.

**Tabela 4.15** - Resultados do controle de resistência do graute das vigas da Série 3.

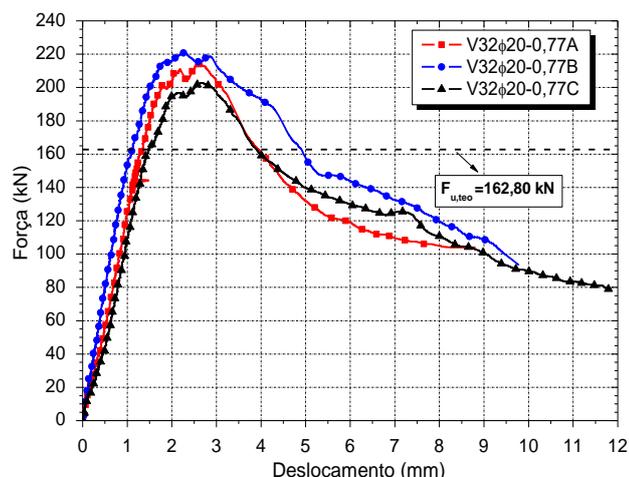
Viga	$f_g$ (MPa)	$f_{gt}$ (MPa)
V32 $\phi$ 20-0,77	36,38	2,27
V32 $\phi$ 20-4,2-0,77	40,83	2,87
V32 $\phi$ 20-5,0-0,77	39,42	2,84
V32 $\phi$ 20-1,72	38,39	3,09
V32 $\phi$ 20-4,2-1,72	19,90	2,44
V32 $\phi$ 20-5,0-1,72	38,24	3,15

**Fonte:** O Autor.

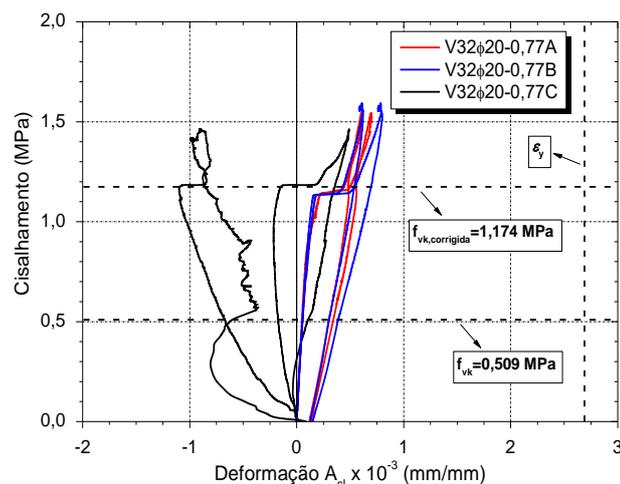
#### 4.5.3.1 V32 $\phi$ 20-0,77A, V32 $\phi$ 20-0,77B e V32 $\phi$ 20-0,77C

Nestas três vigas o comportamento força  $x$  deslocamento foi bastante semelhante nos trechos pré e pós-pico, Gráfico 4.19. A linearidade se manteve até o instante da primeira fissura de flexão, cuja tensão de cisalhamento correspondente a fissuração pode ser identificada no Gráfico 4.20. Na V32 $\phi$ 20-0,77B, por exemplo, a tensão foi de 1,13 MPa, o que equivale a carga de 157 kN.

A ruptura das peças se deu de forma frágil, não avisada, nas regiões submetidas à flexão não pura, com fissuras que se desenvolveram com uma trajetória inclinada em direção ao banzo comprimido cruzando os blocos e as juntas ou em forma de “escada”, contornando-os. O colapso ocorreu praticamente no ato da fissura crítica, que rapidamente avançou para a borda comprimida com maior abertura, reduzindo de forma significativa a resistência à compressão das bielas diagonais. Um resumo com os resultados dos ensaios é apresentado na Tabela 4.16. A flecha média foi 13,82 mm ( $//129,5$ ) e a força última experimental foi superior em 30,5% ao previsto teoricamente.

**Gráfico 4.19** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.

Fonte: O Autor.

**Gráfico 4.20** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.

Fonte: O Autor.

Poucas fissuras de flexão foram identificadas, e surgiram, inicialmente, em posições coincidentes com as juntas verticais da primeira fiada. O instante da fissuração por flexão corresponde aos patamares detectados no Gráfico 4.20, onde se constata que todas as barras se mantiveram em regime elástico e a deformação máxima registrada foi de 0,80‰ na V32φ20-0,77C, sendo essa peça a que apresentou melhor resultado. Nota-se também que, durante grande parte do ensaio, a armadura longitudinal superior da V32φ20-0,77C esteve comprimida. As Figuras 4.32 e 4.33 apresentam o panorama de fissuração dos modelos.

**Tabela 4.16** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos.

<b>Série 3</b>					
<b><math>2\phi 20</math> mm (<math>\rho_{sl}=0,91\%</math>)</b>					
<b>Viga</b>	<b><math>F_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>M_{u,exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}</math></b>	<b>Flecha (mm)</b>
V32 $\phi$ 20-0,77A	214,08	107,04	40,67	1,31	11,62
V32 $\phi$ 20-0,77B	220,78	110,39	41,95	1,36	17,77
V32 $\phi$ 20-0,77C	202,77	101,38	38,53	1,25	12,06
<b>Média</b>	<b>212,54</b>	<b>106,27</b>	<b>40,38</b>	<b>1,31</b>	<b>13,82</b>
<b>DP</b>	9,10	4,55	1,73	0,06	3,43
<b>CV (%)</b>	4,28	4,28	4,28	4,28	24,84

**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.32** - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C.

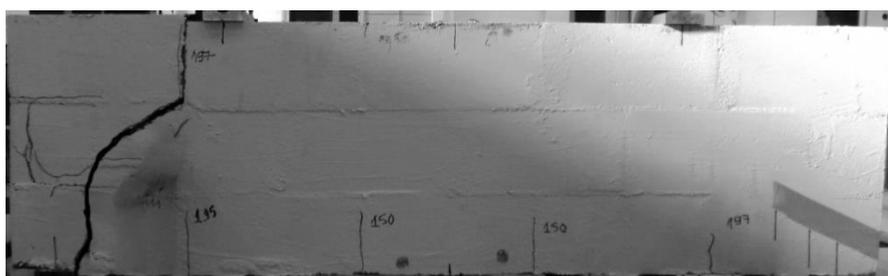
(a)



(b)

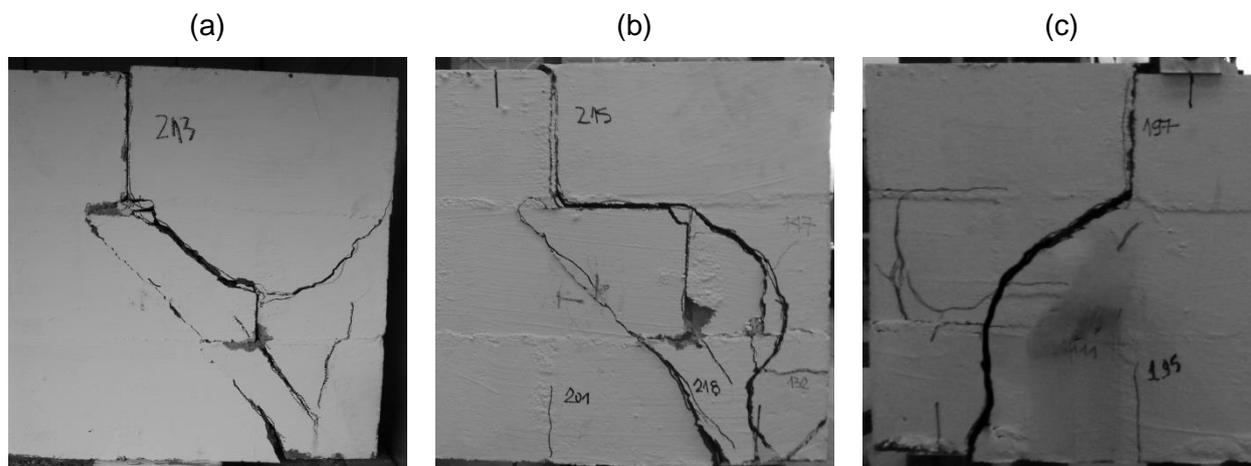


(c)



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.33** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C.

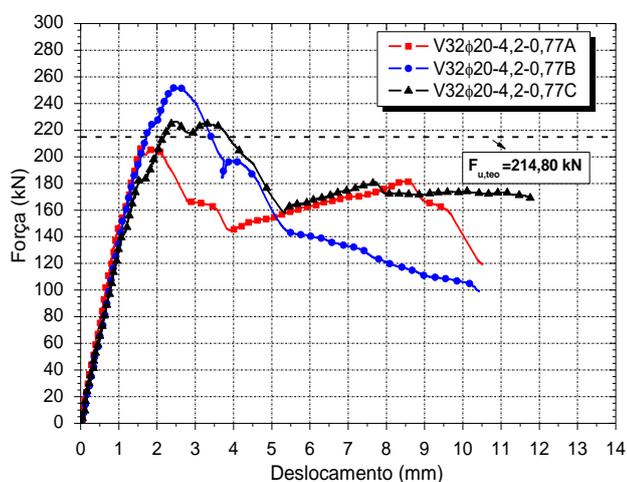


Fonte: O Autor.

#### 4.5.3.2 V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C

A adição de armaduras transversais (estribos) não melhorou de forma significativa a capacidade resistente destes modelos. Em comparação com as vigas V32 $\phi$ 20-0,77 (modelos sem estribos) houve um incremento médio da força última de 7,4%. Teoricamente, haveria um aumento de cerca de 32%. Dentre os três modelos, apenas a amostra A teve desempenho inferior (-3,9%) ao que foi previsto, Gráfico 4.21. A Tabela 4.17 resume os resultados dos ensaios.

**Gráfico 4.21** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.17** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

<b>Série 3</b>					
<b>2<math>\phi</math>20 mm (<math>\rho_{sl}=0,91\%</math> e <math>\rho_{sw}=0,05\%</math>)</b>					
<b>Viga</b>	<b><math>F_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>M_{u,exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}</math></b>	<b>Flecha (mm)</b>
V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A	206,42	103,21	39,22	0,96	16,58
V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B	252,24	126,12	47,93	1,17	19,66
V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C	226,38	113,19	43,01	1,05	14,11
<b>Média</b>	<b>228,35</b>	<b>114,17</b>	<b>43,39</b>	<b>1,06</b>	<b>16,78</b>
<b>DP</b>	22,98	11,49	4,37	0,11	2,78
<b>CV (%)</b>	10,06	10,06	10,06	10,06	16,55

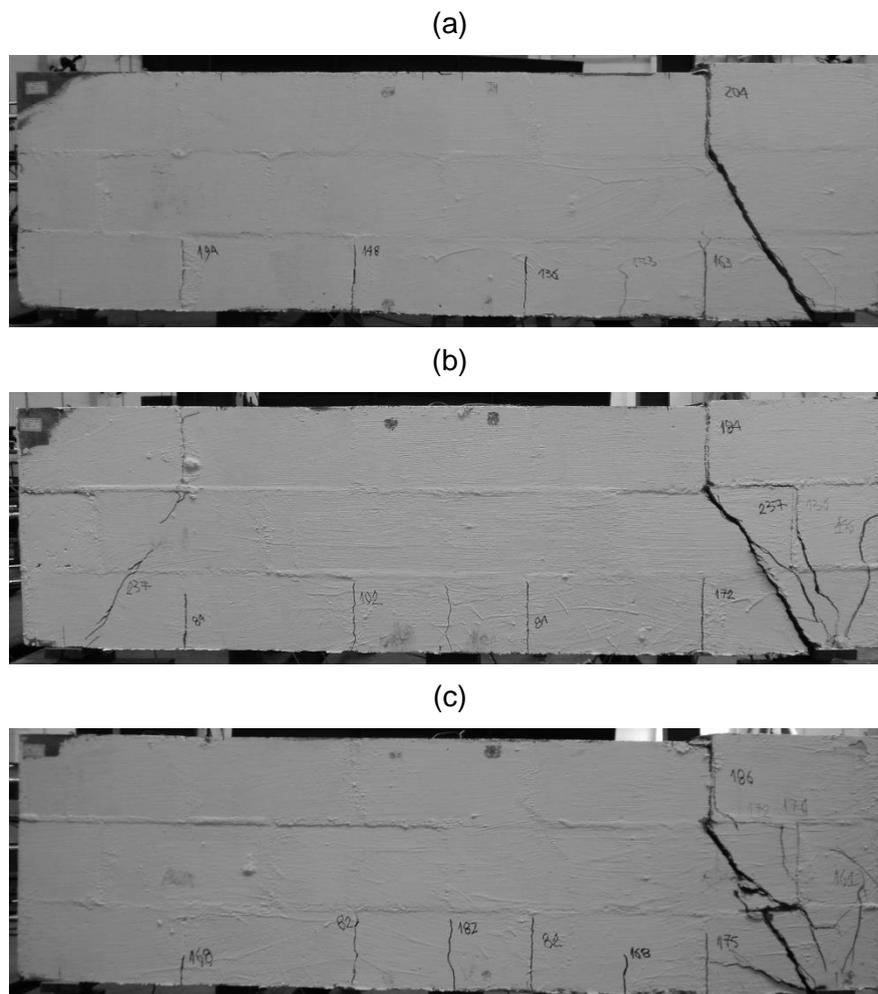
**Fonte:** O Autor.

Nos três casos a ruptura ocorreu por força cortante-flexão, com fissuras de cisalhamento nas proximidades do apoio direito desenvolvendo-se inclinadamente para o alto, no entorno do ponto de aplicação da força. Essas fissuras apresentaram configuração semelhante e estiveram compreendidas por dois estribos, um deles não instrumentado, localizado sobre o apoio, e o instrumentado, disposto no furo ao lado da carga concentrada. Com exceção da viga B, onde também houve a formação de uma fissura diagonal no lado esquerdo, nos outros dois modelos este lado permaneceu aparentemente íntegro.

Entre esses dois estribos as fissuras evoluíram com uma direção quase plana e inclinada, mudando de trajetória apenas no banzo comprimido, na altura da terceira fiada, quando foram interceptadas pelos estribos instrumentados e seguiram através da junta vertical. Nas amostras B e C, no estágio de descarregamento, surgiram fissuras radiais na região do apoio direito que se ramificaram da fissura crítica.

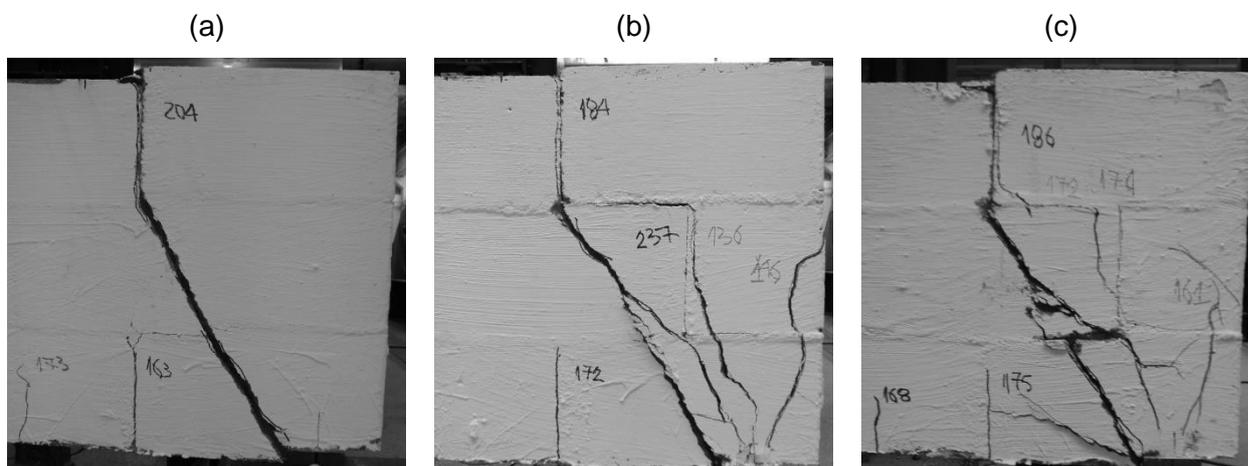
Esse tipo de ruptura foi caracterizado pelo apoio das bielas de alvenaria nas armaduras longitudinais, que as comprimiu para baixo, separando-as, localmente, do resto da viga. As Figuras 4.34 e 4.35 mostram esse fato. Particularmente na viga C (Figura 4.34 (c) e Figura 4.35 (c)), o apoio da biela sobre a armadura provocou o aparecimento de fissuras ao longo da posição da armadura de flexão na vizinhança do apoio, denotando, assim, o acionamento do efeito de pino.

**Figura 4.34** - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C.



Fonte: O Autor.

**Figura 4.35** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C.



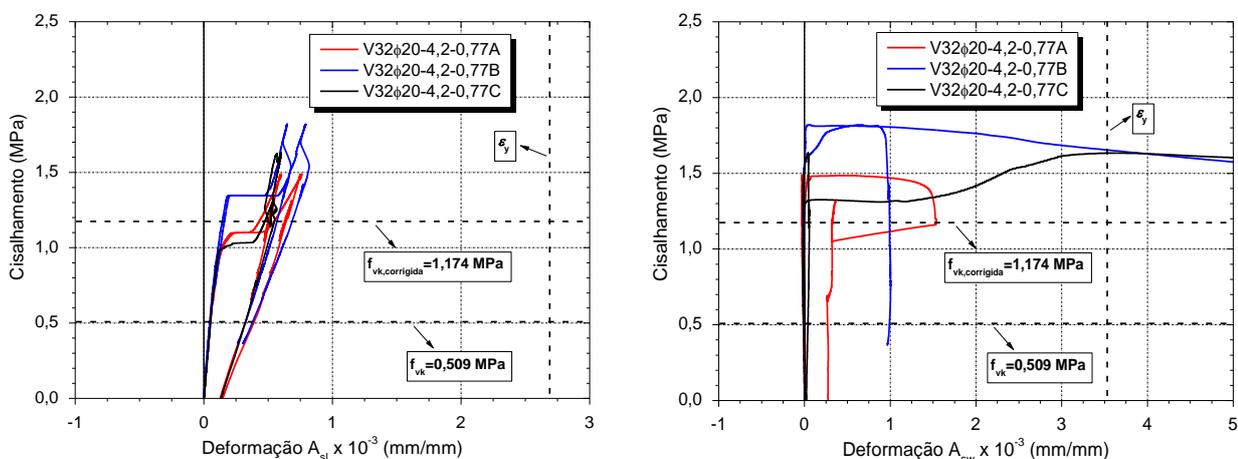
Fonte: O Autor.

Como observado na Figura 4.34, poucas fissuras de flexão se formaram e não progrediram além da altura da primeira fiada. Na viga C, por exemplo, elas surgiram, inicialmente, com a aplicação de 82 kN. Nos três ensaios o encurtamento da alvenaria na região monitorada foi igual a 0,38‰ e as armaduras longitudinais permaneceram em regime elástico linear, com deformação específica máxima igual a 0,83‰ na barra inferior da viga B.

O escoamento dos estribos se concretizou apenas nas vigas B e C, Gráfico 4.22. Até aproximadamente 80% da força última os estribos instrumentados na viga C registravam deformações de compressão. A partir desse estágio de carregamento, quando a fissura diagonal no lado direito já alcançava o banzo comprimido e mostrava maior abertura, o estribo desse lado passou a se alongar. Nesta viga, o instante em que o estribo direito atingiu o limite de escoamento correspondeu ao esgotamento de sua capacidade resistente. Um pouco depois, quando já se fazia o descarregamento, a deformação dessa armadura ficou fora de escala. Enquanto isso, o estribo simetricamente disposto se mantinha tracionado com deformação aproximadamente constante (0,05‰).

Na viga B o estribo do lado direito também escoou, porém isso ocorreu na etapa de descarga. Alguns segundos depois desse limite ser alcançado as leituras também saíram de escala, revelando, assim, a sua ruptura.

**Gráfico 4.22** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



Fonte: O Autor.

Como se observou, nessas peças pouco fissuradas à flexão, enquanto a alvenaria foi suficientemente resistente para transmitir as tensões de tração devidas às forças cortantes, os estribos ficaram comprimidos, ao invés de tracionados. Somente com o aumento da carga aplicada as deformações passaram a ser positivas (tração).

Fusco (2008) também observou esse comportamento em vigas em concreto armado submetidas à flexão simples. Em determinadas posições, devido ao fluxo de tensões de compressão das cargas concentradas aplicadas e das reações de apoio, as deformações nos estribos oscilam entre compressão e tração.

A existência de pequenos valores de deformações residuais nas barras e fios mostrados no Gráfico 4.22, especificamente nos casos em que se mantiveram em regime elástico, decorre do desaparecimento da alvenaria (alvenaria grauteada + armaduras) como material de funcionamento solidário. Nas armaduras longitudinais, em que a flexão local das barras mobilizou pinos de ligação entre as duas porções das vigas separadas pelas fissuras, o escorregamento relativo entre as armaduras e o graute envolvente, com o aparecimento de tensões de cisalhamento longitudinais na interface dos materiais, impediu que as armaduras e alvenaria tivessem a mesma deformação. Dessa forma, mesmo com a remoção total do carregamento aplicado as barras não recuperaram sua forma original.

#### **4.5.3.3 V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C**

Dentre todos os modelos da Série 3, estas vigas foram as que tiveram a maior dispersão dos resultados (CV=11,33%). Esse valor, porém, é aceitável, já que se trata da análise de elementos confeccionados com um material artesanal constituído por vários componentes (blocos, juntas de argamassa, graute e armaduras).

Comparativamente aos modelos com estribos de 4,2 mm de diâmetro houve um aumento de apenas 10,6% na força última, embora a taxa de armadura transversal tenha sido aumentada em 40% e as resistências do graute fossem praticamente as mesmas. Quanto às vigas sem estribos e o cálculo teórico esse

acréscimo foi de 18,9 e 7,7%, respectivamente. A Tabela 4.18 sintetiza os principais resultados dos ensaios.

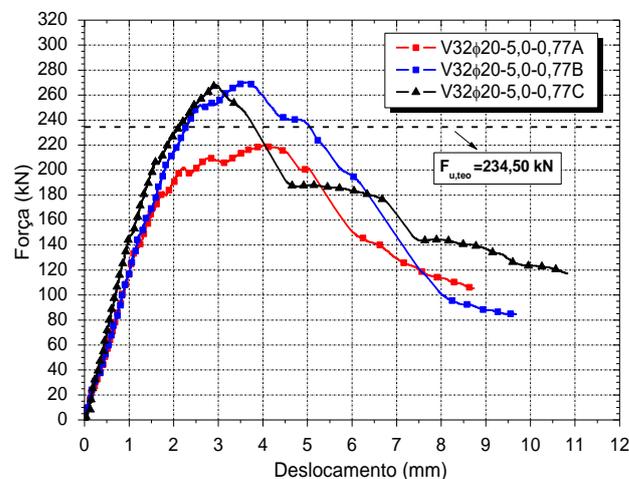
**Tabela 4.18** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

Série 3					
$2\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,91\%$ e $\rho_{sw}=0,07\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A	219,57	109,79	41,72	0,94	10,17
V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B	270,21	135,10	51,34	1,15	13,41
V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C	268,04	134,02	50,93	1,14	16,46
<b>Média</b>	<b>252,60</b>	<b>126,30</b>	<b>47,99</b>	<b>1,08</b>	<b>13,35</b>
<b>DP</b>	28,63	14,31	5,44	0,12	3,14
<b>CV (%)</b>	11,33	11,33	11,33	11,33	23,55

**Fonte:** O Autor.

A viga A foi a única com resultado inferior (-6,4%) ao teórico. As curvas força  $x$  deslocamento indicadas no Gráfico 4.23 mostram a evolução linear dos deslocamentos em função da carga aplicada, fato que subsistiu até o instante em que surgiram as primeiras fissuras de flexão e a inércia passou a ser gradativamente reduzida.

**Gráfico 4.23** - Força  $x$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



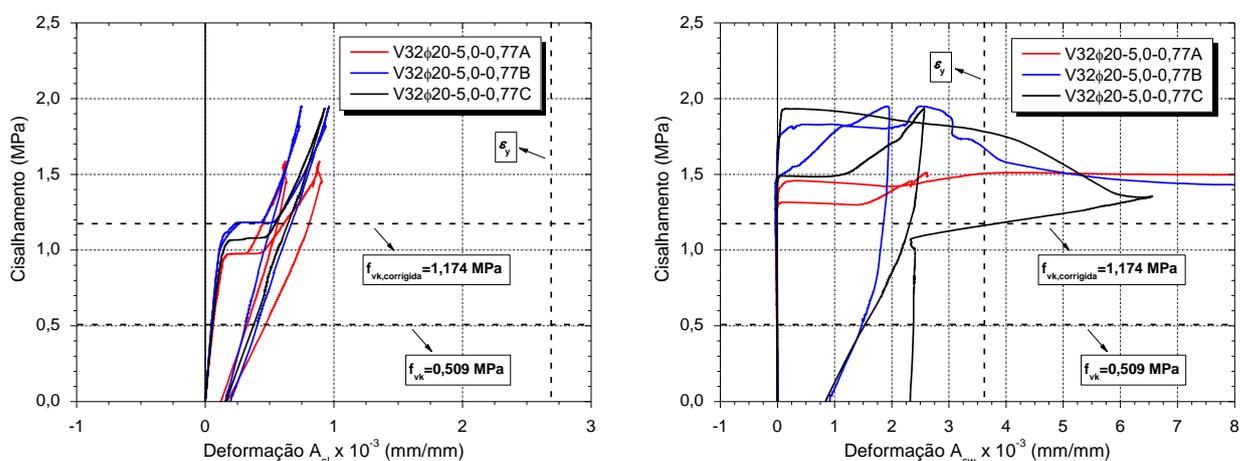
**Fonte:** O Autor.

Como esperado, a ruptura ocorreu por cisalhamento com fissuras diagonais formadas por ocasião do aumento da carga aplicada. Nos três modelos existiu o escoamento de estribos e apenas na viga A ele foi anterior (209 kN) ao estado limite último, caracterizado pelo esgotamento da capacidade resistente. Nessa peça, novamente os estribos instrumentados ficaram comprimidos até 80% da força última. Nos demais modelos esse comportamento também foi observado, porém diferiram os níveis de carga em que essas armaduras passaram a ser tracionadas. Na viga B ele correspondeu à 76% da força última e na C à 72%. É importante destacar que os valores de deformações dos estribos se referem às leituras feitas à meia altura.

Entre o instante (209 kN) do escoamento do estribo direito da viga A e a sua ruína, a carga aplicada foi aumentada em 5,2% e o deslocamento em 47%. O Gráfico 4.24 mostra as curvas de deformações específicas das armaduras em função da tensão de cisalhamento. Nele são indicados os limites de escoamento das armaduras e as resistências ao cisalhamento obtidas conforme a ABNT NBR 15961-1:2011.

No modelo B o escoamento do estribo somente se efetivou durante o ciclo de descarga e foi registrado quando a força total aplicada era igual a 232 kN, valor bastante próximo ao da ruptura teórica. Pouco depois, com 193 kN, as leituras saíram de escala. No instante da ruína o deslocamento foi de 3,63 mm, correspondente a  $l/493$ .

**Gráfico 4.24** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

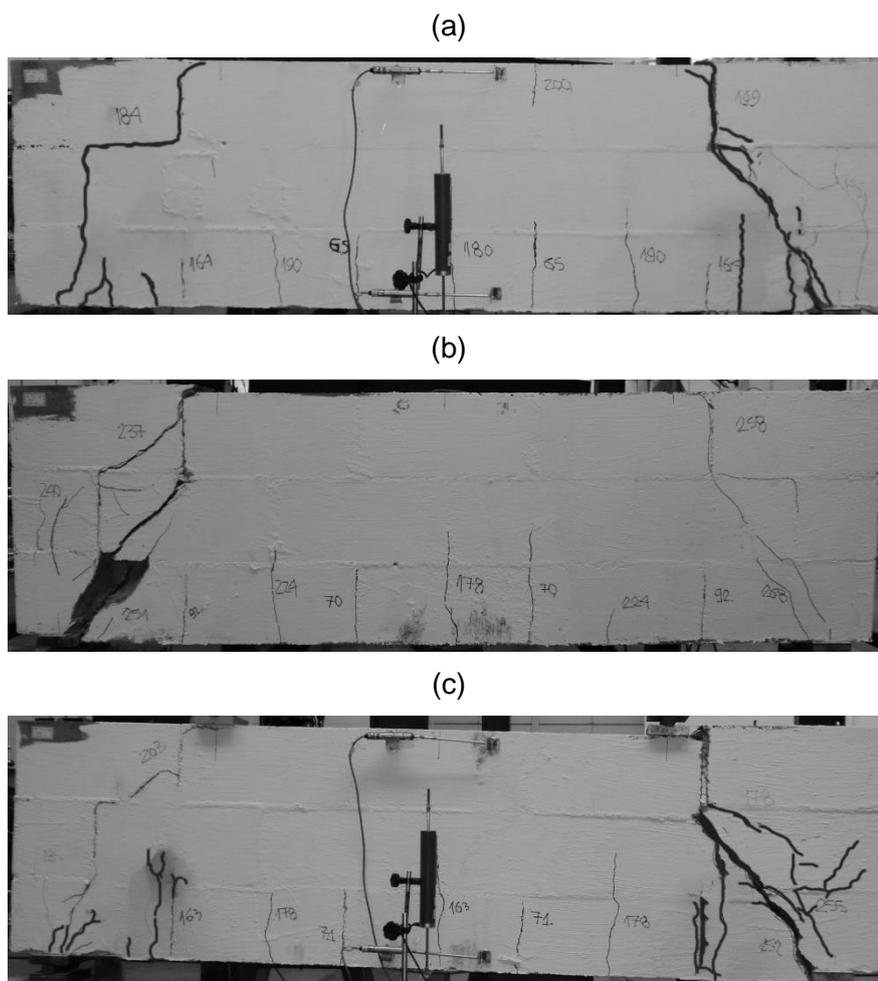


Fonte: O Autor.

Nesta viga, a fissura diagonal exibiu grande abertura e na vizinhança do apoio esquerdo, próximo à ancoragem da armadura, houve o desprendimento de parte do modelo, o que expôs o graute no seu interior. As Figuras 4.36 e 4.37 apresentam o panorama de fissuração das três peças.

Nas três vigas as fissuras de flexão surgiram inicialmente nas juntas verticais e, posteriormente, com cargas de maior intensidade, nas metades do comprimento das canaletas e blocos. As fissuras tiveram um espaçamento preferencial igual a duas vezes o módulo básico<sup>12</sup>, já que nessa posição elas coincidiam com as juntas verticais da segunda e terceira fiadas. De modo geral, elas não avançaram além da metade da altura da segunda fiada, Figura 4.36.

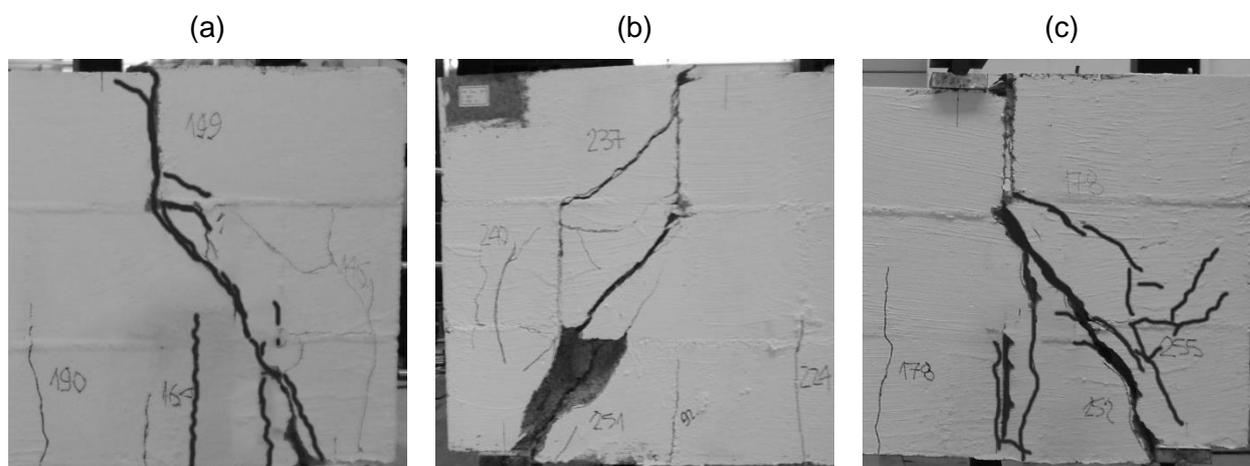
**Figura 4.36** - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C.



**Fonte:** O Autor.

<sup>12</sup> Segundo a ABNT NBR 6136:2014 o módulo básico é igual a 100 mm ( $M=100$  mm).

**Figura 4.37** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C.

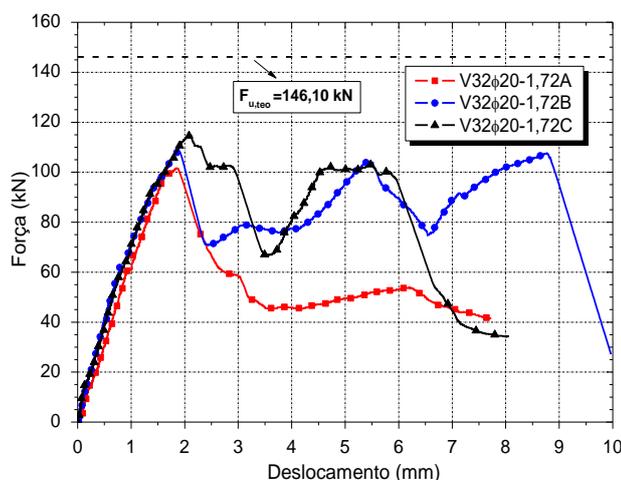


Fonte: O Autor.

#### 4.5.3.4 V32 $\phi$ 20-1,72A, V32 $\phi$ 20-1,72B e V32 $\phi$ 20-1,72C

As forças últimas experimentais destas três vigas foram inferiores ao valor calculado com base na ABNT NBR 15961-1:2011. A maior diferença (30,5%) ocorreu na viga A, que foi a peça com menor capacidade resistente. Os outros dois modelos também tiveram diferenças significativas, superiores a 20%. O Gráfico 4.25 e a Tabela 4.19 apresentam os resultados.

**Gráfico 4.25** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.19** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.

<b>Série 3</b>					
<b>2<math>\phi</math>20 mm (<math>\rho_{sl}=0,91\%</math>)</b>					
<b>Viga</b>	<b><math>F_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{u,exp}</math> (kN)</b>	<b><math>M_{u,exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}</math></b>	<b>Flecha (mm)</b>
V32 $\phi$ 20-1,72A	101,56	50,78	43,16	0,70	9,15
V32 $\phi$ 20-1,72B	108,18	54,09	45,98	0,74	12,25
V32 $\phi$ 20-1,72C	115,00	57,50	48,88	0,79	9,91
<b>Média</b>	<b>108,25</b>	<b>54,12</b>	<b>46,01</b>	<b>0,74</b>	<b>10,44</b>
<b>DP</b>	6,72	3,36	2,86	0,05	1,62
<b>CV (%)</b>	6,21	6,21	6,21	6,21	15,49

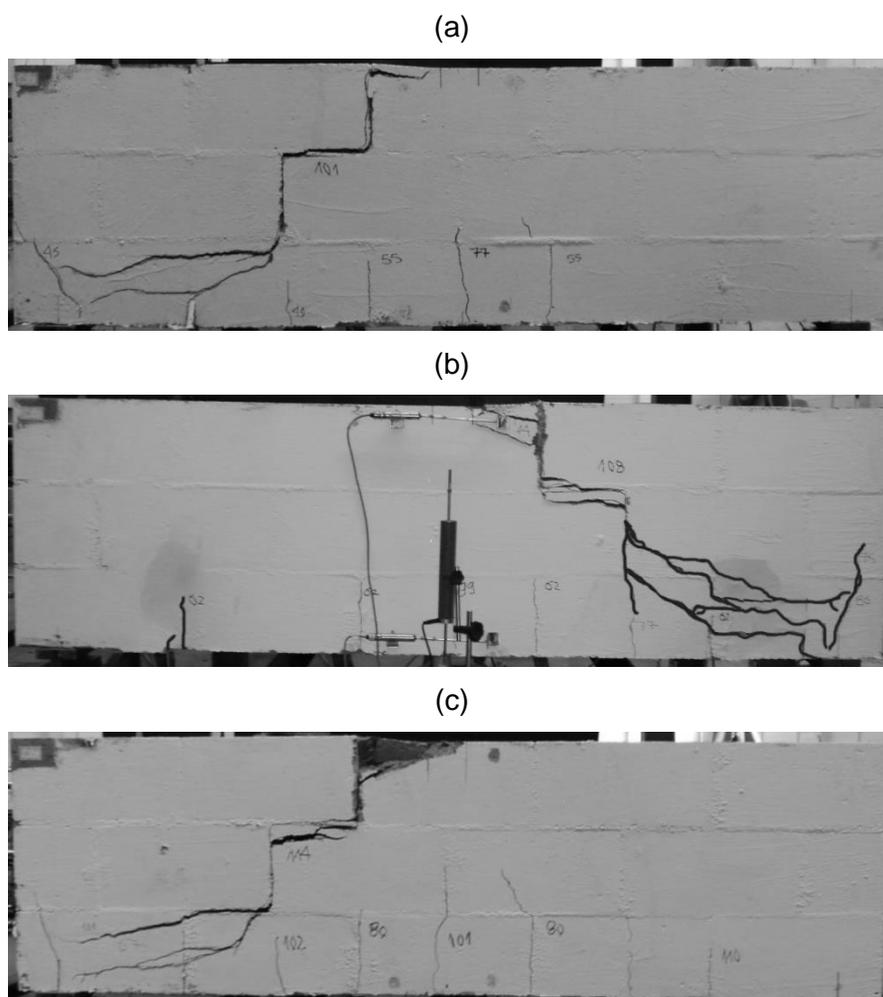
**Fonte:** O Autor.

O comportamento dos modelos foi bastante atípico, de modo especial nos exemplares B e C, nos quais houve uma absorção significativa de carga mesmo depois da ruína. Na viga B, por exemplo, imediatamente após o estado limite último, quando se presumiu que a totalidade da capacidade resistente havia se esgotado, devido a uma brusca redução da carga aplicada, novamente a peça foi recarregada, fato que se repetiu por duas vezes, Gráfico 4.25. Nesses dois ciclos de recarga as forças aplicadas corresponderam, respectivamente, a 96 e a 99,5% da força última ( $F_u$ ). Na viga C esse feito também ocorreu e se repetiu uma única vez, com força igual a  $0,90.F_u$ . Isso indica que outros mecanismos resistentes atuavam nesse estágio, complementando a resistência obtida pela transmissão direta de carga até os apoios. É importante destacar que mesmo tendo havido essa mudança de comportamento a ruptura dos três modelos sobreveio de forma não avisada.

A força última das peças (instante da ruína) foi atingida poucos segundos após o desenvolvimento de fissuras ao longo das juntas verticais e horizontais, com uma forma escalonada, que ligaram o ponto de aplicação da força e o apoio, e separou a viga em duas partes. O término do ensaio, porém, se efetivou quando essas fissuras tiveram maior abertura, o que reduziu o engrenamento (ou o atrito nas interfaces das fissuras) dos grãos do agregado graúdo e a transmissão de carga através do banzo comprimido. As fissuras críticas surgiram com 101, 108 e 114 kN, respectivamente para os modelos A, B e C.

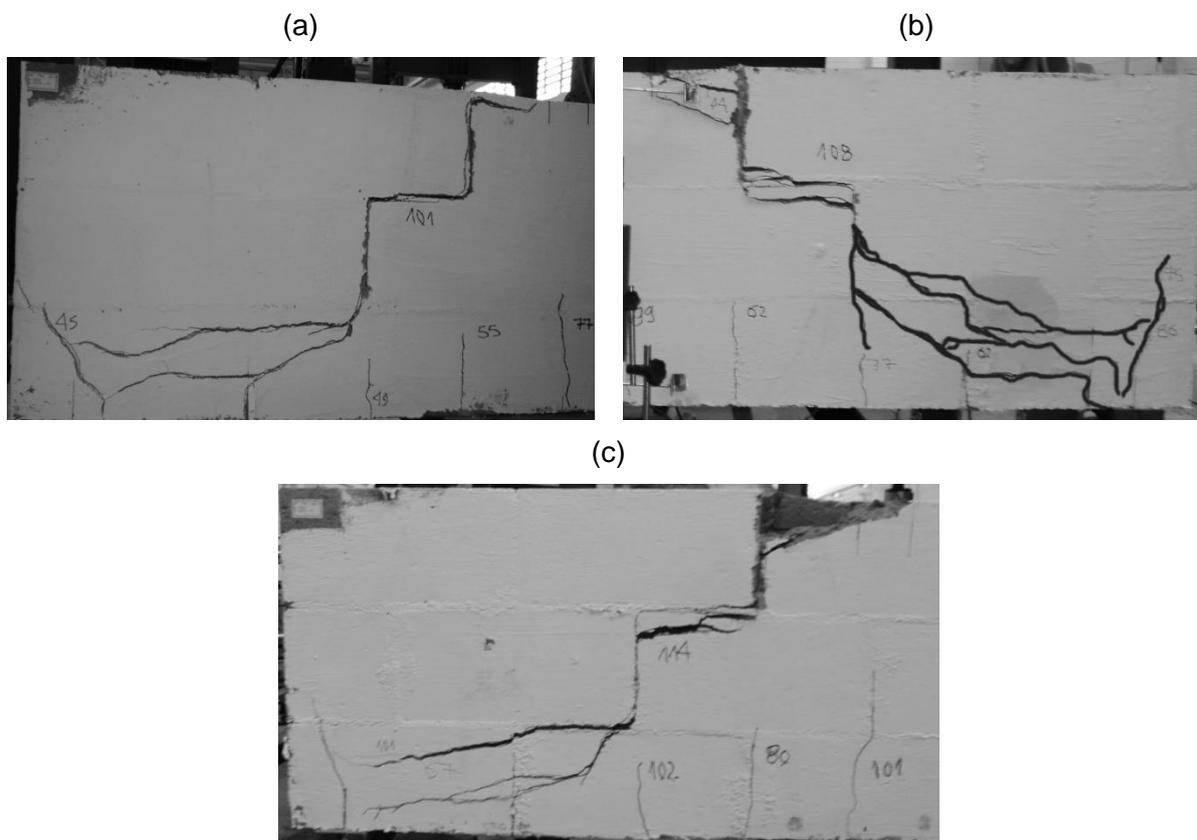
Os panoramas de fissuração apresentados nas Figuras 4.38 e 4.39 sugerem a trajetória direta de carga até os apoios e a mobilização do efeito de pino. A presença de fissuras ao longo da posição das armaduras longitudinais, na vizinhança dos apoios nos lados correspondentes ao da ruptura, confirma a armadura se comportando como um pino de ligação entre as duas faces da fissura, ainda que menos evidente quando comparado com os modelos anteriores. Essas fissuras paralelas à posição das armaduras revelam a perda de aderência entre as barras e o material envolvente devido ao aparecimento de tensões de cisalhamento longitudinais.

**Figura 4.38** - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 4.39** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.

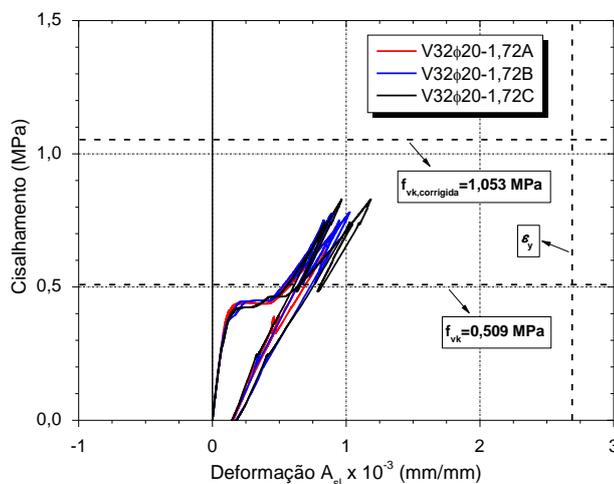


**Fonte:** O Autor.

Nas vigas B e C houve o esmagamento da alvenaria na região monitorada, localizada sob os pontos de aplicação das forças. Especificamente na contraprova C ocorreu o deslocamento de parte do modelo (ver Figura 4.38 (c) e 4.39 (c)), fato que comprometeu a transmissão de carregamento através do banzo comprimido. Neste modelo, também se observou a inclinação das fissuras de flexão em direção às forças pouco antes do colapso.

Nos três casos os deslocamentos correspondentes ao instante da ruína foram bastante próximos e tiveram os seguintes valores para as vigas A, B e C respectivamente: 1,85, 1,88 e 2,11 mm. Como previsto, em nenhum modelo houve o escoamento das armaduras longitudinais e a deformação máxima se limitou a 1,19‰ na viga C, Gráfico 4.26.

**Gráfico 4.26** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos.



**Fonte:** O Autor.

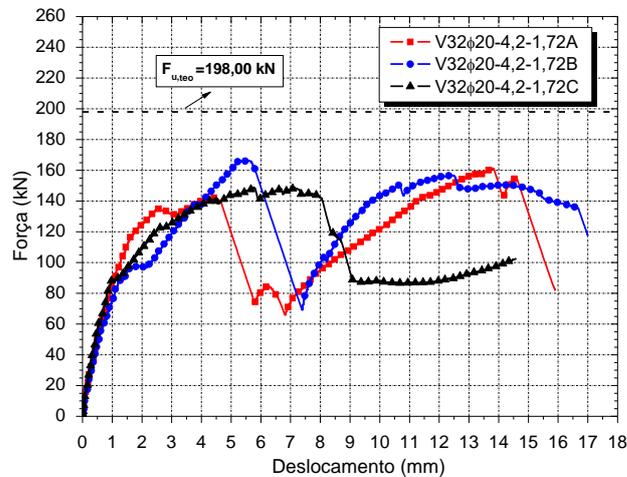
#### 4.5.3.5 V32φ20-4,2-1,72A, V32φ20-4,2-1,72B e V32φ20-4,2-1,72C

Novamente nestes modelos, a força última experimental foi inferior ao valor previsto pelo cálculo teórico. Esperava-se que a ruína por cisalhamento ocorresse quando a força total aplicada fosse próxima a 198 kN, contudo, o modelo com melhor resultado atingiu apenas 166,2 kN, isto é, 16% a menos.

Sobre os resultados destas vigas, é oportuno observar que o graute usado no seu preenchimento foi o que teve as piores características, Tabela 4.15. Em comparação com o utilizado nas vigas sem estribos (modelos de referência), as resistências à compressão e à tração foram menores em 48 e 21%, respectivamente. Mesmo assim, com essas diferenças de resistências, houve um acréscimo médio de 47% na capacidade resistente em relação àqueles modelos.

A adição de estribos alterou o mecanismo de ruptura com o colapso sendo precedido por uma intensa fissuração e comportamento pós-pico bastante dúctil (ver Gráfico 4.27). Essa fissuração prévia é condição essencial para qualquer elemento com finalidade estrutural, pois, além de possibilitar intuir que o estado limite último está para ocorrer também permite a execução de eventuais reforços. As flechas destas vigas, como se constata na Tabela 4.20, foram bem maiores que as obtidas nas V32φ20-1,72, sendo, em média, 61,5% superior.

**Gráfico 4.27** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



Fonte: O Autor.

**Tabela 4.20** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

Série 3					
$2\phi 20$ mm ( $\rho_{sl}=0,91\%$ e $\rho_{sw}=0,05\%$ )					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V32φ20-4,2-1,72A	161,23	80,61	68,52	0,81	18,00
V32φ20-4,2-1,72B	166,20	83,10	70,64	0,84	17,89
V32φ20-4,2-1,72C	148,69	74,34	63,19	0,75	14,70
<b>Média</b>	<b>158,71</b>	<b>79,35</b>	<b>67,45</b>	<b>0,80</b>	<b>16,86</b>
<b>DP</b>	9,03	4,51	3,84	0,05	1,88
<b>CV (%)</b>	5,69	5,69	5,69	5,69	11,12

Fonte: O Autor.

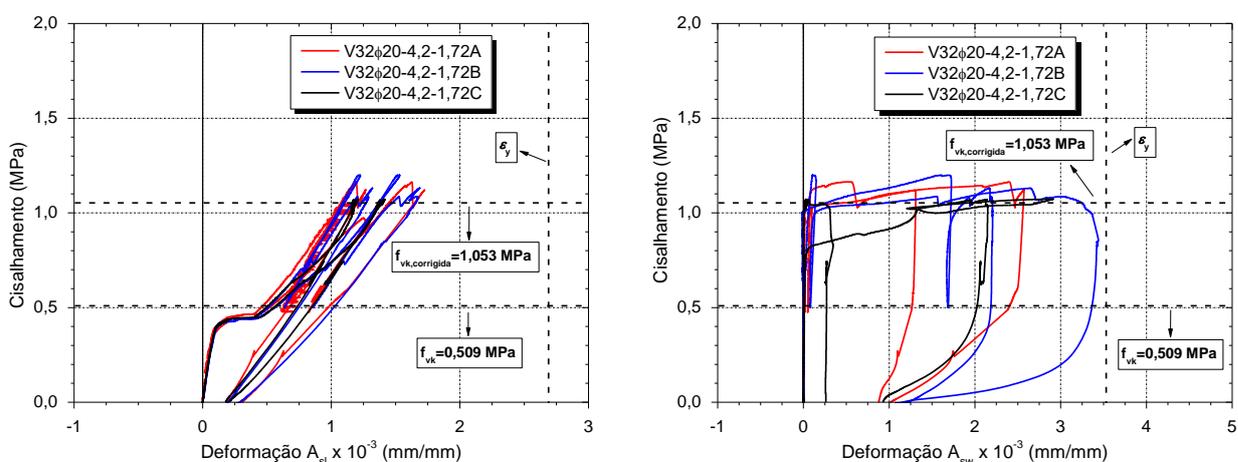
A análise do Gráfico 4.27 revela que a aplicação de carga, em virtude da redistribuição de esforços, não se deu em um único ciclo, de modo especial nos exemplares A e B. Particularmente na viga A, somente no segundo ciclo que a força de ruína foi atingida. Na primeira etapa, a força máxima aplicada foi equivalente a 88% da força última e, imediatamente após este carregamento a força foi bruscamente reduzida para 65 kN, para em seguida aumentar novamente.

Diferentemente da viga A, na B o carregamento último foi alcançado logo no primeiro ciclo. Após o esgotamento de sua capacidade resistente também houve

uma redução repentina de carga, para novamente ser recarregada até 94% da força última. A observação desse fenômeno sugere a ruptura de algum estribo não instrumentado, já que para esses níveis de carregamento, as fissuras, manifestadas nos lados onde os estribos foram mais mobilizados, exibiam grande abertura e propagação, além do fato de que ele sempre foi acompanhado por uma brusca redução de carga. Essa suspeita de ruptura, porém, só foi confirmada após a demolição dos modelos, fato que também foi observado na viga C.

Como se constata no Gráfico 4.28, em nenhum dos três casos se registrou o escoamento da armadura longitudinal ou de algum estribo instrumentado. Na viga B, o estribo posicionado no lado direito, onde a peça esteve mais degradada, se aproximou bastante do limite de escoamento (3,53‰) e a sua deformação máxima foi igual a 3,44‰.

**Gráfico 4.28** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

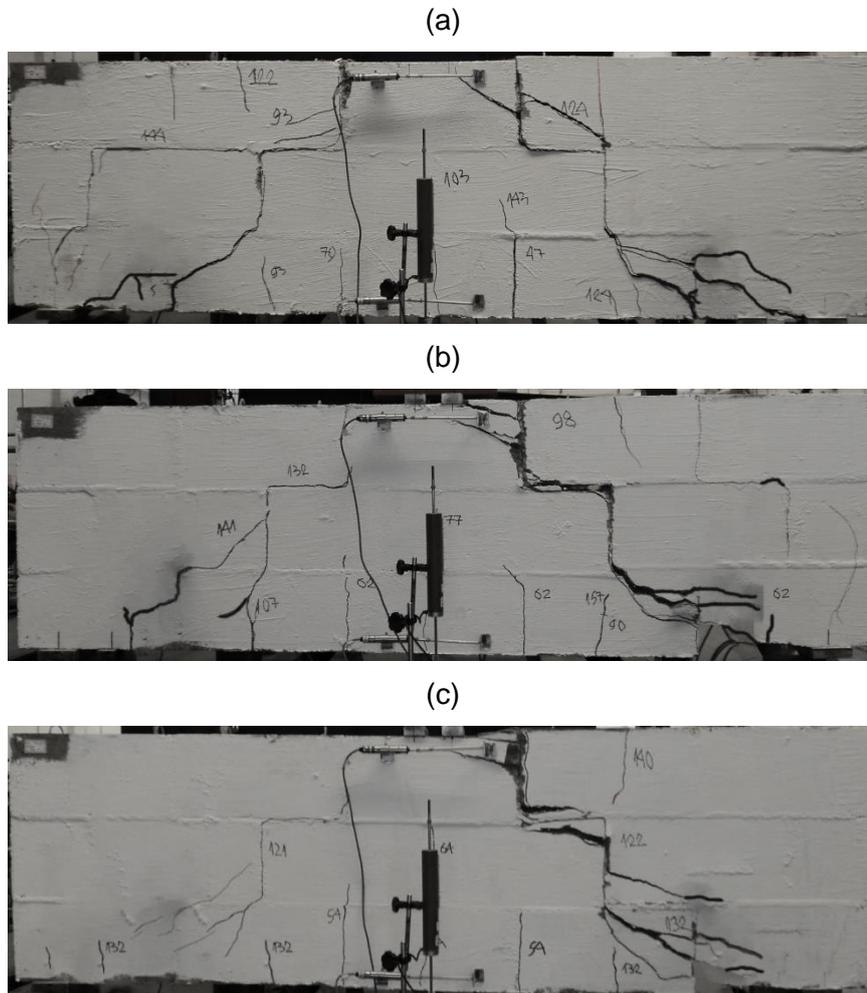


**Fonte:** O Autor.

Nos três casos houve uma semelhança na trajetória das fissuras, as quais se propagaram através das juntas e, em algumas regiões, na vizinhança dos apoios, seguiram inclinadamente atravessando a alvenaria, Figura 4.40 e 4.41. Na viga A a fissura de cisalhamento se formou inicialmente no lado esquerdo, com carga igual a 93 kN. Somente com 142 kN, devido à propagação de uma fissura através da junta horizontal, que o estribo instrumentado foi bruscamente acionado. Na B, a fissura diagonal surgiu no lado direito e com carga bastante próxima, igual a 98 kN. Ao final do ensaio, a abertura desta fissura era tão grande que permitia enxergar o lado oposto. Nesses dois modelos se registrou o esmagamento da alvenaria, contudo, nos dois

casos também apareceram fissuras dentro do trecho monitorado pelos transdutores, o que pode ter comprometido as medições.

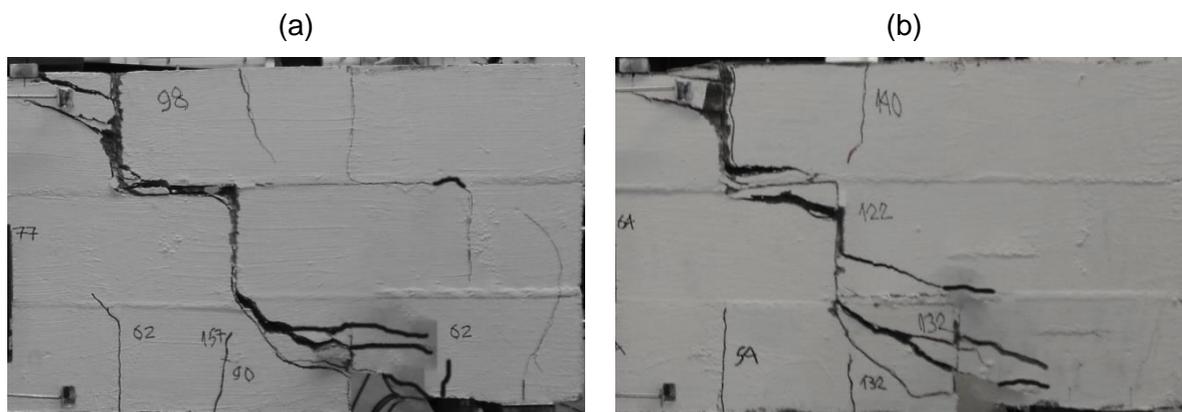
**Figura 4.40** - Padrão de fissuração das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C.



**Fonte:** O Autor.

Particularmente nas vigas B e C, ao lado do apoio direito (ver Figura 4.41), houve o desprendimento de parte dos modelos. Isso ocorreu em virtude da compressão das bielas de alvenaria que empurraram as armaduras longitudinais para baixo. Os detalhes das regiões onde houve a ruptura nos modelos B e C são mostrados na Figura 4.41. Não se apresenta o da viga A, pois nesta peça não existiu um lado mais degradado: a ruptura por tração diagonal se deu de forma semelhante nos dois lados (ver Figura 4.40 (a)).

**Figura 4.41** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) V32 $\phi$ 20-1,72B e (b) V32 $\phi$ 20-1,72C.



**Fonte:** O Autor.

De fato, o trajeto da fissura influenciou diretamente no registro de deformação do estribo instrumentado. Nos casos em que ela se formou na imediata vizinhança dos apoios e progrediu em direção ao banzo comprimido, para o entorno dos pontos onde as forças foram introduzidas, esses estribos foram acionados somente pouco antes à ruína. Em contrapartida, as fissuras formadas a partir da borda tracionada, entre o estribo adjacente e o instrumentado, tão logo este estribo foi acionado, e esses foram os casos em que o limite de escoamento mais se aproximou. Como se constatou após a demolição dos modelos, os estribos mais próximos aos apoios já haviam se rompido.

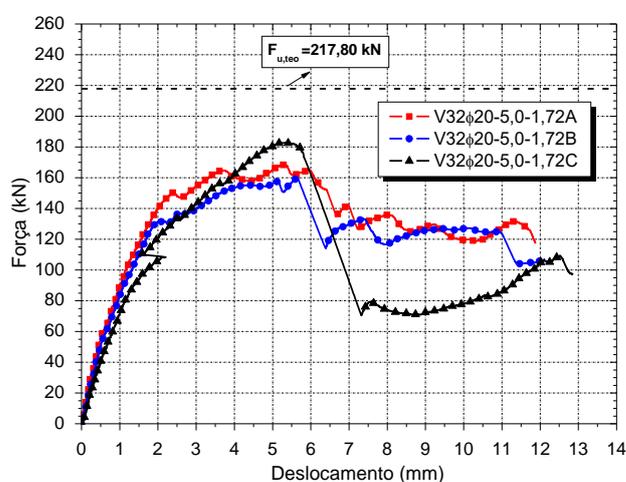
#### 4.5.3.6 V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C

A ruína destes modelos ocorreu devido à insuficiência da armadura transversal. Houve a ruptura de estribos dispostos na vizinhança dos apoios, fato que só se confirmou após a demolição dos modelos, já que os estribos instrumentados, posicionados próximos às cargas, se mantiveram com tensões inferiores ao da tensão de limite de escoamento.

A ruptura foi caracterizada pela formação de fissuras de cisalhamento que se desenvolveram preferencialmente através das juntas verticais e horizontais com configuração escalonada. Por ocasião do aumento da carga aplicada essas fissuras revelaram maior abertura e penetraram no banzo comprimido, o que causou o rompimento dos estribos.

Mais uma vez, os resultados experimentais foram inferiores ao previsto no cálculo, em média, 22% menores. Em comparação com os modelos de referência e os armados com estribos de 4,2 mm de diâmetro houve, respectivamente, um aumento de 57 e 7% nas forças últimas. É provável que se as resistências à compressão e a tração do graute utilizado nos modelos com estribos de 4,2 mm fossem semelhantes às demais, estas vigas com estribos de 5 mm seriam menos resistentes. O Gráfico 4.29 e a Tabela 4.21 apresentam os resultados ensaios.

**Gráfico 4.29** - Força  $\times$  deslocamento das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



**Fonte:** O Autor.

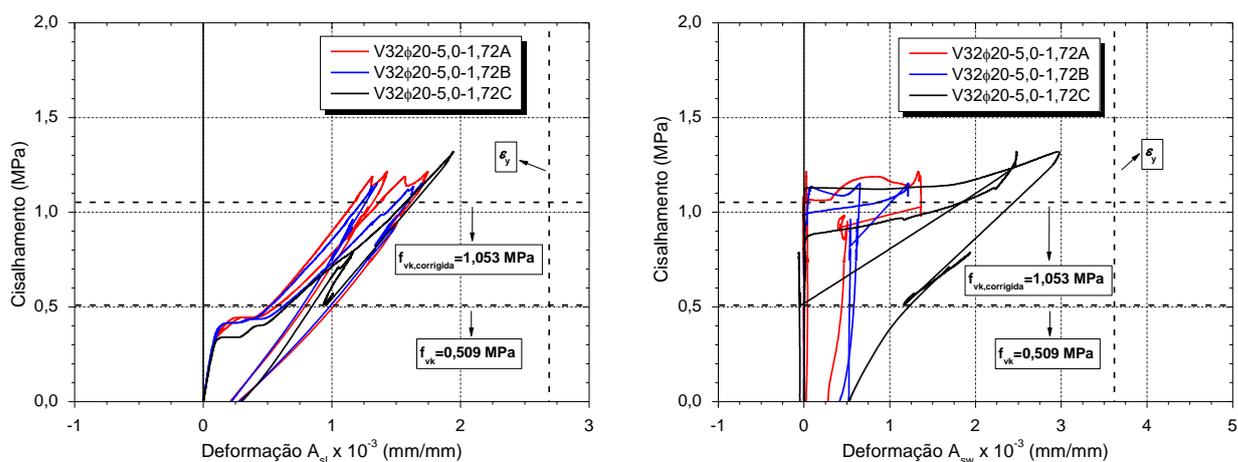
Em nenhum dos modelos se registrou o escoamento das armaduras longitudinais ou dos estribos instrumentados, Gráfico 4.30. Na viga C, a qual apresentou melhor resultado, o estribo posicionado no lado direito teve deformação máxima igual a 2,98‰. Esse estribo foi bruscamente acionado devido à propagação de uma fissura através da junta horizontal, com carga igual a 155 kN. Nos três modelos houve o esmagamento da alvenaria no entorno dos pontos de aplicação de cargas. As Figuras 4.42 e 4.43 mostram os panoramas de fissuração.

**Tabela 4.21** - Resultados das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

<b>Série 3</b>					
<b>2<math>\phi</math>20 mm (<math>\rho_{sl}=0,91\%</math> e <math>\rho_{sw}=0,07\%</math>)</b>					
Viga	$F_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,exp}$ (kN)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	Flecha (mm)
V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A	168,43	84,22	71,58	0,77	13,59
V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B	159,87	79,94	67,95	0,73	13,92
V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C	182,72	91,36	77,65	0,84	13,94
<b>Média</b>	<b>170,34</b>	<b>85,17</b>	<b>72,39</b>	<b>0,78</b>	<b>13,82</b>
<b>DP</b>	11,54	5,77	4,91	0,05	0,20
<b>CV (%)</b>	6,78	6,78	6,78	6,78	1,43

Fonte: O Autor.

**Gráfico 4.30** - Tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

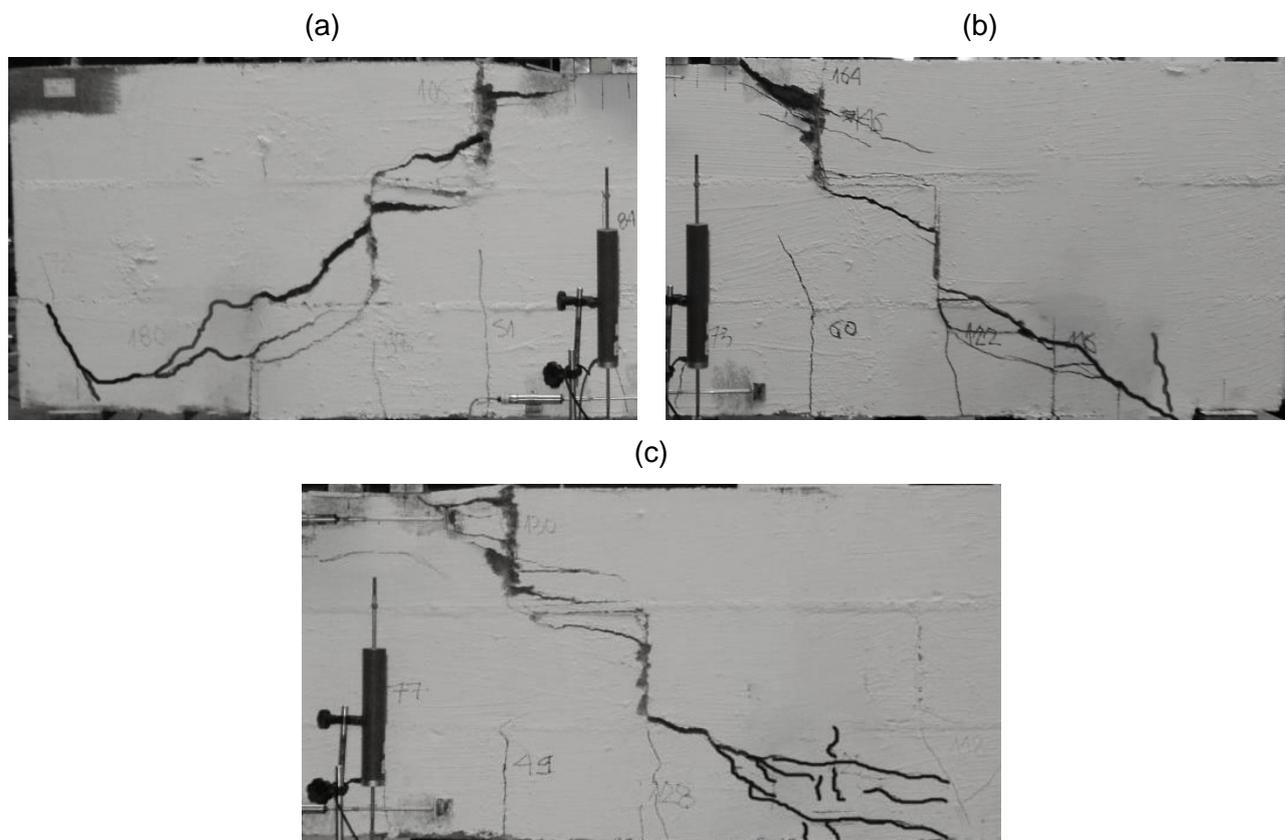


Fonte: O Autor.

A ausência de registro de escoamento dos estribos se deve ao padrão de formação das fissuras, que foram inicialmente interceptadas por outros estribos. Somente nas proximidades da ruína que os estribos instrumentados foram intensamente mobilizados. As reduções bruscas de carga e as tentativas de recarga posteriormente à ruína revelam a ruptura de estribos e a redistribuição de esforços, Gráfico 4.29.



**Figura 4.43** - Detalhe da região de ruptura das vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.



Fonte: O Autor.

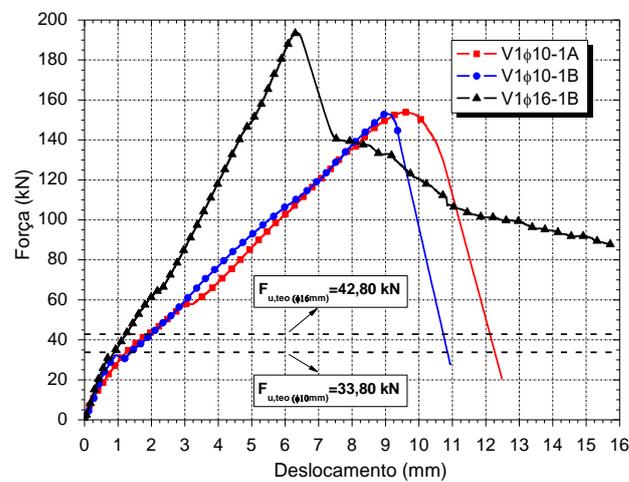
#### 4.6 Comentários finais

Abordou-se neste capítulo o programa experimental relativo às vigas. Inicialmente foram descritos os procedimentos de execução, a instrumentação e o aparato utilizados, os dimensionamentos e detalhes dos modelos e a caracterização das barras e fios de aço. Na sequência, os ensaios foram apresentados e discutidos para cada uma das três Séries e conforme a variável em estudo. Quanto às análises, foram focados os aspectos referentes à força de ruptura e a sua comparação com o dimensionamento proposto pela norma, à fissuração, aos deslocamentos e às deformações da alvenaria e das armaduras.

As forças últimas experimentais dos modelos com uma fiada foram as que mais se distanciaram da previsão teórica. Diferentemente do dimensionamento, nas duas vigas com armaduras de flexão com 10 mm de diâmetro a ruína se deu em razão do escoamento da armadura longitudinal. O aumento da taxa dessa armadura,

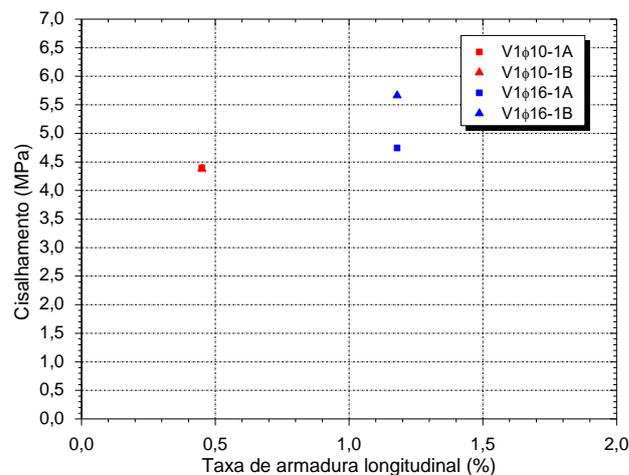
analisado nas vigas V1φ16-1, resultou no incremento da capacidade resistente, da rigidez e na alteração da forma de ruína. Em toda a Série 1 a capacidade das peças esteve associada unicamente à resistência à tração da alvenaria e a mobilização dos mecanismos resistentes. O Gráfico 4.31 apresenta as curvas força  $x$  deslocamento dos modelos e o Gráfico 4.32 revela a relação entre a tensão de cisalhamento e a taxa geométrica de armadura longitudinal ( $\rho_{sl}$ ). Para o caso considerado houve um aumento de 18,4% na tensão de cisalhamento quando a taxa de armadura passou de 0,45 para 1,18%.

**Gráfico 4.31** - Força  $x$  deslocamento das vigas da Série 1 ( $a/d=1$ ).



Fonte: O Autor.

**Gráfico 4.32** - Tensão de cisalhamento  $x$  taxa geométrica da armadura longitudinal.



Fonte: O Autor.

Essa influência da taxa de armadura sobre a capacidade resistente à força cortante, a qual também é afetada pelo tipo de aço, pode ser explicada por meio do mecanismo de transferência de forças através das superfícies das fissuras de cisalhamento e da flexão local das barras longitudinais. Tendo em vista o aparecimento das fissuras inclinadas, cujas superfícies são bastante irregulares, uma parcela da força cortante total é transmitida pelas forças de atrito desenvolvidas pelo engrenamento dos grãos do agregado graúdo. Dessa forma, quanto maiores as percentagens de armadura longitudinal, as quais permitem controlar a abertura das fissuras, maior é a parcela de força transmitida por esse mecanismo.

Quanto ao efeito pino, a maior rigidez do aço em comparação com a alvenaria envolvente faz com que as barras funcionem como pinos de ligação que solidarizam as duas partes da viga separadas pelas fissuras e, dessa forma, aumentem a porção de alvenaria que colabora na transmissão da força cortante. Segundo Wight e MacGregor (2012), no caso de peças em concreto armado sem estribos, imediatamente após o desenvolvimento da fissura diagonal entre 40 e 60% da força cortante total é transmitida através das superfícies da fissura pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito pino.

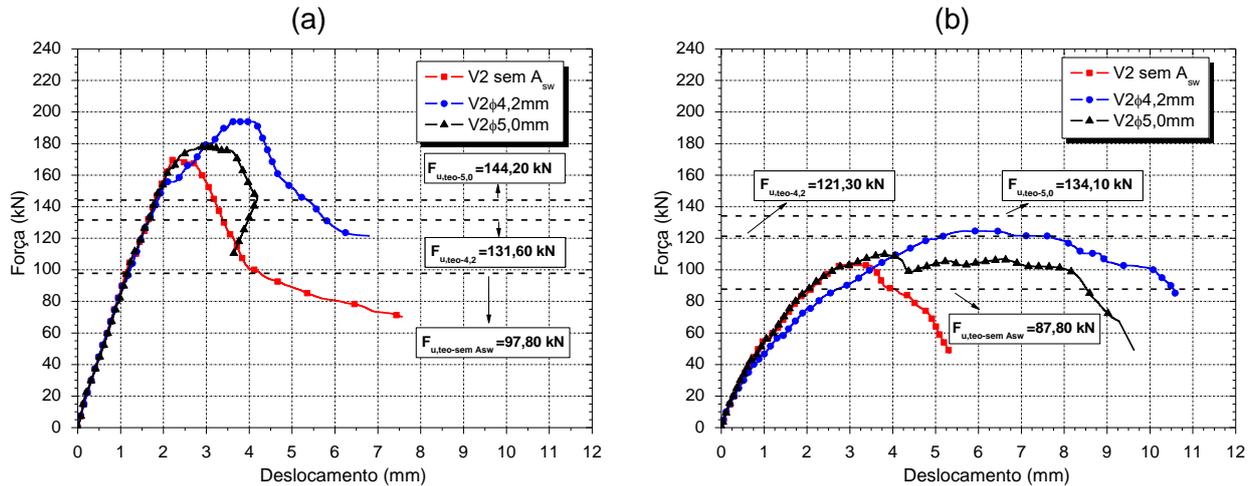
Nesta Série, a configuração das vigas ao final dos ensaios indicou o comportamento de arco, com o carregamento sendo transmitido diretamente para os apoios. Como explicam Leonhardt e Mönning (2007), esse efeito implica no aumento da resistência ao cisalhamento no caso de vigas compactas ( $2 \leq l/h < 8$ ) ou no de cargas próximas aos apoios ( $a/h < 2$ ).

Nas vigas com duas fiadas apenas a V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B teve resultado inferior ao teórico. De modo geral, para as duas relações  $a/d$  e as duas taxas de armadura transversal analisadas, houve uma tendência de redução da relação  $V_{u,exp}/V_{u,teo}$  com aumento do diâmetro dos estribos. Para as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72), as vigas com taxas de armadura transversal igual a 0,07% foram menos resistentes que as com taxas iguais a 0,05%, ainda que o graute tenha tido resistências à compressão e à tração semelhantes.

Nas vigas da Série 3 essa diminuição da diferença entre os resultados experimentais e teóricos só não foi observada nos elementos ensaiados com

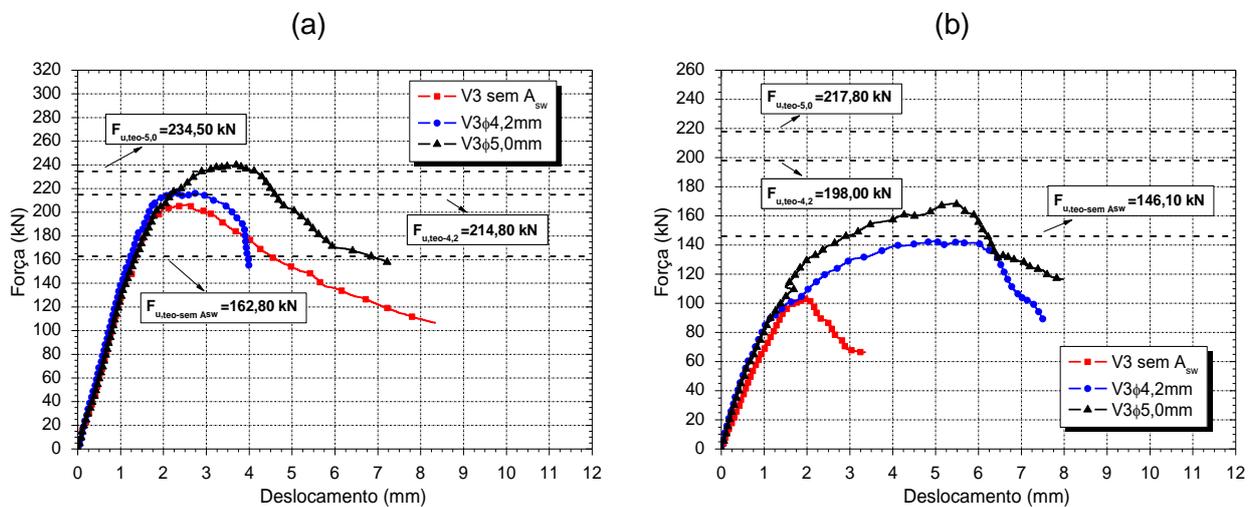
$a/d=1,72$ , os quais apresentaram uma diferença aproximadamente constante em torno de 0,77 (valor médio). Os Gráficos 4.33 e 4.34 apresentam as curvas médias dos ensaios das Séries 2 e 3, respectivamente.

**Gráfico 4.33** - Força  $x$  deslocamento das vigas da Série 2: (a)  $a/d=0,77$  e (b)  $a/d=1,72$ .



Fonte: O Autor.

**Gráfico 4.34** - Força  $x$  deslocamento das vigas da Série 3: (a)  $a/d=0,77$  e (b)  $a/d=1,72$ .



Fonte: O Autor.

A ruína dos modelos se deu essencialmente por cisalhamento: ou devido ao apoio das bielas de alvenaria nas armaduras longitudinais, provocando a flexão local nas barras; ou em virtude da propagação de fissuras diagonais que se encurvaram de modo semelhante às trajetórias das tensões principais de compressão, causando a ruptura dos estribos; ou com o esmagamento da alvenaria no banzo comprimido, no entorno do ponto de aplicação das forças.

Quanto à ruptura dos modelos das Séries 2 e 3 não armados ao cisalhamento, essa ocorreu de forma frágil, sem avisos. Nas peças com estribos, porém, ela foi precedida por uma intensa fissuração, de modo especial na vizinhança dos apoios, indicando que o colapso era iminente. Em alguns dos modelos o rompimento dessas armaduras somente se confirmou após a demolição das vigas. A ausência de registros de escoamento nos estribos instrumentados se deve à trajetória das fissuras, que acabaram sendo interceptadas anteriormente por outros estribos (não instrumentados).

Conforme se observa no Gráfico 4.34 (a), não houve um aumento significativo (7,4%) da capacidade resistente dos modelos com estribos de 4,2 mm em comparação com as vigas não armadas. O mesmo se constata nas vigas com estribos de 5,0 mm e ensaiadas com  $a/d=1,72$ . Em comparação com os modelos com armaduras de cisalhamento de 4,2 mm, houve um incremento da força última de 7,3%. Quanto à comparação entre as vigas sem estribos e as com estribos de 4,2 mm, registrou-se um aumento de 46,6% em sua capacidade.

A Tabela 4.22 sintetiza os resultados de todos os ensaios. A fim de neutralizar a influência do graute na resistência ao cisalhamento e também facilitar a comparação entre os modelos, na última coluna da Tabela 4.22 são indicados os valores correspondentes da divisão da tensão de cisalhamento experimental  $\left(\frac{V_{u,exp}}{b.d}\right)$  pela raiz quadrada da resistência à compressão do graute  $\left(\sqrt{f_g}\right)$ . Conforme se constata, as vigas com três fiadas armadas com estribos de 5,0 mm e ensaiadas com  $a/d=1,72$  foram menos resistentes que as com estribos de 4,2 mm. Esse comportamento também pode ser observado no Gráfico 4.35 (b).

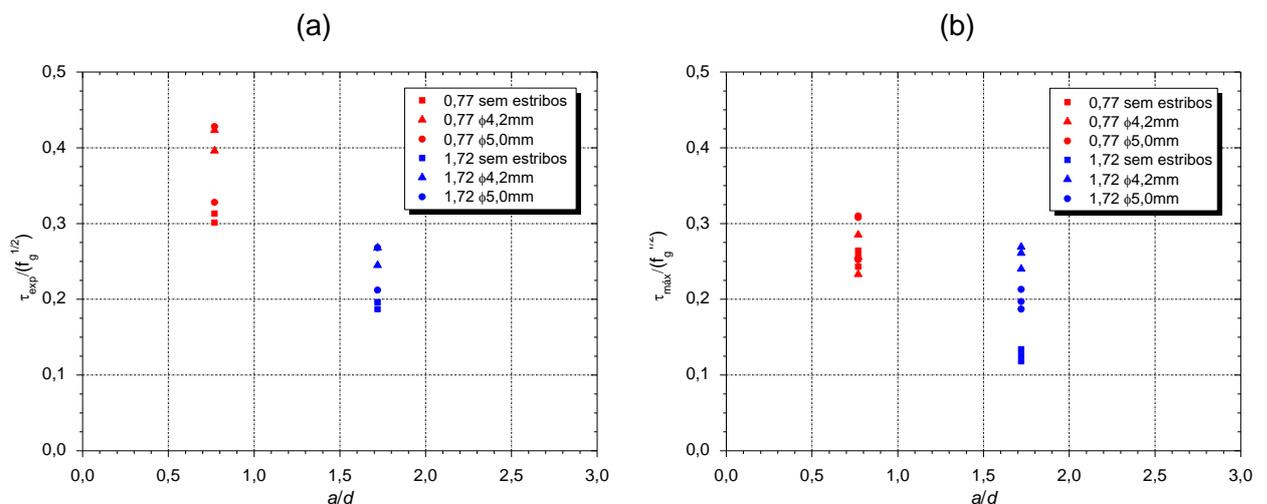
**Tabela 4.22** – Resultados dos ensaios e comparação dos resultados teóricos e experimentais.

Série	Viga	$f_g - f_{gt}$ (MPa)	$\rho_{sw}$ (%)	$\rho_{sl}$ (%)	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,teo}$ (kN)	$\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teo}}$	$f$ (mm)	$\left(\frac{V_{u,exp}}{b \cdot d}\right) \sqrt{f_g}$	
1	φ10-1A	33,55 (2,16)	-	0,45	76,91	16,90	4,55	12,52	0,759	
	φ10-1B				76,65		4,54	10,94	0,756	
	φ16-1A			1,18	81,00	21,40	3,79	-	0,819	
	φ16-1B				96,74		4,52	15,77	0,978	
2	φ20-0,77A	39,24 (3,13)	-	0,70	84,57	48,90	1,73	7,61	0,301	
	φ20-0,77B				87,94		1,80	7,95	0,313	
	φ20-4,2-0,77A	30,86 (2,27)	0,05		98,48	65,80	1,50	9,67	0,396	
	φ20-4,2-0,77B				105,38		1,60	10,57	0,423	
	φ20-5,0-0,77A	33,55 (2,16)	0,07		0,70	85,14	72,10	1,18	9,54	0,328
	φ20-5,0-0,77B					111,13		1,54	8,53	0,428
	φ20-1,72A	39,24 (3,13)	-	0,70		52,54	43,90	1,20	4,81	0,187
	φ20-1,72B					55,05		1,25	5,96	0,196
	φ20-4,2-1,72A	30,86 (2,27)	0,05			66,59	60,60	1,10	12,52	0,268
	φ20-4,2-1,72B					60,97		1,01	12,66	0,245
	φ20-5,0-1,72A	33,55 (2,16)	0,07		0,70	69,50	67,10	1,04	-	0,268
	φ20-5,0-1,72B					54,95		0,82	10,81	0,212
3	2φ20-0,77A	36,38 (2,27)	-	0,91		107,04	81,40	1,31	11,62	0,256
	2φ20-0,77B					110,39		1,36	17,77	0,264
	2φ20-0,77C					101,38		1,25	12,06	0,243
	2φ20-4,2-0,77A	40,83 (2,87)	0,05			103,21	107,40	0,96	16,58	0,233
	2φ20-4,2-0,77B				126,12	1,17		19,66	0,285	
	2φ20-4,2-0,77C				113,19	1,05		14,11	0,256	
	2φ20-5,0-0,77A	39,42 (2,84)	0,07	109,79	117,20	0,94	10,17	0,252		
	2φ20-5,0-0,77B			135,10		1,15	13,41	0,310		
	2φ20-5,0-0,77C			134,02		1,14	16,46	0,308		
	2φ20-1,72A	38,39 (3,09)	-	0,91	50,78	73,10	0,70	9,15	0,118	
	2φ20-1,72B				54,09		0,74	12,25	0,126	
	2φ20-1,72C				57,50		0,79	9,91	0,134	
	2φ20-4,2-1,72A	19,90 (2,44)	0,05		80,61	99,00	0,81	18,00	0,261	
	2φ20-4,2-1,72B				83,10		0,84	17,89	0,269	
	2φ20-4,2-1,72C				74,34		0,75	14,70	0,240	
	2φ20-5,0-1,72A	38,24 (3,15)	0,07	0,91	84,22	108,90	0,77	13,59	0,197	
2φ20-5,0-1,72B	79,94				0,73		13,92	0,187		
2φ20-5,0-1,72C	91,36				0,84		13,94	0,213		

Fonte: O Autor.

Os Gráficos 4.35 (a) e (b) mostram o comportamento dos modelos das Séries 2 e 3 em função da normalização da tensão de cisalhamento experimental  $\left(\frac{\tau_{\text{exp}}}{\sqrt{f_g}}\right)$  e da relação  $a/d$ . Considerando os resultados verifica-se que há um aumento da relação  $\frac{\tau_{\text{exp}}}{\sqrt{f_g}}$  com o incremento da taxa de armadura transversal ( $\rho_{\text{sw}}$ ) e a redução de  $a/d$ . Esse efeito só não se confirmou para as vigas V2 $\phi$ 20-5,0-0,77, V2 $\phi$ 20-5,0-1,72 e V32 $\phi$ 20-5,0-1,72, que tiveram, na média, piores resultados quando o diâmetro dos estribos foi aumentado de 4,2 para 5,0 mm. Comparando-se os dados das Séries 2 e 3 (Gráfico 4.35), pode-se afirmar que as vigas com duas fiadas tiveram desempenho superior aos modelos com três fiadas, independentemente da relação  $a/d$  considerada.

**Gráfico 4.35** - Influência da taxa de armadura transversal e da relação  $a/d$  no comportamento das vigas: (a) Série 2 e (b) Série 3.



**Fonte:** O Autor.

A seguir são feitas algumas considerações a respeito dos fenômenos observados nos ensaios:

### - Fissuras de flexão

As primeiras fissuras identificadas foram as decorrentes da flexão dos modelos, manifestadas na região de momento fletor máximo e com configuração perpendicular ao eixo das vigas. Essas surgiram, inicialmente, nas juntas verticais e, com o aumento da força aplicada, nas metades dos blocos, com espaçamentos

correspondentes a duas vezes o módulo básico. Nos casos das peças ensaiadas com  $a/d=1,72$ , quando a ruína era próxima, se encurvavam para os pontos de introdução das forças.

O aparecimento da primeira fissura de flexão está propriamente relacionado com a resistência à tração da alvenaria. Por serem as juntas de argamassa o componente com a menor resistência, elas surgem preferencialmente a partir das juntas, caracterizando a ruptura da tensão de aderência bloco/argamassa. A Tabela 4.23 apresenta os valores das forças correspondentes à identificação visual da primeira fissura de flexão e os obtidos a partir dos gráficos da tensão de cisalhamento  $\times$  deformação específica das armaduras longitudinais. Convém salientar que nem sempre foi possível identificar esse instante com exatidão, já que as primeiras fissuras não são visíveis.

É importante comentar também que os valores indicados na Tabela 4.23 correspondem ao ponto de mudança de linearidade das curvas ou aos patamares que ocorreram em alguns dos modelos, como foi o caso, por exemplo, das vigas V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e B. No caso da Série 3, que foi armada com duas barras de 20 mm posicionadas na borda tracionada, os registros se referem à barra inferior.

Conforme se observa na Tabela 4.23, alguns dos resultados foram bastante discordantes, como é o caso da V2 $\phi$ 20-0,77A, da V2 $\phi$ 20-1,72A e o da V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, entre outras. Tais diferenças entre os valores do gráfico e o da marcação manual das fissuras estão relacionadas aos eventuais erros na identificação do instante em que as fissuras surgiram e da flexão da armadura longitudinal devido ao apoio das bielas, que foi localmente plastificada.

Com algumas exceções, os modelos com três fiadas e relação  $a/d=1,72$  foram os que apresentaram a menor discrepância entre os valores obtidos por meio dos gráficos e os da marcação das fissuras. Esses foram os modelos nos quais a mobilização do efeito pino aconteceu de forma menos pronunciada.

**Tabela 4.23** - Forças correspondentes à fissuração por flexão.

Série	Viga	$f_g - f_{gt}$ (MPa)	$F_{exp}$ (kN)	$F_{exp-gráfico}$ (kN)	
1	φ10-1A	33,55 (2,16)	21,00	25,30	
	φ10-1B		12,00	31,10	
	φ16-1A		23,00	31,70	
	φ16-1B		26,00	29,20	
2	φ20-0,77A	39,24 (3,13)	65,00	7,65	
	φ20-0,77B		75,00	17,50	
	φ20-4,2-0,77A	30,86 (2,27)	81,00	20,50	
	φ20-4,2-0,77B		73,00	18,00	
	φ20-5,0-0,77A	33,55 (2,16)	65,00	21,10	
	φ20-5,0-0,77B		80,00	21,80	
	φ20-1,72A	39,24 (3,13)	38,00	7,85	
	φ20-1,72B		31,00	9,60	
	φ20-4,2-1,72A	30,86 (2,27)	44,00	12,00	
	φ20-4,2-1,72B		28,00	13,50	
	φ20-5,0-1,72A	33,55 (2,16)	28,00	11,50	
	φ20-5,0-1,72B		29,00	12,50	
	3	2φ20-0,77A	36,38 (2,27)	-	127,00
		2φ20-0,77B		158,00	157,50
2φ20-0,77C		150,00		163,00	
2φ20-4,2-0,77A		40,83 (2,87)	136,00	128,00	
2φ20-4,2-0,77B			84,00	106,00	
2φ20-4,2-0,77C			82,00	133,00	
2φ20-5,0-0,77A		39,42 (2,84)	65,00	123,20	
2φ20-5,0-0,77B			70,00	141,20	
2φ20-5,0-0,77C			71,00	145,10	
2φ20-1,72A		38,39 (3,09)	49,00	56,20	
2φ20-1,72B			62,00	53,90	
2φ20-1,72C			80,00	56,50	
2φ20-4,2-1,72A		19,90 (2,44)	47,00	52,25	
2φ20-4,2-1,72B			62,00	55,90	
2φ20-4,2-1,72C			54,00	55,40	
2φ20-5,0-1,72A		38,24 (3,15)	51,00	51,75	
2φ20-5,0-1,72B			60,00	53,10	
2φ20-5,0-1,72C			49,00	43,70	

Fonte: O Autor.

### - Fissuras de cisalhamento

A ruína por cisalhamento se concretizou na maioria absoluta dos modelos. O padrão de fissuração foi caracterizado pela formação de fissuras diagonais no vão de cisalhamento ( $a$ ), compreendidas entre as forças e o apoio mais próximo. As fissuras, de modo geral, tiveram forma similar, desenvolvendo-se a partir dos apoios e avançando em direção aos pontos de aplicação das forças, ora cruzando os blocos e as juntas e ora progredindo de maneira escalonada, contornando as unidades.

Na Série 1, nomeadamente nos modelos com armaduras longitudinais de 16 mm, a ruína não ocorreu logo após a formação da fissura crítica, já que nesse instante os mecanismos, como o efeito pino e o engrenamento dos agregados, eram atuantes. Já nas peças com duas e três unidades não armadas ao cisalhamento o colapso sobreveio de forma repentina, sem avisos, pouco após a fissura diagonal, ou como no caso das vigas V32 $\phi$ 20-0,77, no imediato instante de sua formação.

Nem sempre se conseguiu registrar o escoamento dos estribos instrumentados em virtude da trajetória das fissuras. As fissuras que se formaram a partir dos apoios e propagaram em direção aos pontos de introdução do carregamento foram, inicialmente, interceptadas por estribos não instrumentados e, somente quando a ruína era próxima, mobilizou as armaduras instrumentadas. Quando, porém, elas se desenvolveram entre o estribo instrumentado e o adjacente, existiu a mobilização dessas armaduras. Normalmente, a mobilização dos estribos aconteceu antes da identificação de uma fissura diagonal. Quando ela se formou e atravessou a região do estribo instrumentado, houve um aumento brusco da tensão e, por consequência, da deformação específica.

Um fato interessante foi observado nas vigas da Série 3 não armadas ao cisalhamento e ensaiadas com  $a/d=1,72$ , de modo especial nos espécimes B e C, nos quais existiu a absorção de carga mesmo após a ruína. Esse comportamento revela a atuação de outros mecanismos resistentes: o término do ensaio só se efetivou quando a resistência provida por esses mecanismos foi esgotada.

De modo geral, nos modelos das Séries 2 e 3 a resistência adicional posterior à formação da fissura diagonal foi pequena. A Tabela 4.24 apresenta os valores das forças cortantes experimentais ( $V_{u,exp}$ ) e as correspondentes ao instante

de formação da fissura crítica ( $V_{cr}$ ). Também são indicados os deslocamentos no instante da ruína e os tipos de ruína de cada um dos modelos. Constata-se que há uma proximidade entre os valores das forças cortantes experimentais ( $V_{u,exp}$ ) e as do instante da fissura crítica ( $V_{cr}$ ), especialmente nas vigas sem estribos.

**Tabela 4.24** - Forças correspondentes à fissuração por cisalhamento e os tipos de ruína.

Série	Viga	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{cr}$ (kN)	$f_u$ (mm)	Tipo de ruína	
1	φ10-1A	76,91	21,50	9,62	flexão	
	φ10-1B	76,65	21,00	9,02	flexão	
	φ16-1A	81,00	22,00	-	cisal-flexão	
	φ16-1B	96,74	34,00	6,34	cisal-flexão	
2	φ20-0,77A	84,57	84,00	2,03	cisal-flexão	
	φ20-0,77B	87,94	75,00	2,74	cisal-flexão	
	φ20-4,2-0,77A	98,48	87,50	2,86	cisal-flexão	
	φ20-4,2-0,77B	105,38	94,00	4,98	cisal-flexão	
	φ20-5,0-0,77A	85,14	75,00	3,05	cisal-flexão	
	φ20-5,0-0,77B	111,13	83,50	3,01	cisal-flexão	
	φ20-1,72A	52,54	50,00	2,97	cisal-compressão	
	φ20-1,72B	55,05	44,50	3,77	cisal-compressão	
	φ20-4,2-1,72A	66,59	49,50	5,88	cisal-tração	
	φ20-4,2-1,72B	60,97	59,00	6,11	cisal-tração	
	φ20-5,0-1,72A	69,50	-	-	cisal-tração	
	φ20-5,0-1,72B	54,95	35,00	3,79	cisal-tração	
	3	2φ20-0,77A	107,04	106,50	2,62	cisal-flexão
		2φ20-0,77B	110,39	107,50	2,25	cisal-flexão
2φ20-0,77C		101,38	98,50	2,67	cisal-flexão	
2φ20-4,2-0,77A		103,21	102,00	1,59	cisal-tração	
2φ20-4,2-0,77B		126,12	92,00	2,44	cisal-tração	
2φ20-4,2-0,77C		113,19	93,00	2,51	cisal-tração	
2φ20-5,0-0,77A		109,79	99,50	4,01	cisal-tração	
2φ20-5,0-0,77B		135,10	118,50	3,63	cisal-tração	
2φ20-5,0-0,77C		134,02	126,00	3,61	cisal-tração	
2φ20-1,72A		50,78	50,50	1,85	cisal-flexão	
2φ20-1,72B		54,09	54,00	1,88	cisal-flexão	
2φ20-1,72C		57,50	57,00	2,11	cisal-flexão	
2φ20-4,2-1,72A		80,61	62,00	13,81	cisal-tração	
2φ20-4,2-1,72B		83,10	49,00	5,32	cisal-tração	
2φ20-4,2-1,72C		74,34	61,00	5,79	cisal-tração	
2φ20-5,0-1,72A		84,22	52,50	5,29	cisal-tração	
2φ20-5,0-1,72B		79,94	58,00	5,66	cisal-tração	
2φ20-5,0-1,72C		91,36	65,00	5,25	cisal-tração	

Fonte: O Autor.

### - Deslocamentos verticais

Com base nas análises dos gráficos força  $\times$  deslocamento e dos valores de deslocamentos apresentados nas Tabelas 4.22 e 4.24, as seguintes observações podem ser feitas:

- a adição de estribos, além de alterar a forma de ruína das peças, resultou no aumento dos deslocamentos comparativamente aos modelos de referência (aumento da tenacidade);

- com exceção da V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, os deslocamentos correspondentes ao instante da ruína (ver Tabela 4.24) foram próximos entre os espécimes. Essa viga apresentou comportamento bastante atípico, pois a força correspondente ao esgotamento de sua capacidade resistente somente foi atingida no segundo ciclo de recarga;

- para o instante da ruína as vigas da Série 1 tiveram os maiores valores de deslocamentos (ver Tabela 4.24);

- os deslocamentos das vigas armadas com estribos de 5,0 mm foram, na média, menores que os das vigas com armaduras de 4,2 mm, independentemente da relação  $a/d$  analisada. Essa observação revela o aumento de rigidez proporcionado por aquelas armaduras.



# 5 MODELAGEM NUMÉRICA

---

O emprego de modelagem computacional com o intuito de prever o comportamento das estruturas e/ou auxiliar na análise de resultados experimentais tem sido cada vez mais frequente, uma vez que, ensaios de elementos maiores, a exemplo dos das vigas, são dispendiosos e demandam de uma infraestrutura de laboratório nem sempre disponível. Diante disso, neste capítulo é realizada a modelagem das vigas como forma de complementar a análise experimental e, a partir dos modelos calibrados, capazes de reproduzirem o comportamento dos modelos físicos, e, na eventual impossibilidade de serem feitos novos ensaios, possibilitarem antever, com satisfatória precisão, a resposta das estruturas quando os materiais e/ou sua geometria forem alterados.

As análises são feitas considerando-se o meio contínuo não linear e desenvolvidas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do pacote computacional Fx+DIANA®, versão 9.6. Na modelagem as vigas são representadas por modelos bidimensionais (estado plano de tensões -  $\sigma_{zz} = 0$ ), haja vista a inexistência de componentes de tensões fora do seu plano, e com os blocos idealizados com as seções maciças e as juntas de argamassa representadas por elementos de interface com espessura nula. Quanto à calibração dos micromodelos, a mesma é feita a partir das curvas força  $x$  deslocamento experimentais, das propriedades obtidas nos capítulos 3 e 4 e de resultados da literatura.

Inicialmente são apresentados, resumidamente, os aspectos referentes às estratégias de modelagem utilizadas no estudo das alvenarias e, em seguida, as hipóteses adotadas para a elaboração dos modelos, os modelos constitutivos e, por fim, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais. Nesta etapa, os resultados das simulações são discutidos enfocando-se os seus aspectos mais relevantes, como a capacidade de representarem o comportamento global, o modo de ruptura e a obtenção da força última.

## 5.1 Estratégias de modelagem das alvenarias

Segundo Lourenço (1996), a modelagem numérica de estruturas em alvenaria pode ser feita por meio de três abordagens: micromodelagem detalhada, micromodelagem simplificada e macromodelagem.

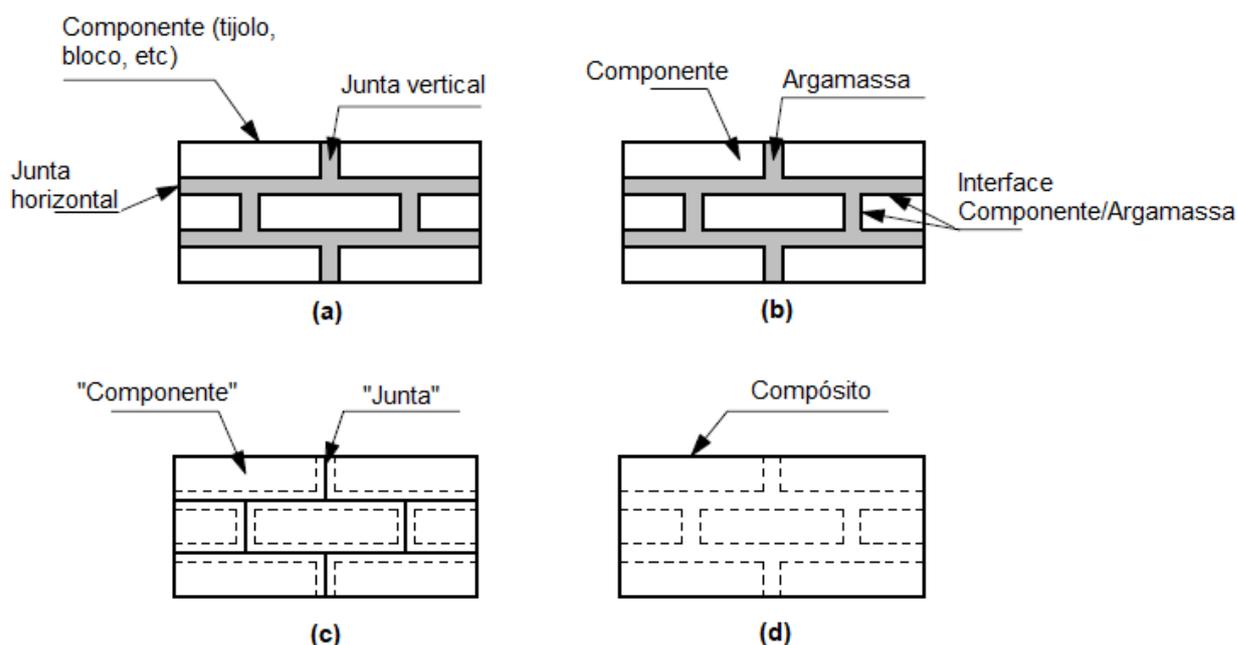
**(a) Micromodelagem detalhada:** Consiste na discretização isolada dos componentes da alvenaria (unidades e juntas de argamassa), representando as unidades e juntas por elementos contínuos e a interface unidade/junta, que constitui um plano potencial de fissuração/deslizamento, por elementos descontínuos, Figura 5.1 (b). Nessa estratégia são considerados o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as não linearidades dos dois materiais. A vantagem desse tipo de abordagem é que o comportamento conjunto da alvenaria (unidades, juntas e interfaces) pode ser estudado de forma aprofundada. Por outro lado, apresenta como desvantagem o maior tempo de processamento em relação aos demais tipos de modelagens e a necessidade de uma quantidade maior de parâmetros para a descrição dos materiais.

**(b) Micromodelagem simplificada:** Nesta abordagem são considerados elementos contínuos para as unidades e elementos descontínuos para as interfaces, Figura 5.1 (c). As juntas de argamassa são simuladas por interfaces com espessura nula e as unidades têm suas dimensões expandidas, de modo que a geometria se mantenha inalterada. As unidades são representadas por um contínuo elástico, as quais são aderidas às juntas por linhas potenciais de fratura e/ou escorregamento. As não linearidades são atribuídas às juntas.

**(c) Macromodelagem:** Consiste na representação da alvenaria por um único elemento finito contínuo o qual considera as propriedades ortotrópicas do material composto, Figura 5.1 (d). Nesta estratégia, segundo Gonçalves Júnior (2008), admite-se que o material homogeneizado fictício é mecanicamente equivalente à alvenaria.

A aplicação de uma ou outra abordagem está relacionada com os objetivos da análise. Os micromodelos são preferíveis nos casos em que o comportamento local é condicionante da resposta, ao passo que os macromodelos são úteis para se analisar o comportamento global das estruturas e quando os efeitos locais podem ser desprezados.

**Figura 5.1** - Estratégias de modelagem de estruturas em alvenaria: (a) exemplar da alvenaria (b) micromodelagem detalhada (c) micromodelagem simplificada (d) macromodelagem.



Fonte: adaptada de Lourenço (1996).

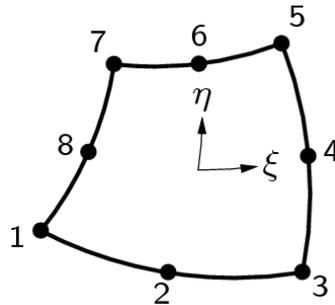
## 5.2 Elementos finitos e malha

A estratégia de modelagem adotada foi a micromodelagem simplificada, uma vez que a forma de ruptura das vigas em alvenaria se dá preferencialmente a partir das juntas de argamassa. A rede de elementos finitos foi composta por elementos bidimensionais contínuos para a representação dos blocos e por elementos de interface com espessura nula para as juntas. Planos potenciais de fissuração vertical também foram considerados nas metades das unidades, por meio de elementos de interface, de modo a evitar a sobrevalorização das cargas de colapso e das rigidezes das peças.

Na discretização das unidades foram utilizados elementos regulares isoparamétricos do tipo CQ16M com 8 nós (ver Figura 5.2), 2 graus de liberdade

nodais para representação do campo de deslocamentos nas direções  $x$  e  $y$  ( $u_x$  e  $u_y$ ), e função de interpolação quadrática (ver Equação 5.1) com integração Gaussiana. Cada unidade inteira foi modelada com quarenta elementos no comprimento e vinte ao longo da altura (40 x 20).

**Figura 5.2** - Elemento finito CQ16M usado na discretização das unidades.

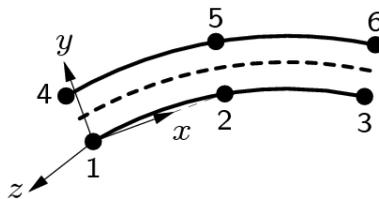


**Fonte:** DIANA® (2014).

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \quad (5.1)$$

A modelagem das juntas verticais e horizontais e dos planos potenciais de fissuração foi feita com elementos de interface planos com duas camadas e 6 nós (ver Figura 5.3), 2 graus de liberdade nodais ( $u_x$  e  $u_y$ ) e função de interpolação quadrática.

**Figura 5.3** - Elemento finito CL12I usado na discretização das juntas e dos planos potenciais de fissuração.

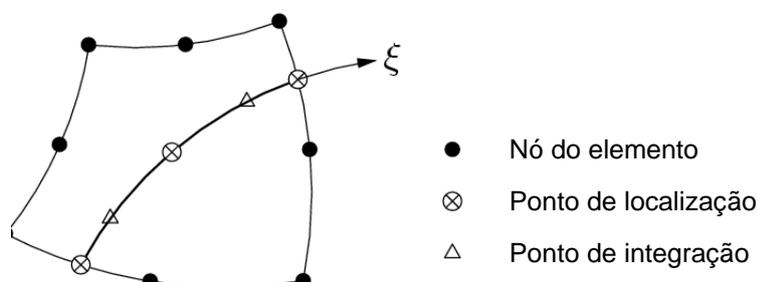


**Fonte:** DIANA® (2014).

Quanto às armaduras longitudinais e transversais, essas foram modeladas por meio de elementos embutidos (*reinforcements*), Figura 5.4. Vale observar que os *reinforces* não consistem em elementos finitos, mas sim em um recurso do programa que possibilita considerar o efeito das armaduras por meio da alteração da matriz de rigidez dos elementos mãe (elementos nos quais ele está inserido). Esse artifício computacional implica na hipótese da existência de aderência perfeita entre as armaduras e o material envolvente. Além desse aspecto, os elementos embutidos não

possuem graus de liberdade próprios e consideram para o cálculo das deformações o campo de deslocamentos do elemento atravessado.

**Figura 5.4** - Barra de armadura (*bar reinforcement*) em estado plano de tensões.

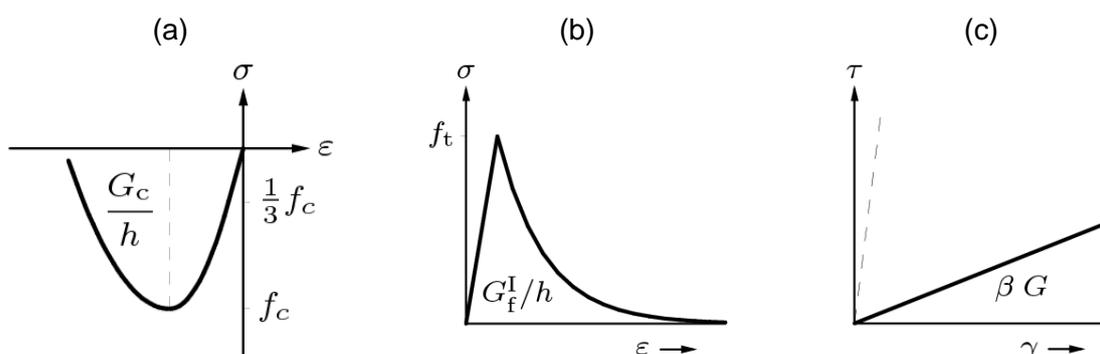


Fonte: DIANA® (2014).

### 5.3 Modelos constitutivos

O comportamento da alvenaria (blocos+graute) foi descrito por meio do modelo de fissuração distribuída do tipo “Deformação Total com Fissuras Fixas” (*Total Strain Crack Model*). Leis constitutivas com comportamento parabólico na compressão e amolecimento exponencial na tração também foram consideradas, Figura 5.5 (a) e (b), respectivamente. A redução de rigidez ao cisalhamento devido à fissuração foi atribuída de forma constante por meio do parâmetro  $\beta$  de retenção ao cisalhamento, o qual pode assumir valores entre 0 (sem retenção) e 1 (com retenção total), Figura 5.5 (c). Esse modelo é usualmente empregado para descrever o comportamento de materiais frágeis ou quase-frágeis, pois possibilita representar a fissuração e a ruptura por tração e/ou esmagamento. A Tabela 5.1 resume os parâmetros necessários para a sua implementação.

**Figura 5.5** - Comportamento do material definido pelo modelo de Deformação Total.



Fonte: Adaptada de DIANA® (2014).

Quanto ao modelo constitutivo atribuído às juntas de argamassa foi o modelo combinado fissuração-cisalhamento-esmagamento (*Combined Cracking-Shearing-Crushing*), o qual é apropriado para simular a fratura, o deslizamento e o esmagamento da interface unidade/junta, Figura 5.6. Os parâmetros necessários para a sua representação estão na Tabela 5.2. Já para os planos potenciais de fissuração, os mesmos foram descritos com o modelo de fissuração discreta (*Discrete Cracking*), sendo necessário para a sua representação as rigidezes normal ( $k_n$ ) e transversal ( $k_t$ ), a resistência à tração ( $f_t$ ), com curva exponencial para descrever o comportamento pós-pico, e a energia de fraturamento na tração ( $G_f'$ ).

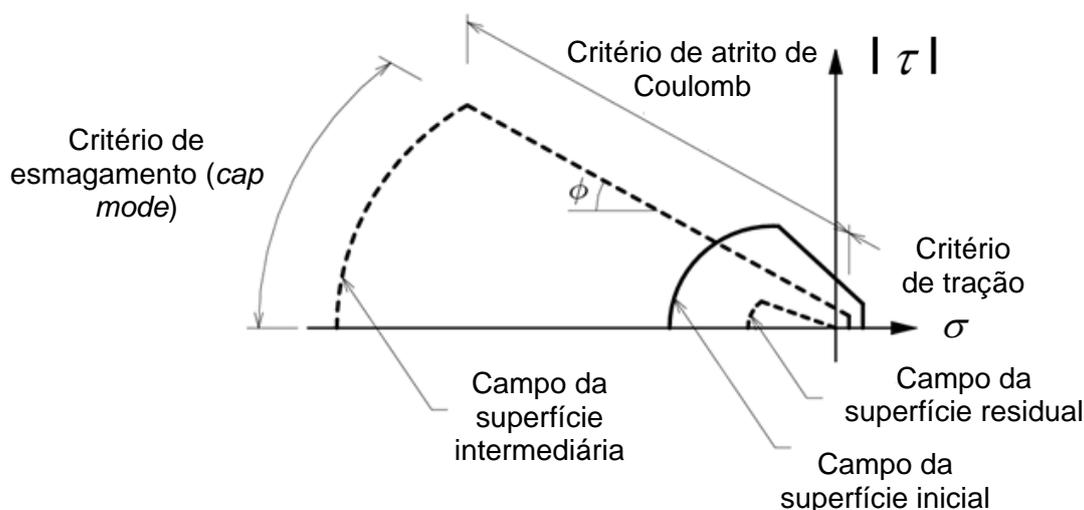
Finalmente, para as armaduras (*reinforcements*) foi adotado o modelo de plasticidade de von Mises com o aço considerado como material elastoplástico perfeito com comportamento suposto igual na tração e compressão. A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros para a definição do modelo.

**Tabela 5.1** - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo da alvenaria.

<b>Modelo constitutivo da alvenaria - Total Strain</b>
<b>Regime elástico linear</b>
Módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ )
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
<b>Regime não-linear</b>
Modelo <i>Total Strain Fixed Crack</i>
<b>Comportamento à tração</b>
Lei de amolecimento exponencial
Resistência à tração ( $f_t$ )
Energia de fraturamento na tração ( $G_f'$ )
Sem redução devido à fissuração lateral
Sem confinamento lateral
<b>Comportamento à compressão</b>
Diagrama parabólico
Resistência à compressão ( $f_c$ )
Energia de fraturamento na compressão ( $G_c$ )
Sem incremento devido ao confinamento do modelo
<b>Comportamento ao cisalhamento</b>
Fator de retenção ao cisalhamento constante ( $\beta$ )

**Fonte:** O Autor.

**Figura 5.6** - Modelo de interface bidimensional.



**Fonte:** Adaptada de DIANA® (2014).

**Tabela 5.2** - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo das interfaces.

<b>Modelo constitutivo das interfaces - <i>Combined Cracking-Shearing-Crushing</i></b>	
<b>Regime elástico linear</b>	
Interface	
	Rigidez normal ( $k_n$ )
	Rigidez tangencial ( $k_t$ )
<b>Regime não-linear</b>	
Modelo <i>Combined Cracking-Shearing-Crushing</i>	
<b>Parâmetros do comportamento à tração (fissuração)</b>	
	Resistência à tração ( $f_t$ )
	Energia de fraturamento na tração ( $G_f'$ )
<b>Parâmetros do comportamento ao cisalhamento (cisalhamento)</b>	
	Coesão ( $f_{v0}$ )
	Tangente do ângulo de atrito ( $\tan \varphi_0$ )
	Tangente do ângulo de dilatância ( $\tan \psi$ )
	Tangente do ângulo de atrito residual ( $\tan \varphi_r$ )
	Tensão normal de confinamento ( $\sigma_u$ )
	Coefficiente de degradação exponencial ( $\delta$ )
	Energia de fraturamento constante no Modo II ( $G_f''$ )
<b>Parâmetros do comportamento à compressão (esmagamento)</b>	
	Resistência à compressão da alvenaria ( $f_c$ )
	Fator de controle das tensões de cisalhamento ( $C_s$ )
	Energia de fraturamento na compressão ( $G_c$ )
	Deformação plástica equivalente ( $k_p$ )

**Fonte:** O Autor.

**Tabela 5.3** - Parâmetros para a descrição do modelo constitutivo das armaduras.

<b>Modelo constitutivo do aço - <i>von Mises</i></b>
<b>Regime elástico linear</b>
Módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ )
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )
<b>Regime não-linear</b>
Modelo de plasticidade de <i>von Mises</i>
Resistência ou tensão de escoamento ( $f_y$ )

**Fonte:** O Autor.

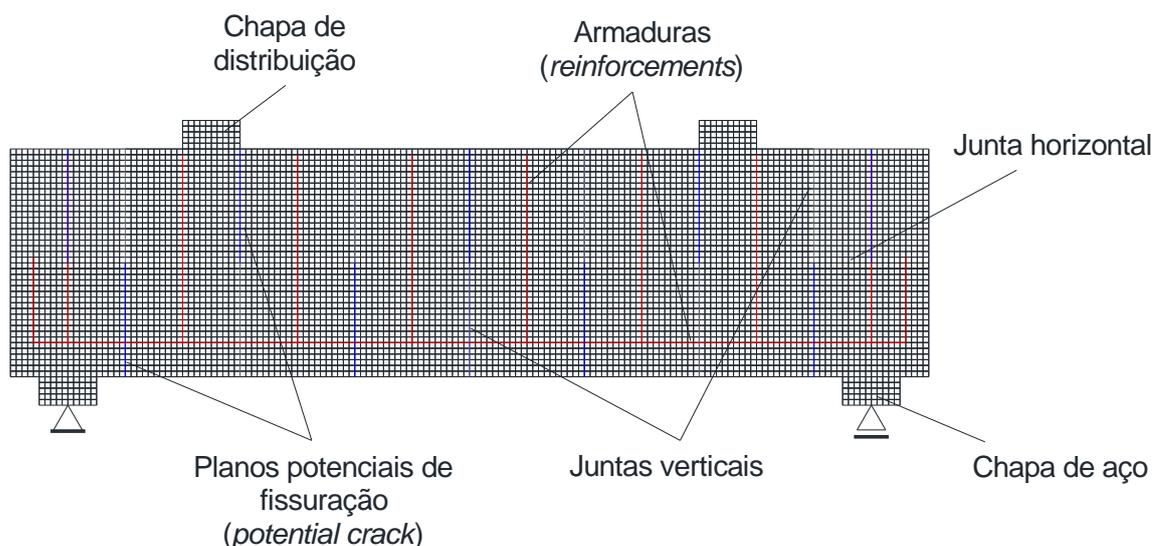
## 5.4 Condições de contorno

Com o propósito de se definir as condições de contorno representativas dos experimentos foram modeladas duas condições de vinculação, a saber: apoios com os deslocamentos restringidos nas direções  $x$  e  $y$  (apoios do 2º gênero); e um dos apoios com liberdade em  $x$  (apoio do 1º gênero). Após a análise dos resultados, constatou-se que esta última configuração, a qual contempla o apoio direito com liberdade de translação em  $x$ , foi a que melhor reproduziu o comportamento dos ensaios. A fim de se evitar a concentração de tensões decorrentes dos apoios, os vínculos foram posicionados sob chapas de aço, as quais possuíam iguais dimensões às que foram utilizadas nos modelos físicos.

Todas as análises foram realizadas sob regime de controle de deslocamentos, sendo a convergência atingida quando satisfeita a tolerância estabelecida. Para a solução do sistema de equações não lineares foi utilizado o procedimento de iteração linear com critério de convergência de energia e tolerância de 0,05. Além disso, foi habilitado o algoritmo *Line Search* a fim de reduzir o tempo de processamento.

A imposição dos deslocamentos verticais aos modelos foi feita considerando os nós correspondentes ao eixo das chapas de distribuição, Figura 5.7. Vale lembrar que a posição dessa chapa variou conforme a relação  $a/d$  estudada. A Figura 5.7 apresenta, genericamente, um modelo com duas fiadas e armado ao cisalhamento onde são indicadas as juntas verticais e horizontais, bem como os planos potenciais de fissuração nas metades das unidades.

**Figura 5.7** - Condição de contorno e de imposição de deslocamento aos modelos.



**Fonte:** O Autor.

### 5.5 Descrição dos modelos

O módulo de elasticidade ( $E$ ) atribuído à alvenaria foi obtido considerando o trecho elástico das curvas experimentais força  $\times$  deslocamento das vigas, uma vez que dessa forma se avalia o comportamento do conjunto (alvenaria grauteada + armaduras) sob à ação de flexão. Deve-se ressaltar que houve a tentativa de uso do módulo de elasticidade dos prismas, porém os resultados obtidos se mostraram insatisfatórios. Com exceção do Modelo 1, em que foi feito uso de módulos distintos nas peças com armaduras longitudinais de 10 e 16 mm, devido à diferença de rigidez entre elas (ver Gráfico 4.31), nos Modelos 2 e 3 os valores indicados correspondem à média de todos os espécimes analisados.

Particularmente nos modelos com duas e três fiadas, em razão dos modelos físicos terem sido construídos com canaletas e blocos, foram definidas duas interfaces verticais, sendo uma para a primeira fiada e outra para as demais. Na representação das interfaces da primeira fiada e das interfaces horizontais foram utilizadas as propriedades correspondentes do graute, enquanto nas demais as da argamassa. É oportuno observar sobre os parâmetros referentes ao comportamento ao cisalhamento da argamassa que os mesmos foram obtidos do trabalho de Oliveira (2014), já que as características do material foram semelhantes a deste trabalho. Quanto às propriedades do graute as mesmas foram calibradas.

Na falta de resultados experimentais referentes à energia de fraturamento na tração ( $G_f'$ ) da alvenaria (alvenaria grauteada + armaduras), essa propriedade foi inicialmente estimada por meio da proposição do CEB-FIP:2010, Equação 5.2, contudo, os valores encontrados se mostraram baixos, já que nesse caso as armaduras são desprezadas. Diante disso, os valores indicados correspondem àqueles que se adequaram às curvas força  $x$  deslocamentos experimentais.

$$G_f' = 73.f_{cm}^{0,18} \quad (5.2)$$

Em que:

$f_{cm}$  : resistência média à compressão em MPa;

$G_f'$  : energia de fraturamento na tração em N/m.

Quanto à energia de fraturamento na compressão ( $G_c$ ), a mesma foi calculada pela Equação (5.3) apresentada por Barbosa (2008).

$$G_c = 15 + 0,43.f_c - 0,0036.f_c^2 \quad (5.3)$$

Em que:

$f_c$  : resistência à compressão.

As rigidezes normal ( $k_n$ ) e tangencial ( $k_t$ ) utilizadas para caracterizar as interfaces foram obtidas por meio das Equações 5.4 e 5.5 considerando-se as propriedades da argamassa e do graute obtidas no Capítulo 3 e a área efetiva desses materiais na seção transversal. Para cada um dos Modelos (1, 2 e 3, respectivamente as vigas com uma, duas e três fiadas) as resistências à tração e à compressão do graute foram atribuídas tendo em conta o resultado médio das diferentes misturas utilizadas. Quanto às da argamassa, nos três casos foram empregados valores correspondentes aos da etapa de caracterização, Tabela 3.14.

$$k_n = \frac{E}{l_{fr}} \quad (5.4)$$

$$k_t = \frac{E}{2.l_{fr}} \tag{5.5}$$

Em que:

$E$  : módulo de elasticidade do graute e da argamassa;

$l_{fr}$  : espessura da junta de argamassa.

Na representação do comportamento do aço das chapas de distribuição e dos apoios foram considerados modelos lineares, os quais foram descritos pelas propriedades apresentadas na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4** - Propriedades mecânicas das chapas de distribuição e dos apoios.

<b>Chapas de distribuição e apoios</b>	
<b>E (GPa)</b>	210
<b><math>f_y</math> (MPa)</b>	550
<b><math>\nu</math></b>	0,30

**Fonte:** O Autor.

Sobre as propriedades mecânicas utilizadas nas modelagens, cabe observar que àquelas que não foram experimentalmente caracterizadas e/ou obtidas na literatura foram calibradas de modo que os resultados numéricos ficassem melhor ajustados aos resultados experimentais.

### 5.5.1 Modelo 1

O Modelo 1 consistiu na modelagem das vigas com uma fiada e cuja rede de elementos finitos resultou em 2700 elementos e 8428 nós. Para as duas simulações deste caso, correspondentes as vigas com armaduras longitudinais de 10 e 16 mm, foram utilizadas as propriedades indicadas nas Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7, as quais apresentam, respectivamente, os parâmetros da alvenaria e interfaces, dos planos potenciais de fissuração vertical e das armaduras.

**Tabela 5.5** - Propriedades mecânicas do Modelo 1.

Modelo de deformação total - <i>Total Strain</i>			Modelo combinado - <i>Combined Cracking-Shearing-Crushing</i>	
Propriedade	Alvenaria		Propriedade	Interface
$E$ (GPa)	10 mm	16 mm	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	2263
	3,52	4,13	$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )	1132
$\nu$	0,20		$f_t$ (MPa)	2,16
			$G_f'$ (N/mm)	0,137
$f_t$ (MPa)	2,16		$f_{v0}$ (MPa)	0,66
			$\tan \varphi_0$	1,40
$G_f'$ (N/mm)	0,137		$\tan \psi$	0,422
			$\tan \varphi_r$	0,39
$f_c$ (MPa)	33,55		$\sigma_u$ (MPa)	-1,37
			$\delta$	1,85
$G_c$ (N/mm)	25,37		$G_f''$ (N/mm)	2,50
			$f_c$ (MPa)	33,55
$\beta$	0,01		$C_s$	1,5
			$G_c$ (N/mm)	25,37
			$k_p$	$2,19 \times 10^{-3}$

Fonte: O Autor.

**Tabela 5.6** - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 1.

Planos potenciais de fissuração vertical - <i>Potential crack</i>			
$f_t$ (MPa)	$G_f'$ (N/mm)	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )
2,16	0,137	$10^6$	$10^6$

Fonte: O Autor.

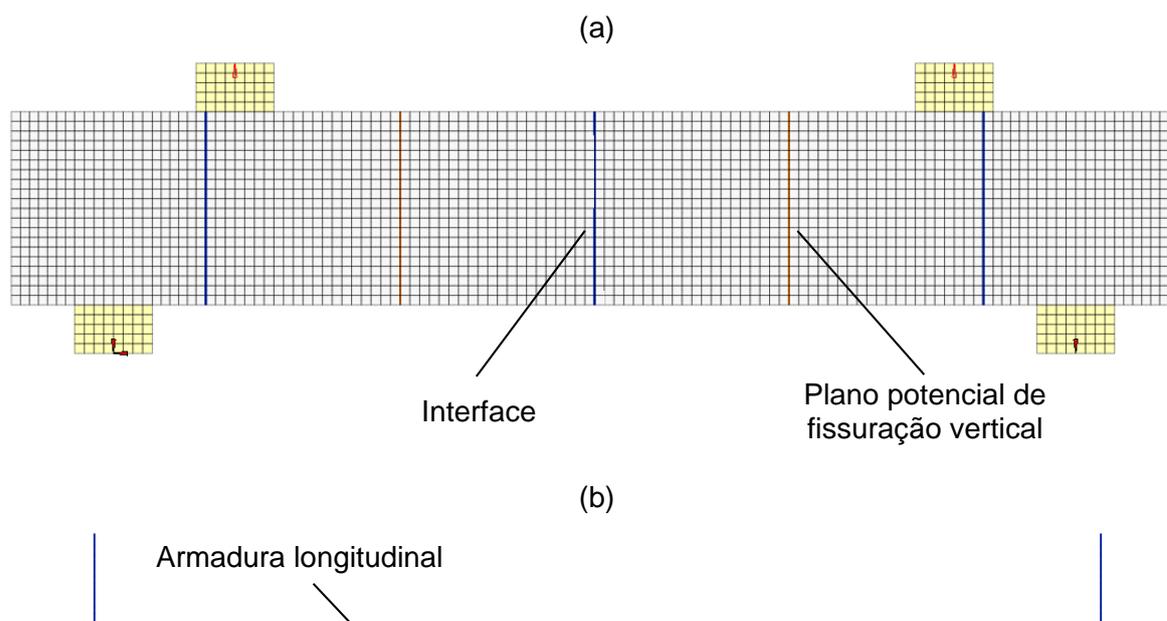
**Tabela 5.7** - Propriedades mecânicas das armaduras do Modelo 1.

Armaduras		
Propriedade	$\phi 10$ mm	$\phi 16$ mm
$E$ (GPa)	197,47	201,24
$f_y$ (MPa)	592,50	539,67
$\nu$	0,30	0,30

Fonte: O Autor.

Excetuando-se as adaptações feitas na geometria das unidades devido ao fato das juntas de argamassa terem sido representadas com espessura nula, todos os modelos foram elaborados com suas dimensões reais. A Figura 5.8 apresenta os componentes do modelo numérico.

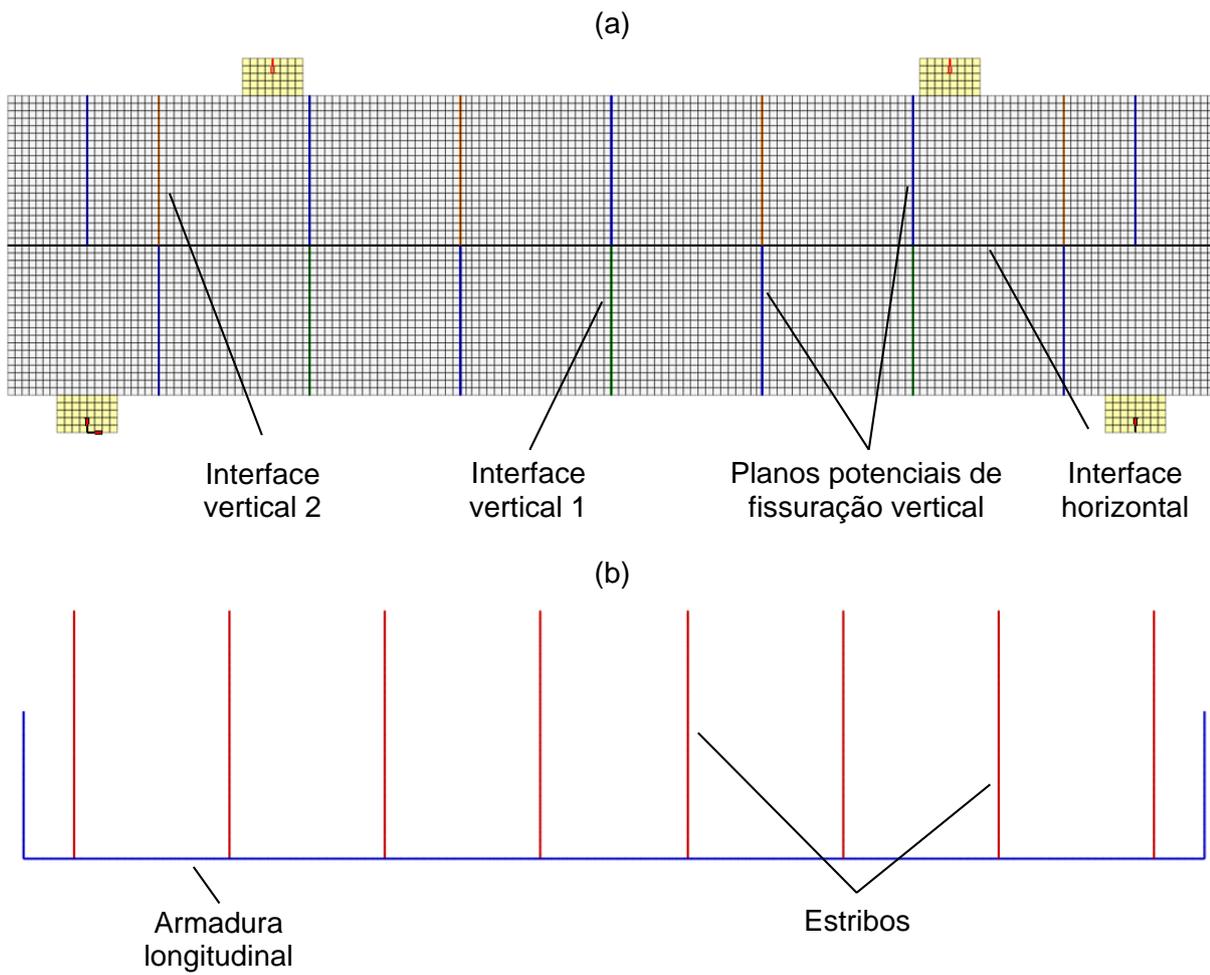
**Figura 5.8** - Rede de elementos finitos do Modelo 1: (a) geometria do modelo e (b) armadura longitudinal.



Fonte: O Autor.

### 5.5.2 Modelo 2

Esta etapa da modelagem correspondeu na representação das vigas com duas fiadas. Diferentemente do Modelo 1, em que se analisou apenas a variação da taxa de armadura longitudinal ( $\rho_{sl}$ ), nesta foram acrescentadas armaduras transversais e duas relações  $a/d$ . Nos modelos armados ao cisalhamento a rede de elementos finitos foi constituída por 7650 elementos e 23205 nós. Na Figura 5.9 são apresentados, em detalhe, os diferentes componentes do modelo numérico e as Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10 resumem os parâmetros considerados na implementação dos modelos constitutivos.

**Figura 5.9** - Rede de elementos finitos do Modelo 2: (a) geometria do modelo e (b) armaduras.

**Fonte:** O Autor.

**Tabela 5.8** - Propriedades mecânicas do Modelo 2.

Modelo de deformação total - <i>Total Strain</i>			Modelo combinado - <i>Combined Cracking-Shearing-Crushing</i>		
Propriedade	Alvenaria		Propriedade	Interface vertical 1 e horizontal	Interface vertical 2
$E$ (GPa)	5,45		$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	2330	1170
			$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )	1165	585
$\nu$	0,20		$f_t$ (MPa)	2,52	0,85
			$G'_f$ (N/mm)	0,25	0,104
$f_t$ (MPa)	2,52		$f_{v0}$ (MPa)	0,68	0,25
			$\tan \varphi_0$	1,40	0,40
$G'_f$ (N/mm)	0,25		$\tan \psi$	0,422	0,40
			$\tan \varphi_r$	0,39	0,40
$f_c$ (MPa)	34,55		$\sigma_u$ (MPa)	-1,37	-1,37
			$\delta$	1,85	1,00
$G_c$ (N/mm)	25,56		$G''_f$ (N/mm)	3,00	0,22
			$f_c$ (MPa)	34,55	7,28
$\beta$	$a/d=0,77$	$a/d=1,72$	$C_s$	4,0	4,0
	0,001	0,30	$G_c$ (N/mm)	25,56	17,94
			$k_p$	$2,19 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-3}$

Fonte: O Autor.

**Tabela 5.9** - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 2.

Planos potenciais de fissuração vertical - <i>Potential crack</i>			
$f_t$ (MPa)	$G'_f$ (N/mm)	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )
2,52	0,25	$10^6$	$10^6$

Fonte: O Autor.

**Tabela 5.10** - Propriedades mecânicas das armaduras dos Modelos 2 e 3.

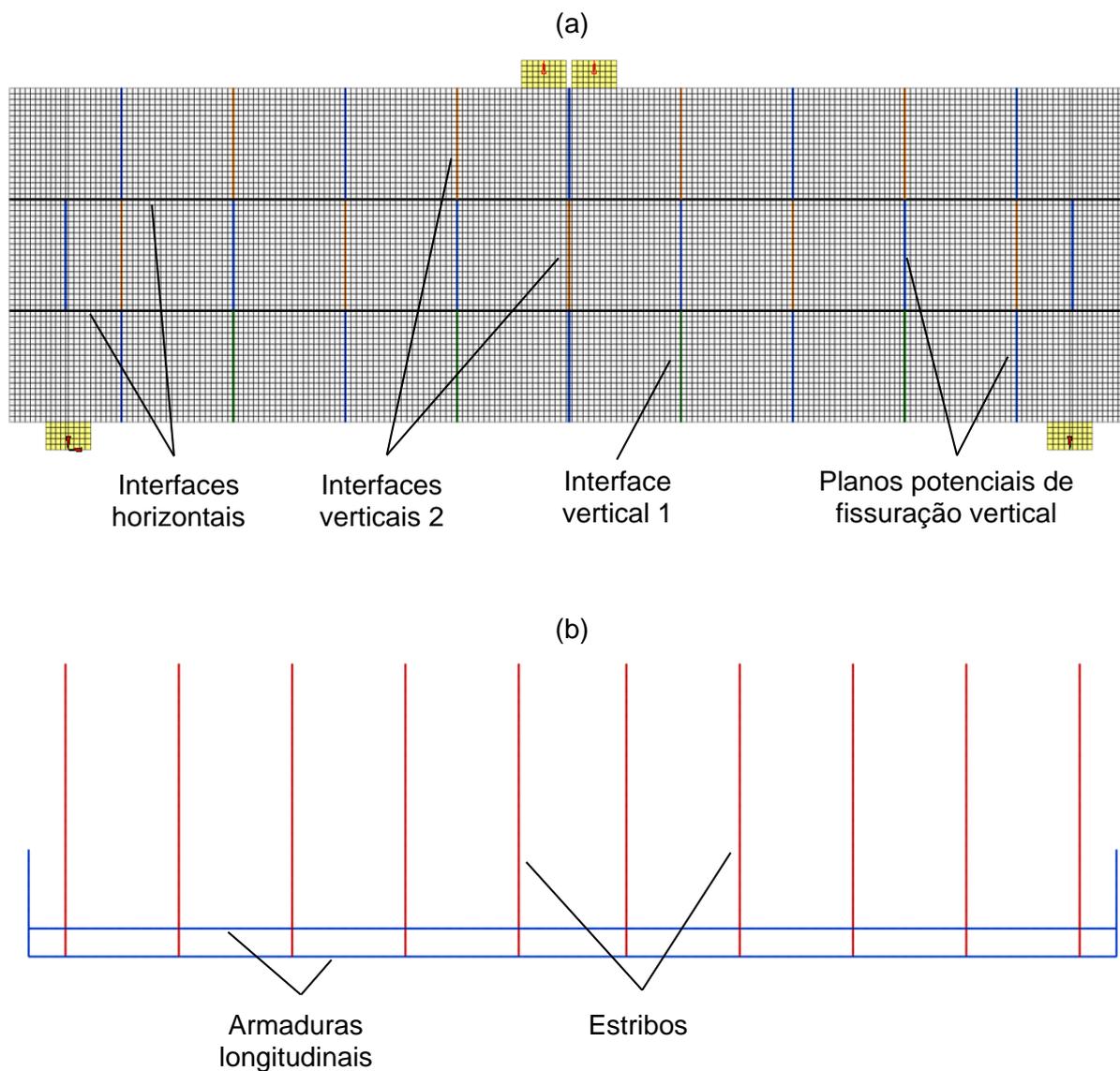
Armaduras			
Propriedade	$\phi 4,2$ mm	$\phi 5,0$ mm	$\phi 20,0$ mm
$E$ (GPa)	218,45	206,64	201,24
$f_y$ (MPa)	770,17	748,00	539,67
$\nu$	0,30	0,30	0,30

Fonte: O Autor.

### 5.5.3 Modelo 3

O Modelo 3 refere-se aos modelos com três fiadas e cuja rede de elementos finitos das vigas com armaduras transversais conteve 14588 elementos e 44124 nós. De modo análogo ao Modelo 2, nesta etapa também foram representadas as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72) e as duas taxas de armaduras transversais (0,05 e 0,07%) consideradas no programa experimental. A Figura 5.10 ilustra os detalhes do modelo numérico.

**Figura 5.10** - Rede de elementos finitos do Modelo 3: (a) geometria do modelo e (b) armaduras.



Fonte: O Autor.

As propriedades mecânicas empregadas na descrição dos materiais correspondem àquelas obtidas nos ensaios de caracterização, na etapa de controle durante a execução das vigas, na literatura, como os parâmetros do atrito de Coulomb da argamassa, e do ajuste entre as curvas numéricas e experimentais. Quanto às propriedades das armaduras, essas foram comuns às utilizadas na Série 2 (Tabela 5.10). As Tabelas 5.11 e 5.12 indicam os parâmetros utilizados. No que diz respeito à energia de fraturamento à tração, observa-se que neste Modelo a mesma foi considerada com valor 2x maior que no Modelo 2, já que possui o dobro da armadura longitudinal ( $A_s=6,28 \text{ cm}^2$ ).

**Tabela 5.11** - Propriedades mecânicas do Modelo 3.

Modelo de deformação total - <i>Total Strain</i>			Modelo combinado - <i>Combined Cracking-Shearing-Crushing</i>		
Propriedade	Alvenaria		Propriedade	Interface vertical 1 e horizontal	Interface vertical 2
$E$ (GPa)	5,45		$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	2397	1170
			$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )	1198	585
$\nu$	0,20		$f_t$ (MPa)	2,88	0,85
			$G_f'$ (N/mm)	0,50	0,104
$f_t$ (MPa)	2,88		$f_{v0}$ (MPa)	0,70	0,25
			$\tan \varphi_0$	1,40	0,40
$G_f'$ (N/mm)	0,50		$\tan \psi$	0,422	0,40
			$\tan \varphi_f$	0,39	0,40
$f_c$ (MPa)	35,53		$\sigma_u$ (MPa)	-1,37	-1,37
			$\delta$	1,85	1,00
$G_c$ (N/mm)	25,73		$G_f''$ (N/mm)	3,50	0,22
			$f_c$ (MPa)	35,53	7,28
$\beta$	$a/d=0,77$	$a/d=1,72$	$C_s$	5,5	4,0
	0,001	0,20	$G_c$ (N/mm)	25,73	17,94
			$k_p$	$2,19 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-3}$

Fonte: O Autor.

**Tabela 5.12** - Propriedades mecânicas dos planos potenciais de fissuração vertical do Modelo 3.

<b>Planos potenciais de fissuração vertical - <i>Potential crack</i></b>			
$f_t$ (MPa)	$G_f'$ (N/mm)	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_t$ (N/mm <sup>3</sup> )
2,88	0,50	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>

Fonte: O Autor.

## 5.6 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

A seguir são apresentadas as curvas força  $x$  deslocamento dos ensaios e simulações numéricas. Apresentam-se também alguns diagramas de tensões, as deformações das armaduras e o panorama de fissuração. Essas ilustrações são indicadas apenas para três casos, sendo um para cada Modelo, já que em todas as situações as mesmas tiveram uma representação similar.

A obtenção da força nos modelos numéricos foi feita considerando as reações de apoio e os deslocamentos verticais por meio de seu registro em pontos correspondentes aos dos experimentais.

Convém salientar que a apresentação desses resultados tem a finalidade de complementar a análise experimental.

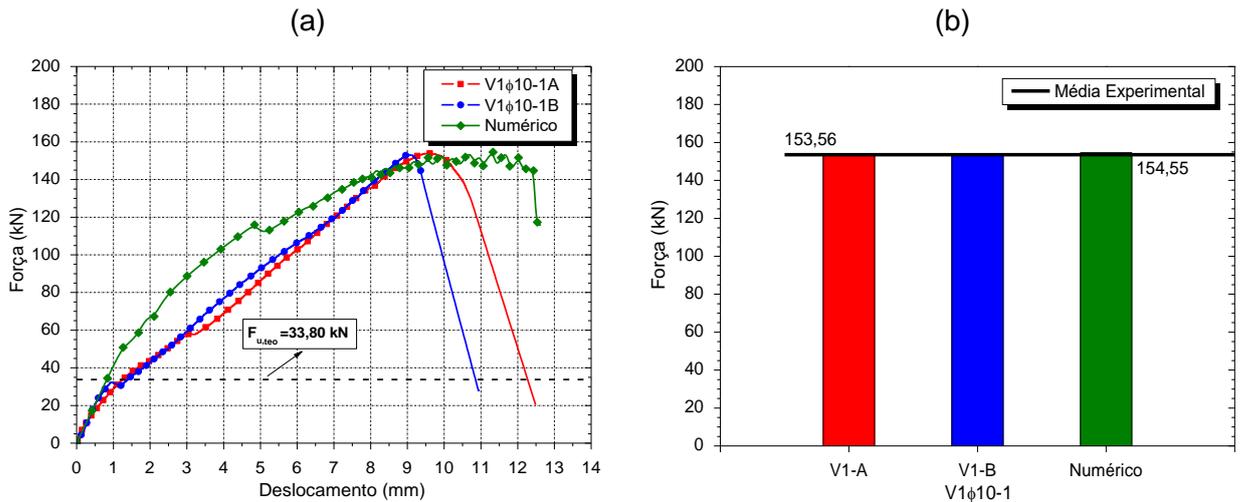
### 5.6.1 Série 1 e Modelo 1

Os Gráficos 5.1 e 5.2 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos nos ensaios e nas simulações numéricas para as vigas com uma fiada e armaduras longitudinais de 10 e 16 mm. Observa-se pelas curvas que não houve uma boa correlação entre os resultados no tocante ao comportamento pré e pós-pico. Até existe uma concordância no trecho inicial, quando as fissuras ainda são inexistentes, contudo, quando essas surgem, as curvas seguem trajetórias diferentes das dos ensaios.

O modelo armado com 10 mm se mostrou mais rígido que o experimental, levando-se à suspeição de que podem ter ocorrido deslocamentos durante os ensaios que não foram propriamente da viga. De fato, o registro de deslocamentos foi feito a

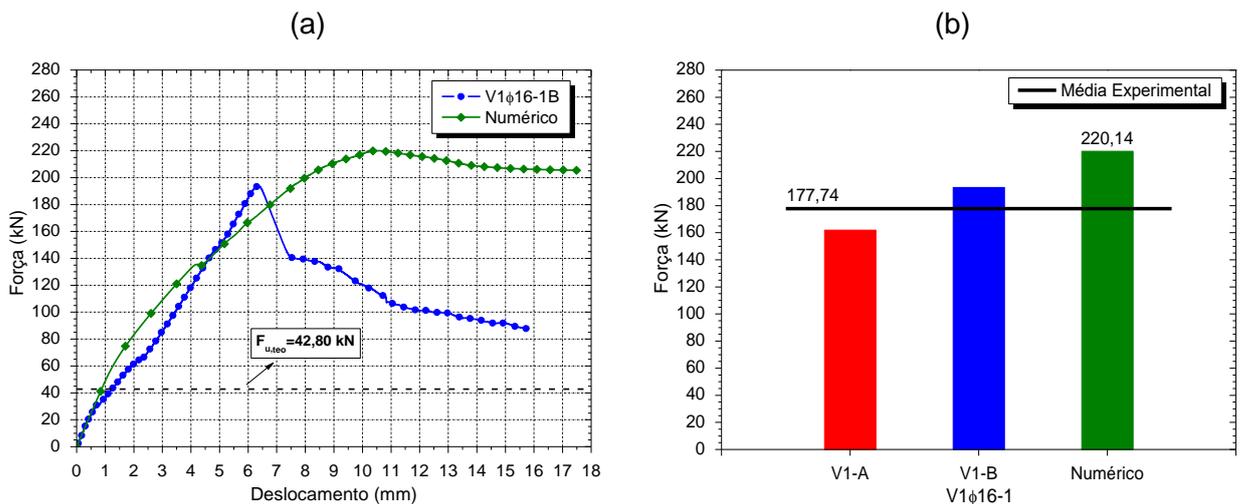
partir de uma régua que se fixava em  $l/2$ , posição onde se observou a primeira fissura de flexão. A abertura dessa fissura pode ter provocado o descolamento parcial da régua e, portanto, ter causado o seu deslocamento e o conseqüente registro pelos transdutores.

**Gráfico 5.1** - Comparação entre as vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=10$  mm e o Modelo 1: (a) força  $\times$  deslocamento e (b) força última.



Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.2** - Comparação entre as vigas da Série 1 com armaduras longitudinais  $\phi=16$  mm e o Modelo 1: (a) força  $\times$  deslocamento e (b) força última.



Fonte: O Autor.

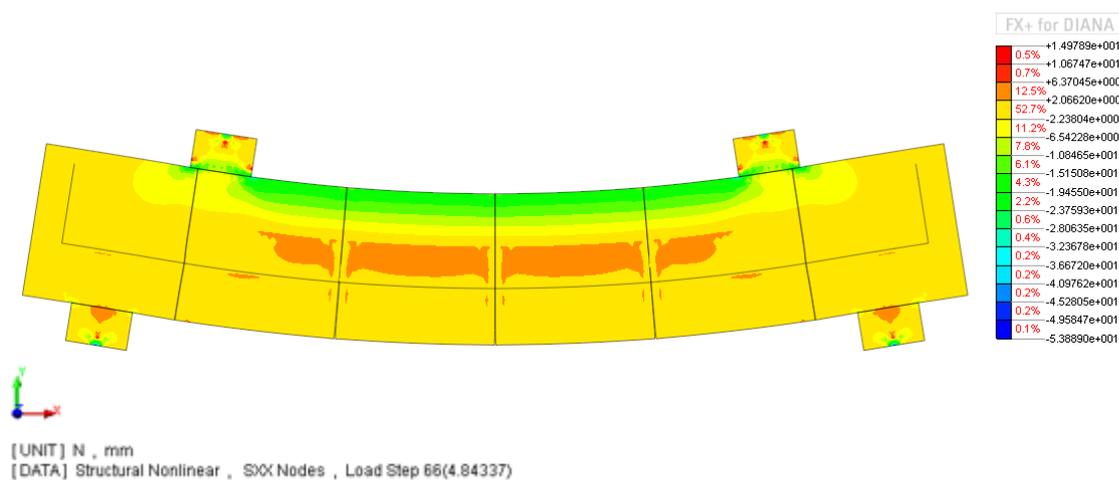
Quanto ao modelo com armadura de 16 mm, o mesmo apresentou um comportamento pré-pico mais próximo da curva experimental, ficando a diferença

mais evidente após a força de ruína, quando o mesmo ainda apresenta uma reserva de resistência e no ensaio a força é gradualmente reduzida.

A previsão da força última ocorreu de forma mais próxima para o modelo com 10 mm, havendo uma diferença entre o resultado numérico e experimental inferior a 1%.

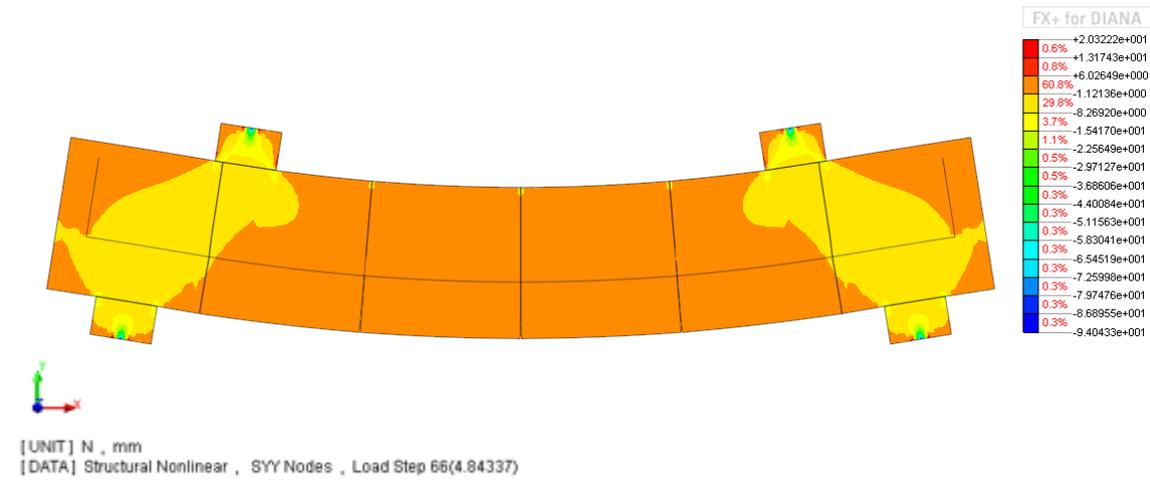
As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam, para o modelo com armadura de 10 mm, o gradiente de tensões normais e verticais e a configuração deformada para o passo correspondente à força última (passo 66). Nesse estágio as interfaces revelam alguma abertura e as tensões de compressão na região de formação das bielas apresentam valores próximos ao da resistência do prisma grauteado com compressão paralela. Na Figura 5.12 fica evidente o fluxo de tensões se encaminhando diretamente para os apoios, com trajetória igual a das fissuras diagonais observadas nos ensaios. Verifica-se também uma concentração de tensões de compressão nas extremidades superiores das interfaces, indicando o seu esmagamento. Um pouco acima da armadura, na região submetida à flexão pura, as tensões de tração atingem o seu valor máximo, variando entre 2 e 6,4 MPa, Figura 5.11.

**Figura 5.11** - Distribuição de tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal  $\phi=10$  mm.



**Fonte:** O Autor.

**Figura 5.12** - Distribuição de tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ) referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal  $\phi=10$  mm.



Fonte: O Autor.

Na Figura 5.13 são apresentadas as tensões normais na armadura, cabendo-se destacar o seu escoamento, exatamente como ocorrido no ensaio. A tensão alcançada foi bastante próxima ao da caracterização da barra, 592,50 MPa.

**Figura 5.13** - Tensões normais na armadura referente à força última do Modelo 1 com armadura longitudinal  $\phi=10$  mm.

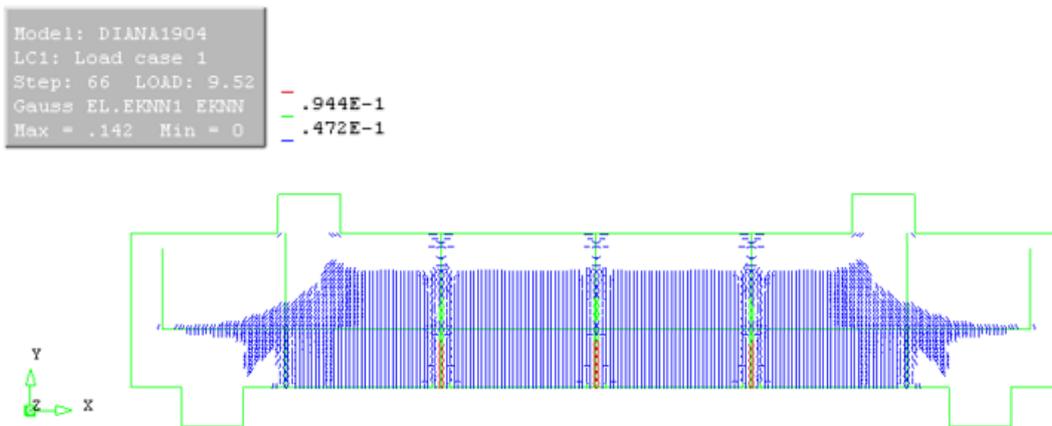


Fonte: O Autor.

Na Figura 5.14 é retratado o panorama de fissuração relativo ao passo de carga da força última, o qual foi coerente com o ocorrido nos ensaios. Nessa condição o modelo se apresenta bastante fissurado e com as fissuras nas proximidades dos apoios, na região de formação da biela, inclinadas com trajetórias aproximadamente perpendiculares à direção das tensões principais de tração, isto é, na direção das

tensões principais de compressão. Na região entre os apoios, como esperado, as fissuras seguem perpendicularmente ao eixo do modelo e evoluem além da metade da altura. É importante esclarecer sobre essa representação que o modelo de fissuração adotado na modelagem foi o distribuído, ao passo que no modelo físico ela se dá de forma discreta.

**Figura 5.14** - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 1 com armadura longitudinal  $\phi=10$  mm.



**Fonte:** O Autor.

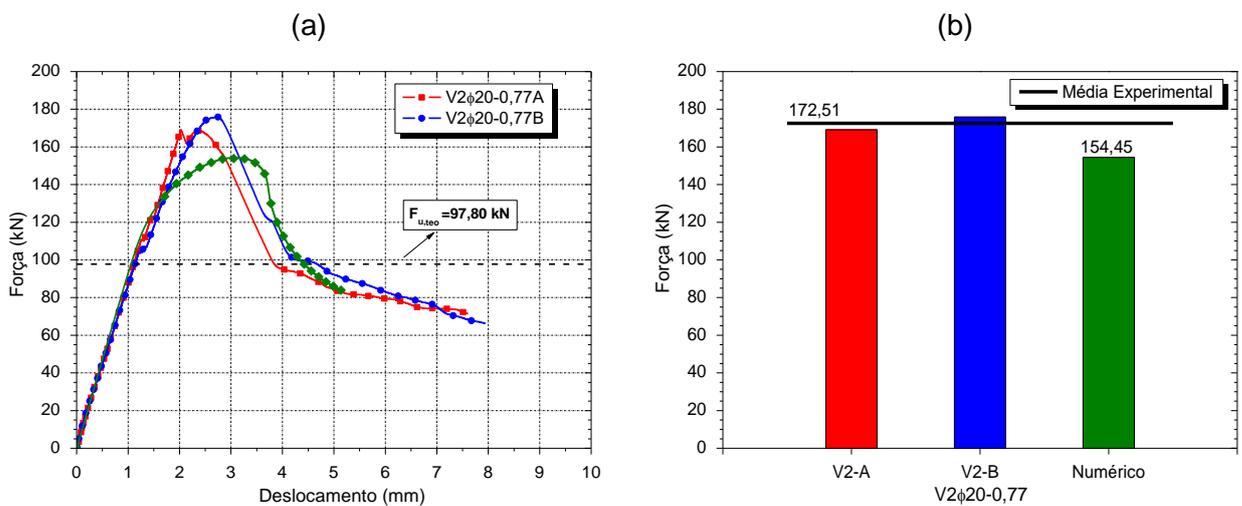
### 5.6.2 Série 2 e Modelo 2

Nos Gráficos 5.3 a 5.8 são apresentadas as comparações entre a Série 2 e o Modelo 2. De modo geral, constata-se que os modelos numéricos representaram de forma bastante satisfatória os resultados experimentais, especialmente no trecho inicial e na obtenção da força última. Algumas divergências ocorreram e essas foram observadas nas proximidades do esgotamento da capacidade resistente, quando os modelos numéricos se mostraram menos rígidos. Algumas hipóteses podem ser levantadas a esse respeito, como a redução repentina da capacidade de carga devido a intensificação da fissuração, ou o escorregamento das armaduras. Todavia, a explicação mais provável deve estar relacionada com o atrito desenvolvido entre as chapas dos apoios e a base onde as peças foram acomodadas, que fez com que as mesmas apresentassem, artificialmente, um aumento de rigidez e, conseqüentemente da força última.

Para os modelos com relação  $a/d=0,77$  houve uma melhor representatividade da capacidade de deformação nos trechos pós-pico. A divergência mais patente ocorreu na viga com  $a/d=1,72$  e sem estribos (Gráfico 5.6) e no modelo em que essas armaduras possuíam diâmetro nominal de 5,0 mm (Gráfico 5.8).

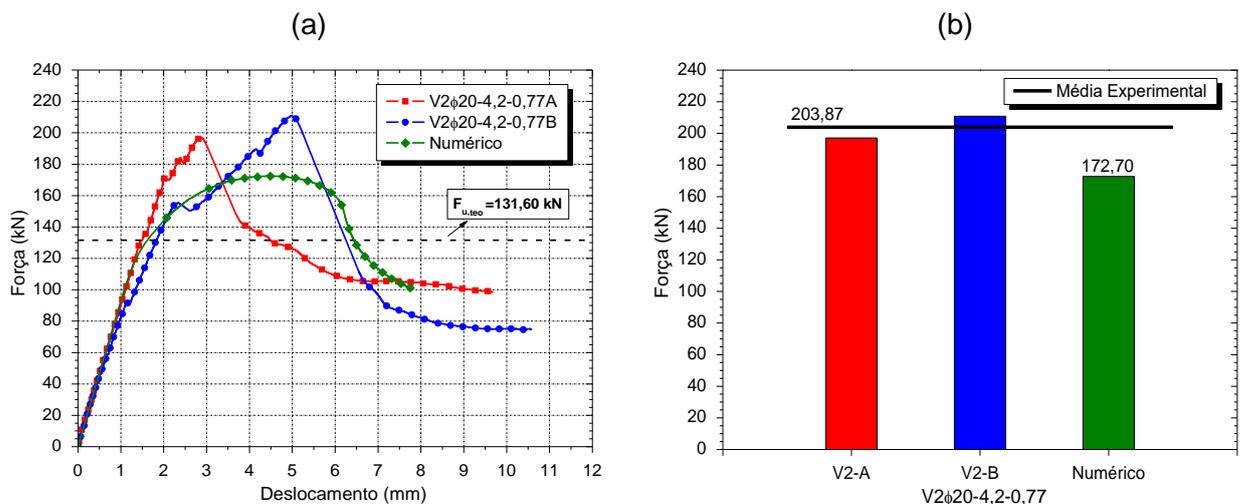
Em média, as forças últimas obtidas numericamente diferem em 15% das forças obtidas nos ensaios.

**Gráfico 5.3** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e sem estribos e o Modelo 2: (a) força  $\times$  deslocamento e (b) força última.



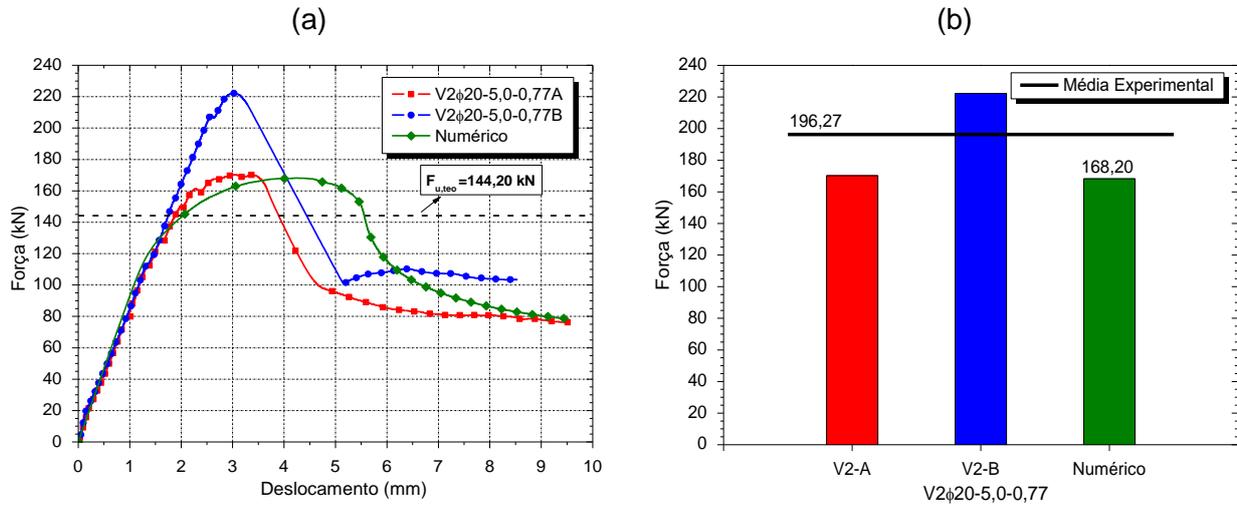
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.4** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 2: (a) força  $\times$  deslocamento e (b) força última.



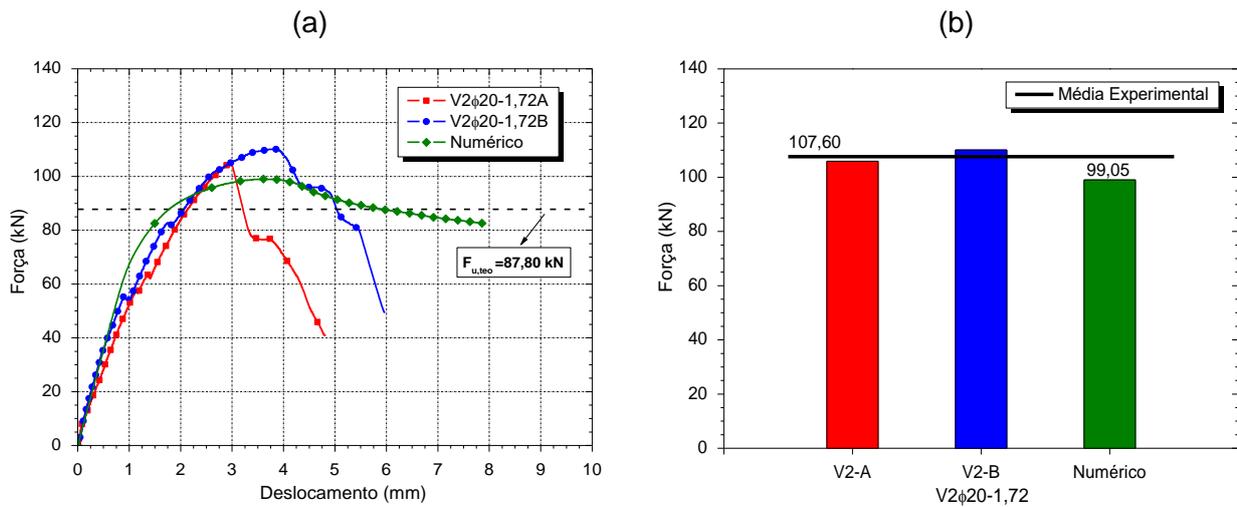
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.5** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 2: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



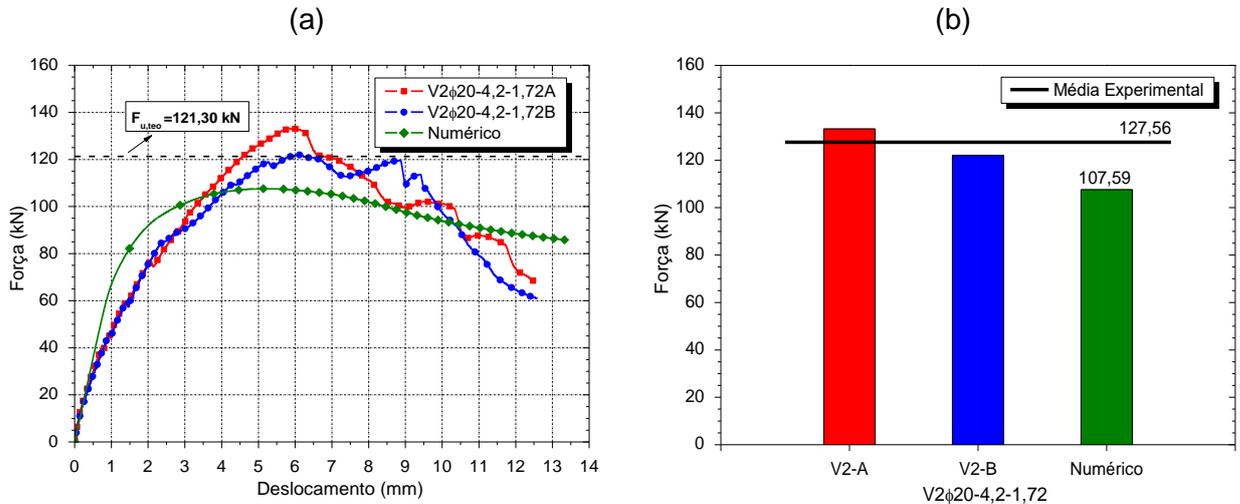
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.6** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e sem estribos e o Modelo 2: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



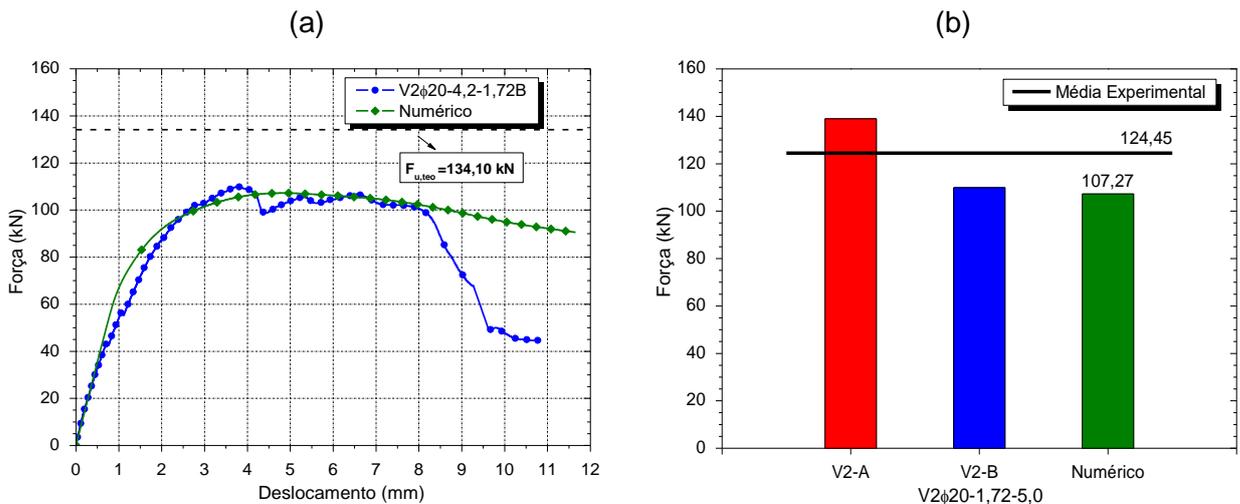
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.7** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 2: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.8** - Comparação entre as vigas da Série 2 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 2: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.

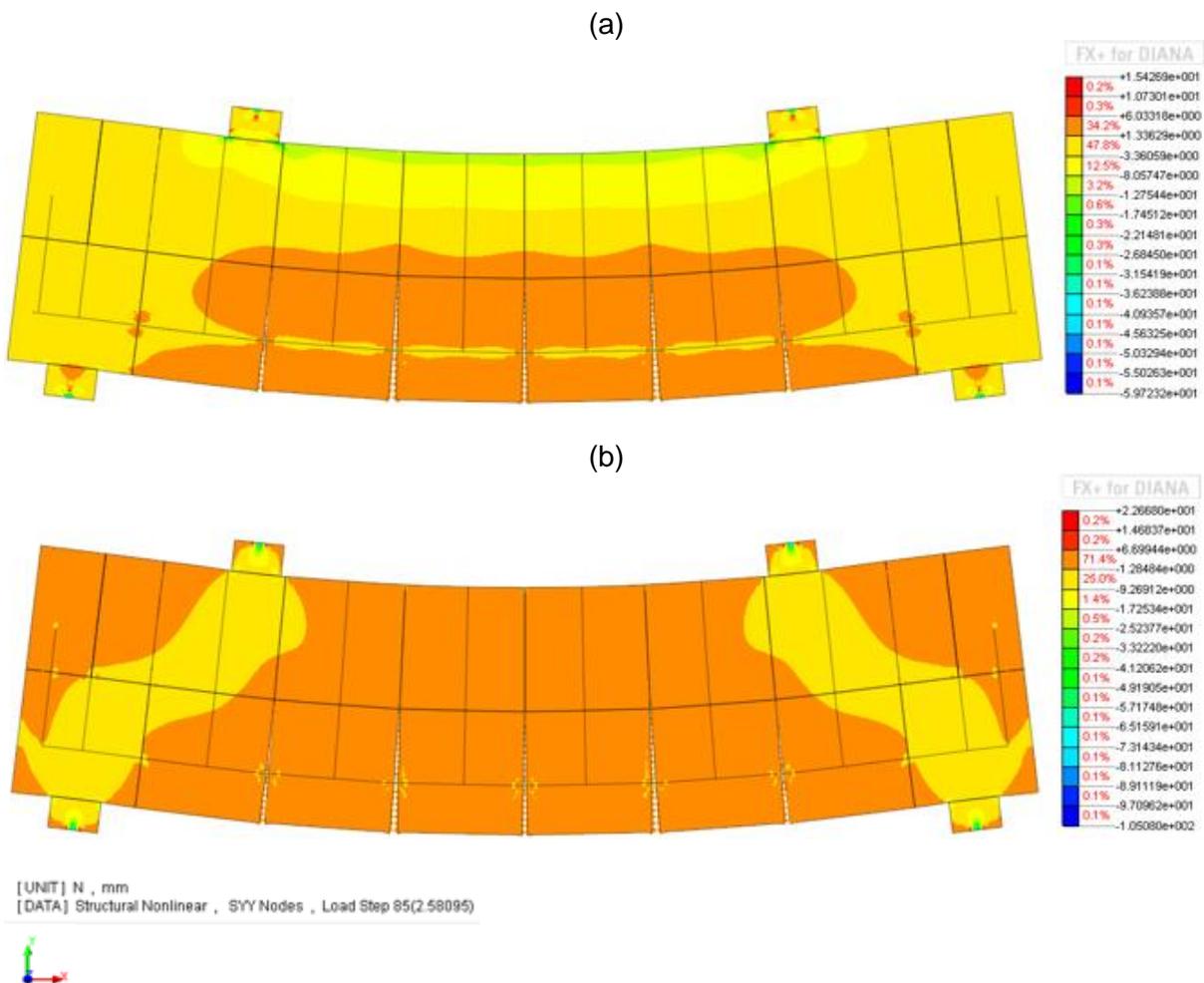


Fonte: O Autor.

A Figura 5.15 apresenta, para o instante da força última (passo 85), a distribuição de tensões normais do modelo com  $a/d=0,77$  e estribos de 4,2 mm. Com exceção dos locais de introdução de carregamento, nota-se que as máximas tensões de compressão ocorrem logo abaixo das chapas de distribuição, nos seus vértices (ver Figura 5.15 (a)), na mesma região do modelo físico onde se observou o esmagamento da alvenaria. Nos locais de formação das bielas essas tensões atingem valores muito próximos ao limite de resistência do prisma (18,64 MPa), Figura 5.15 (b).

Assim como nos ensaios, a ruptura dos modelos ocorreu de forma simétrica, com a formação de fissuras diagonais em posições onde houve a formação das bielas (ver Figura 5.15 (b)), e a propagação das fissuras de flexão através das interfaces e dos planos potenciais de fissuração vertical (nas metades das unidades). Nota-se ainda um fluxo de tensões, próximo aos apoios, que se encaminha para as extremidades do modelo, sinalizando a região de formação de fissuras, como de fato se registrou nos modelos físicos.

**Figura 5.15** - Distribuição de tensões referente à força última do Modelo 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) e (b) tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ).

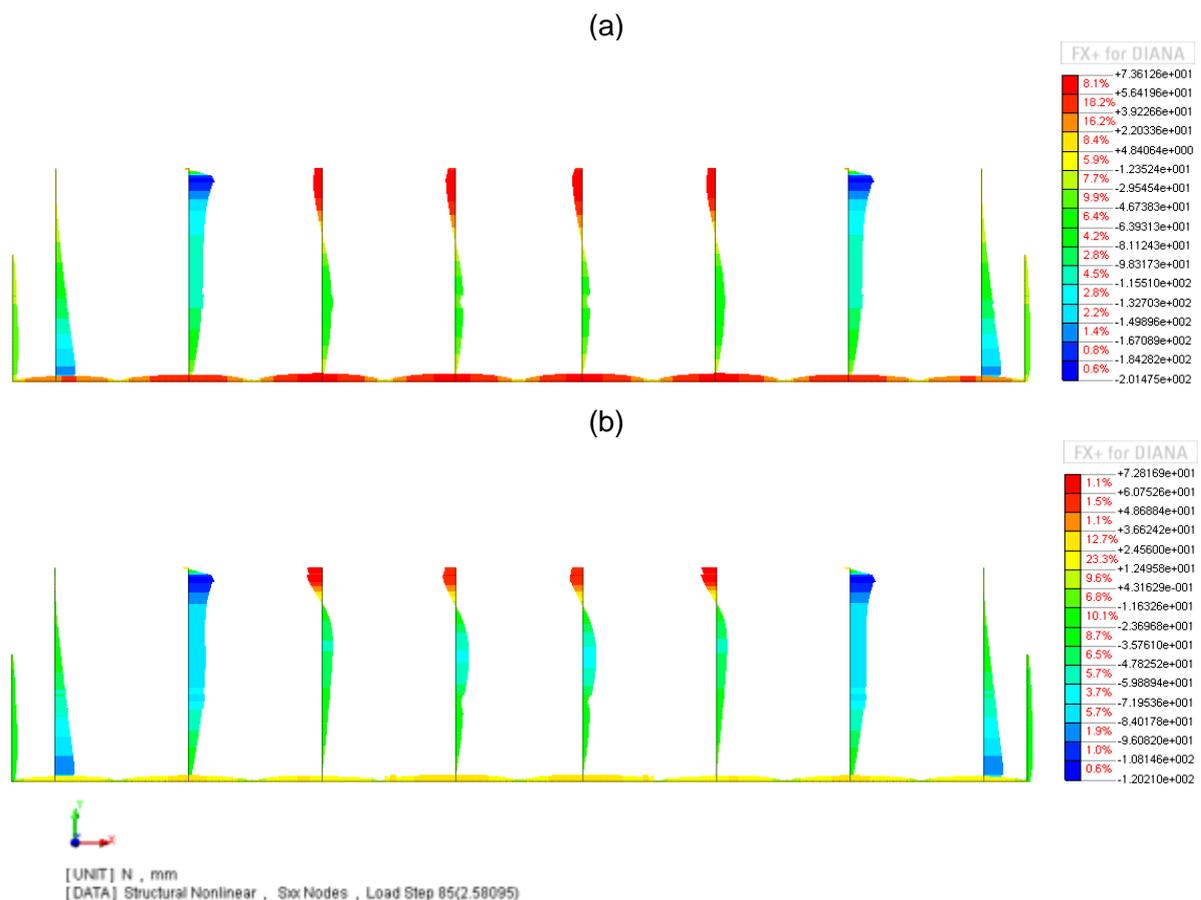


**Fonte:** O Autor.

As Figuras 5.16 e 5.17 apresentam, respectivamente, as tensões normais nas armaduras e o panorama de fissuração. É interessante notar que as máximas tensões de tração nos estribos ocorrem em sua parte superior e naqueles que estão posicionados na região de momento fletor constante. Após a força última, quando os

modelos têm sua capacidade resistente gradualmente diminuída, a extensão do estribo sujeita à tensões de tração se concentra em uma porção inferior a 20% de seu comprimento, Figura 5.16 (b). Como se verificou nos ensaios, essas armaduras ficam sujeitas a uma oscilação de tensões de compressão e tração em virtude do fluxo de tensões das cargas aplicadas e das reações de apoio, as quais se distribuem com uma inclinação de 45° em relação ao plano horizontal. Nos estribos próximos aos pontos de aplicação de carga há o predomínio de tensões de compressão, revelando que os mesmos quase não contribuem na resistência a forças cortantes. De maneira análoga, os estribos dispostos na imediata vizinhança dos apoios também são menos solicitados que os demais.

**Figura 5.16** - Tensões normais nas armaduras do Modelo 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm: (a) passo referente à força última e (b) último passo de carga.



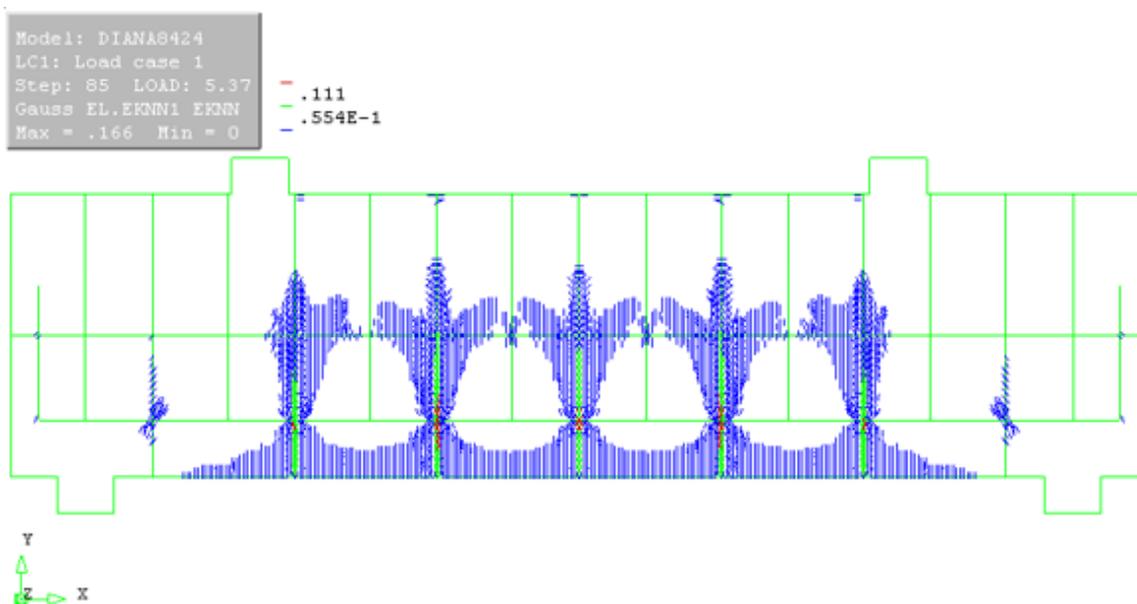
Fonte: O Autor.

Sobre as tensões normais na armadura longitudinal, observa-se que os seus máximos valores não ocorrem na seção de máximo momento fletor, mas sim na região onde é apoiada pelos estribos. Esse resultado mostra que a sollicitação dessa

armadura depende do apoio conferido pelos estribos e deixa claro do porquê o espaçamento dos estribos deve atender a certos limites.

O panorama de fissuração da Figura 5.17 representa a condição do ensaio, com as fissuras de flexão surgindo inicialmente nas juntas verticais da primeira fiada e, posteriormente, nas metades das unidades, e progredindo em direção à borda comprimida. No estágio correspondente ao passo da força última essas já se revelam inclinadas em direção aos pontos de aplicação do carregamento.

**Figura 5.17** - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 2 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.



**Fonte:** O Autor.

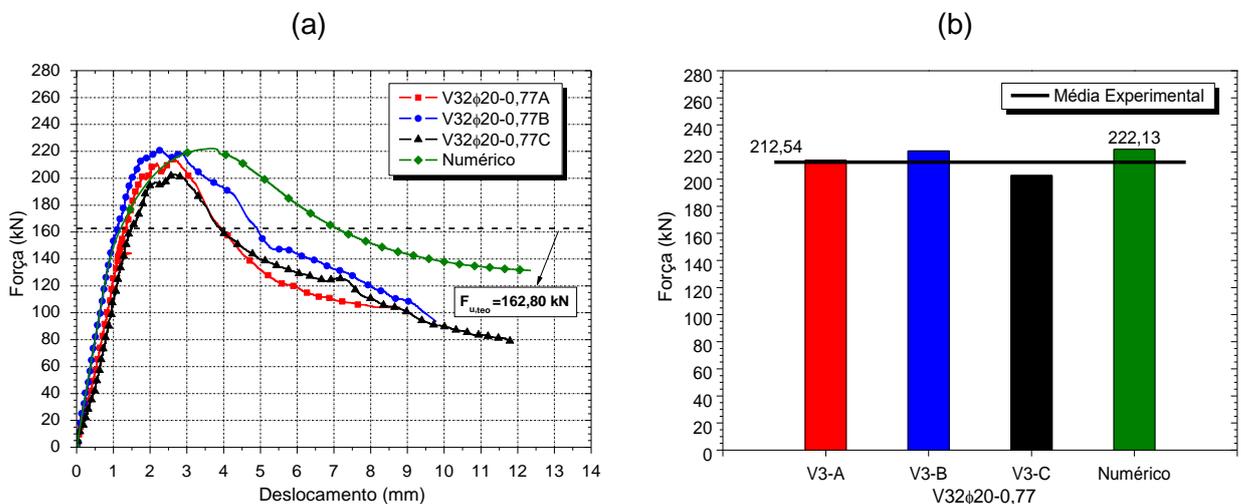
### 5.6.3 Série 3 e Modelo 3

Para completar essa análise os Gráficos 5.9 a 5.14 apresentam as curvas força  $x$  deslocamento e as forças últimas dos modelos numéricos e dos ensaios referentes às vigas com três fiadas. Novamente os modelos reproduziram o comportamento experimental, de modo especial naqueles simulados com  $a/d=0,77$ . Nesses houve um melhor ajuste das curvas tanto no trecho pré quanto no pós-pico, confirmando, assim, a representatividade da modelagem.

Nos modelos com  $a/d=1,72$  as divergências ocorreram para a representação do trecho descendente, principalmente nos armados ao cisalhamento. É difícil precisar os motivos que levaram a esse comportamento, já que muitos fatores interferem na resposta. Não obstante, uma possível explicação está relacionada com o escorregamento dos estribos, condição essa não considerada no modelo numérico.

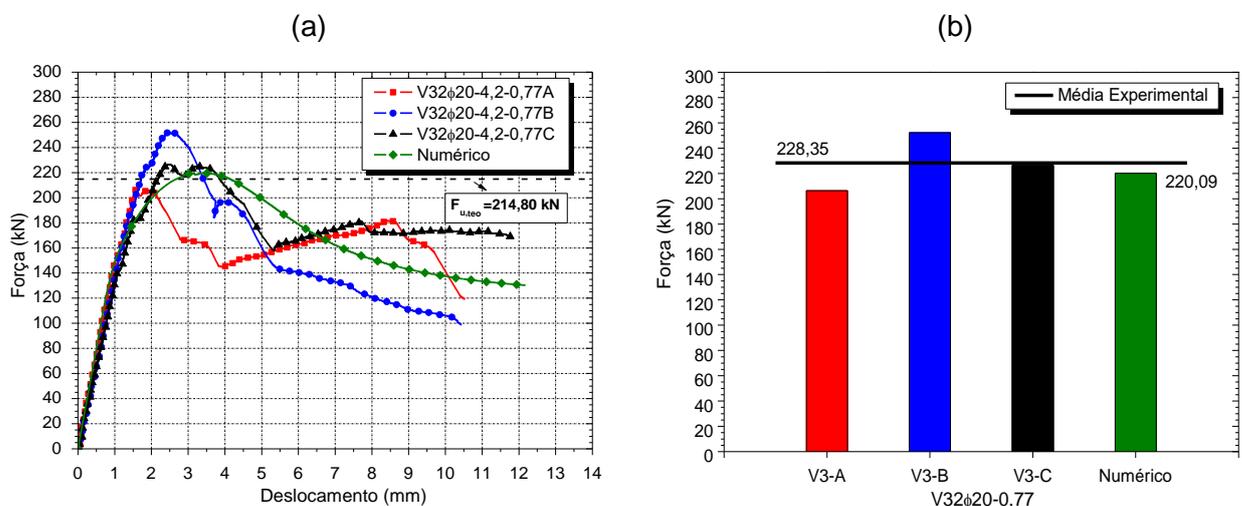
De modo geral, os modelos predizem satisfatoriamente a força última, havendo uma diferença máxima de 13% em relação aos experimentos.

**Gráfico 5.9** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e sem estribos e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



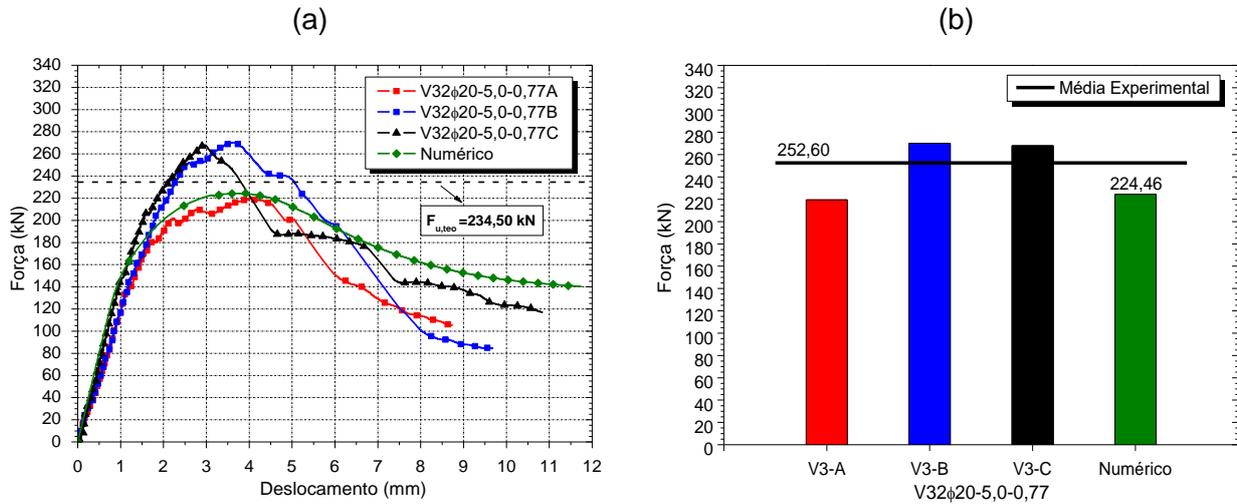
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.10** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



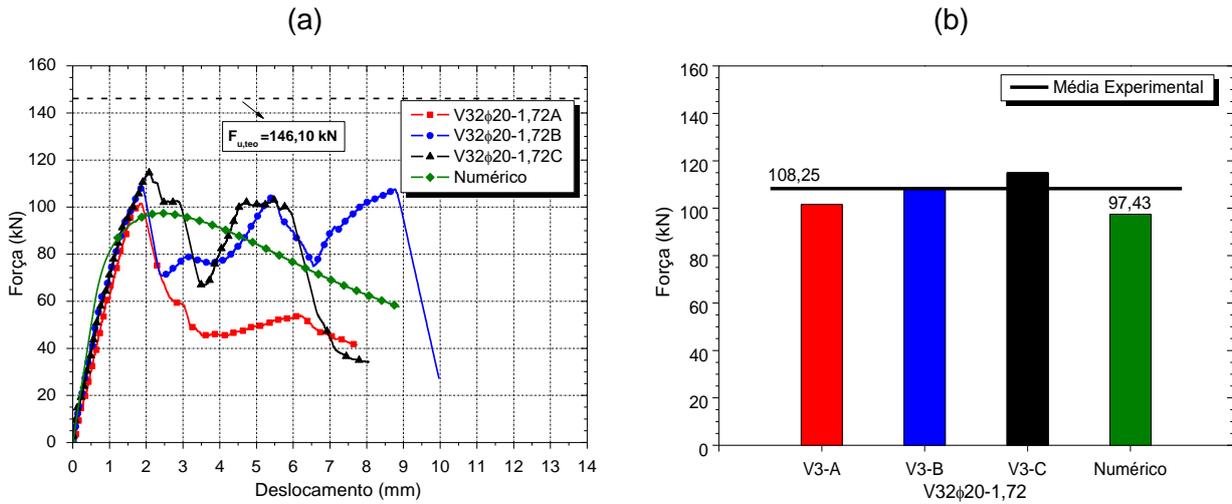
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.11** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=0,77$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



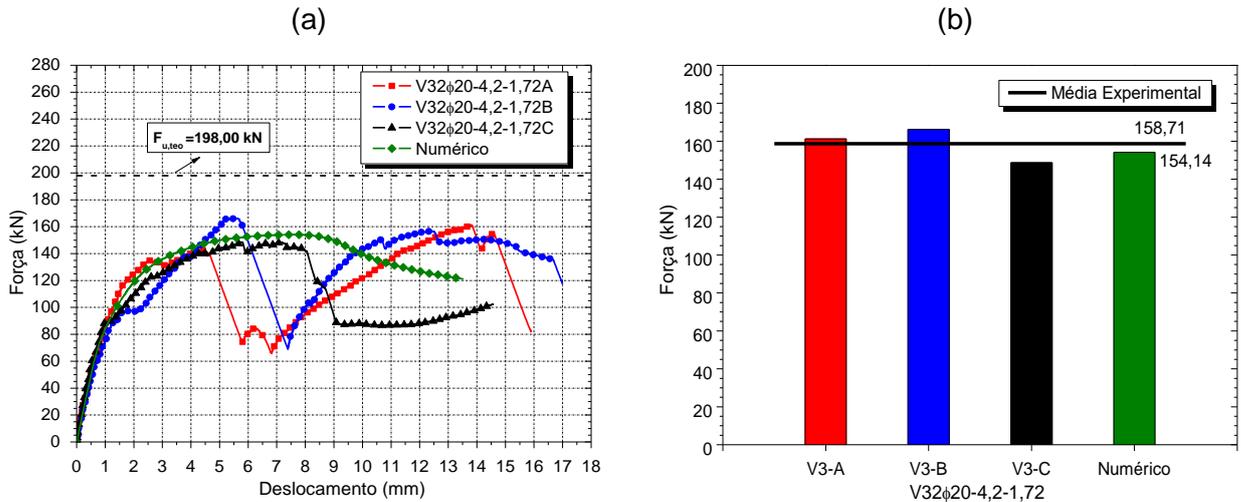
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.12** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e sem estribos e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



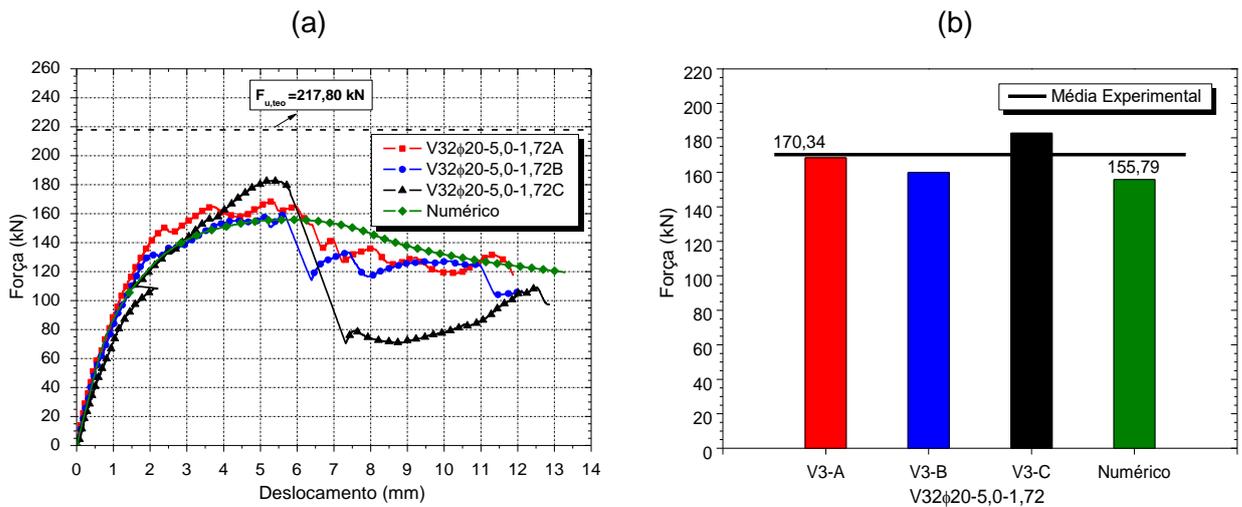
Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.13** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 4,2 mm e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



Fonte: O Autor.

**Gráfico 5.14** - Comparação entre as vigas da Série 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm e o Modelo 3: (a) força  $x$  deslocamento e (b) força última.



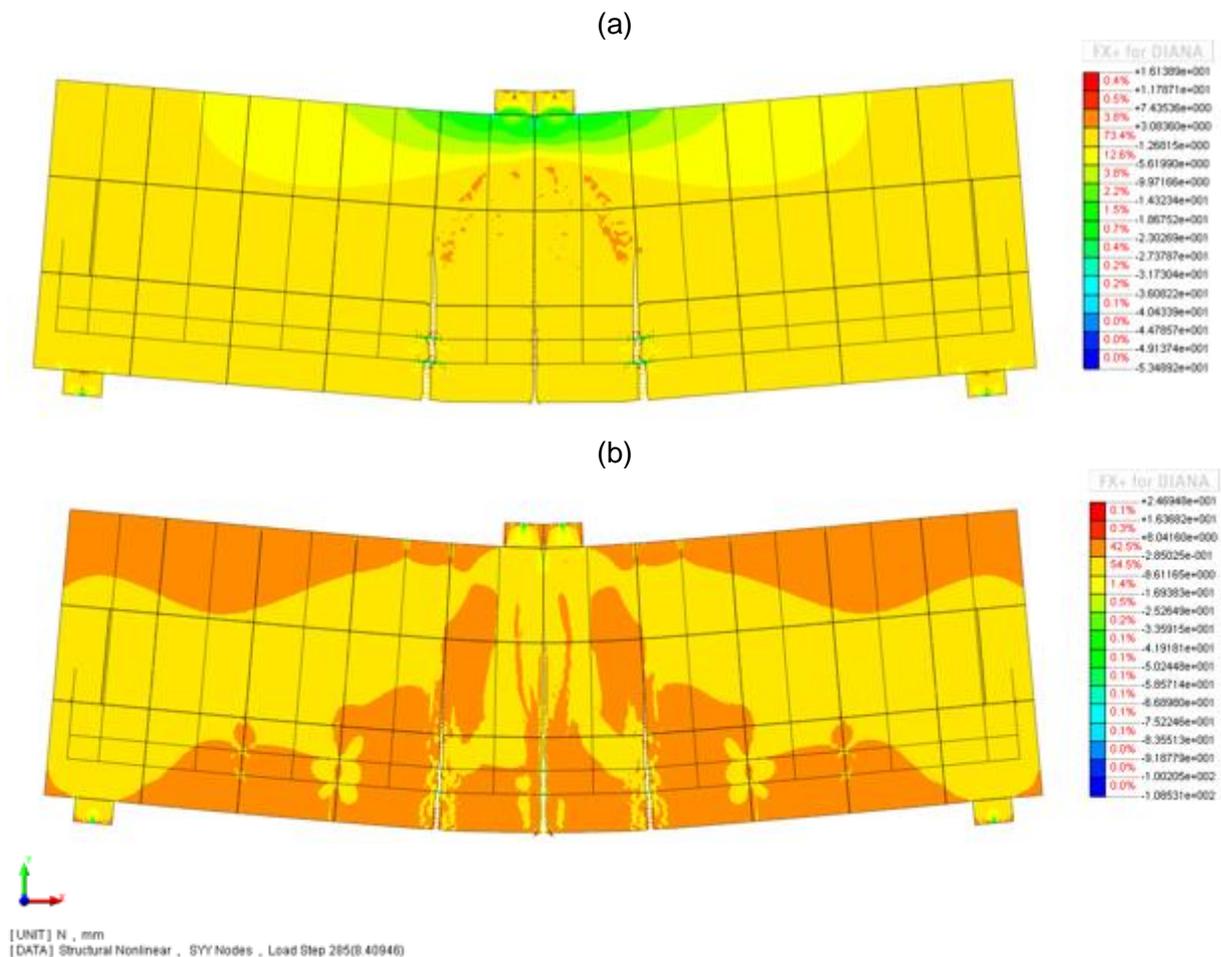
Fonte: O Autor.

A distribuição de tensões normais do modelo com  $a/d=1,72$  e estribos de 5,0 mm consta na Figura 5.18, na qual se observa um comportamento similar aos modelos já discutidos. Cabe observar, porém, que a mesma se refere à etapa de descarregamento do modelo (passo 285 e  $F_{num}=140,06$  kN). Optou-se por essa representação, pois para o passo correspondente à força última (passo 139) ainda não havia a formação do fluxo de tensões em direção aos apoios (formação das bielas).

Na Figura 5.19 é apresentada a distribuição de tensões nas armaduras, destacando-se que as mesmas se mantiveram em regime elástico, exatamente como nos ensaios. As máximas trações nos estribos ocorreram em sua parte superior e naqueles dispostos ao lado dos pontos de introdução de carga.

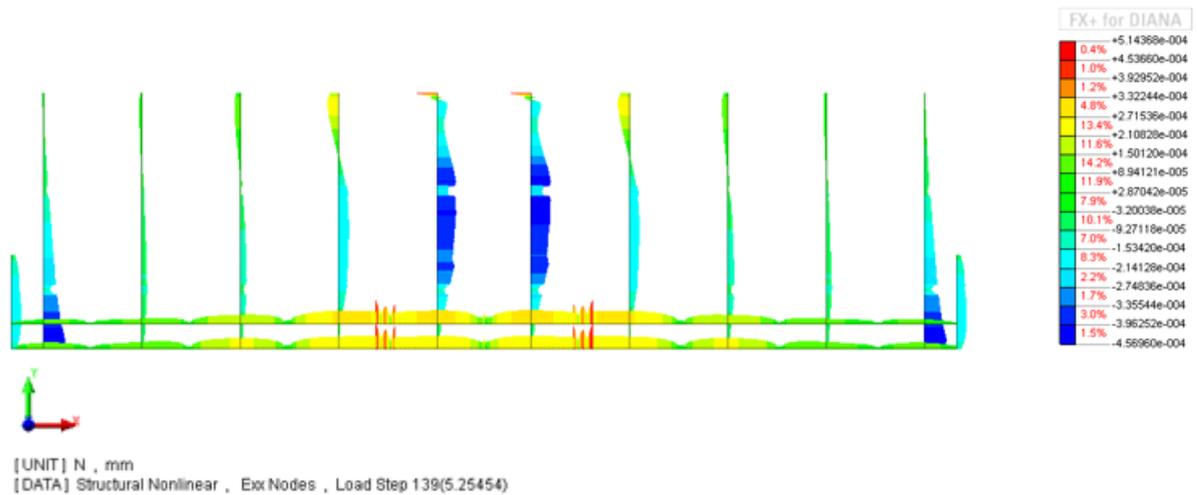
O panorama de fissuração da Figura 5.20 reflete o observado no modelo físico, com as fissuras concentradas na região central e evoluindo em direção às cargas. Até o último passo de convergência não se registrou uma evolução dessas fissuras.

**Figura 5.18** - Distribuição de tensões do Modelo 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm: (a) tensões normais à seção transversal ( $S_{xx}$ ) e (b) tensões normais verticais ( $S_{yy}$ ).



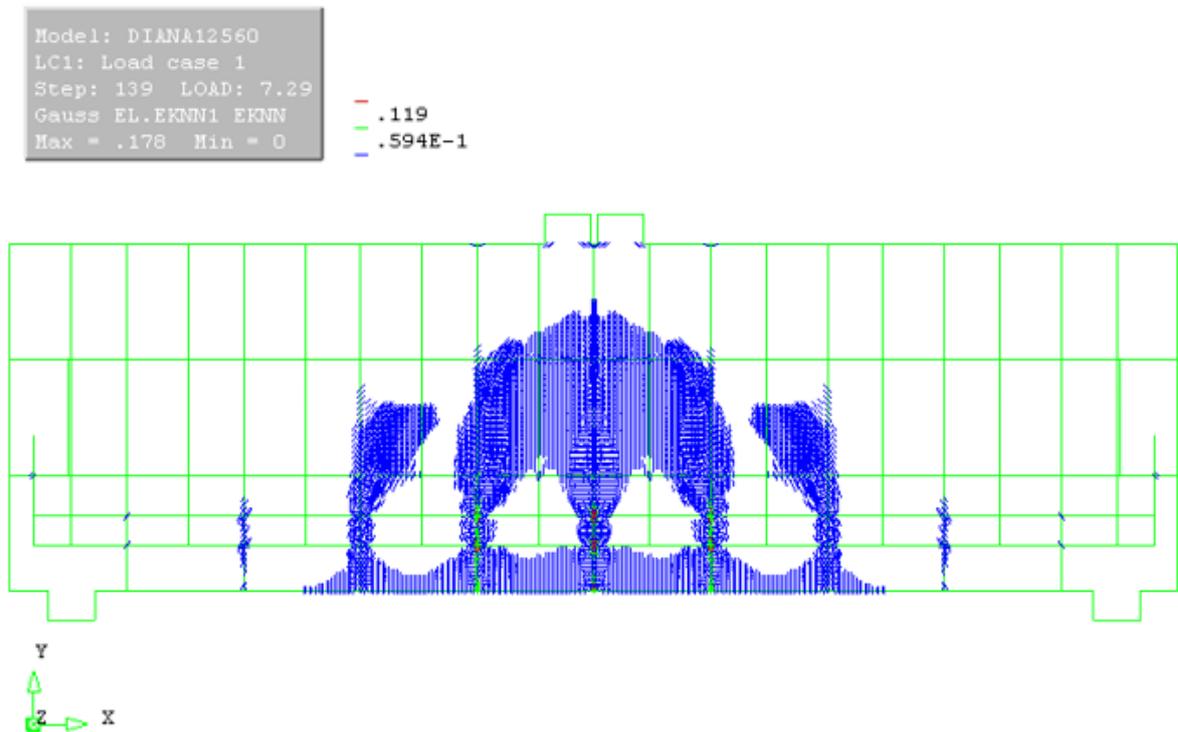
Fonte: O Autor.

**Figura 5.19** - Tensões normais nas armaduras referente à força última do Modelo 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



Fonte: O Autor.

**Figura 5.20** - Panorama de fissuração correspondente a força última do Modelo 3 com  $a/d=1,72$  e estribos de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.



Fonte: O Autor.

## 5.7 Comentários finais

Neste capítulo foi realizada a modelagem das vigas com o intuito de complementar a análise dos ensaios e, a partir dos modelos calibrados, aptos a reproduzirem o comportamento experimental, serem utilizados para estudos futuros.

Em relação às hipóteses consideradas para a elaboração dos modelos convém fazer alguns comentários:

A definição da condição de contorno foi um dos pontos mais sensíveis da modelagem. Inicialmente houve a tentativa de serem utilizados apoios com restrições em  $x$  e  $y$  (situação idealizada nos ensaios), todavia, os resultados não reproduziram a condição de ensaio. Para essa situação a força última era atingida anteriormente aos ensaios e com menores deslocamentos (aumento de rigidez) para uma mesma quantidade de passos de carga. A solução para esse problema foi liberar a translação na direção  $x$  em um dos apoios (apoio direito).

Essa alternativa implicou em uma pequena redução de rigidez próxima à força última, porém, pode-se afirmar que essa representou de forma satisfatória os resultados. Para os experimentos atinge-se a mesma força última, porém com uma rigidez ligeiramente maior. Esse fato revela que a translação na direção  $x$  nos modelos físicos não foi totalmente impedida, como inicialmente se pensou que fosse. Idealmente, os vínculos adotados na simulação deveriam conferir uma restrição parcial nessa direção (intermediária entre totalmente restrito e sem restrição), uma vez que a alvenaria no entorno das vigas oferece alguma oposição aos deslocamentos.

Embora a adoção de um vínculo com rigidez intermediária fosse o mais representativo, não se considerou essa opção, pois não se dispunha de resultados de ensaios que embasassem o cálculo de sua rigidez. Diante disso, julgou-se mais adequado considerar vínculos ideais.

Quanto às propriedades dos materiais, não foi possível utilizar o módulo de elasticidade dos prismas, uma vez que os modelos com esse resultado se mostraram com uma rigidez bastante maior que os experimentais. A alternativa encontrada para contornar esse problema foi obtê-lo por meio do trecho elástico das curvas força  $x$

deslocamento experimentais das vigas. Com exceção do Modelo 1, nos outros dois Modelos foi utilizado um módulo médio calculado a partir das curvas de todos os espécimes.

A energia de fraturamento na tração obtida por meio do CEB-FIP:2010 se mostrou insuficiente, já que as armaduras nesse caso são desconsideradas. No Modelo 2 o valor que melhor se ajustou à curva experimental foi o de 0,25 N/mm, ao passo que no 3, por possuir o dobro da área de armadura longitudinal, essa energia foi dobrada.

Outro comentário a ser feito é a respeito do fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), o qual considera a diminuição da rigidez transversal após iniciada a fissuração. Essa variável se mostrou importante na modelagem, de modo especial nos casos em que a relação  $a/d$  estudada foi igual a 1,72. Para ambas as vigas, com duas e três fiadas, os valores que melhor se ajustaram aos resultados experimentais, foram, respectivamente, 0,30 e 0,20. Para os outros casos o valor atribuído foi aproximadamente nulo (ver Tabelas 5.5, 5.8 e 5.11). Fica claro, portanto, que o  $\beta$  é influenciado pela trajetória das cargas e a variação da relação  $V/M$ , que expressa o grau de fissuração dos modelos.

Em resumo, considera-se que os modelos numéricos representaram de forma satisfatória o comportamento dos ensaios. A Tabela 5.13 resume a média das forças últimas experimentais e os valores obtidos na modelagem, bem como a relação entre esses valores. A maior diferença entre os resultados foi registrada para a V2 $\phi$ 20-4,2-1,72, a qual apresentou resultado numérico 19% menor.

**Tabela 5.13** - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Série	Viga	F <sub>exp, média</sub> (kN)	F <sub>num</sub> (kN)	F <sub>exp, média</sub> /F <sub>num</sub>
1	V1φ10-1	153,56	154,55	0,99
	V1φ16-1	177,74	220,14	0,81
2	V2φ20-0,77	172,51	154,45	1,12
	V2φ20-4,2-0,77	203,87	172,70	1,18
	V2φ20-5,0-0,77	196,27	168,20	1,17
	V2φ20-1,72	107,60	99,05	1,09
	V2φ20-4,2-1,72	127,56	107,59	1,19
	V2φ20-5,0-1,72	124,45	107,27	1,16
3	V32φ20-0,77	212,54	222,13	0,96
	V32φ20-4,2-0,77	228,35	220,09	1,04
	V32φ20-5,0-0,77	252,60	224,46	1,13
	V32φ20-1,72	108,25	97,43	1,11
	V32φ20-4,2-1,72	158,71	154,14	1,03
	V32φ20-5,0-1,72	170,34	155,79	1,09

Fonte: O Autor.

# 6 CONCLUSÕES

---

O comportamento estrutural de vigas em alvenaria submetidas ao cisalhamento foi estudado neste trabalho por meio de duas abordagens, experimental e modelagem numérica. A etapa dos ensaios foi dividida em duas fases, as quais corresponderam na caracterização dos materiais e componentes da alvenaria e na análise de vigas em escala natural.

A seguir são apresentadas as principais conclusões deste trabalho e essas são divididas em itens conforme o assunto.

## 6.1 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização corresponderam à análise dos materiais e componentes da alvenaria. Foram definidas as curvas da composição granulométrica dos agregados, determinadas as dimensões, propriedades físicas e mecânicas das unidades, as resistências à tração e à compressão da argamassa e do graute e o estudo da alvenaria como material compósito por meio de prismas. Com respeito aos resultados obtidos podem ser elencadas as seguintes considerações:

Para todas as unidades (blocos, meio blocos e canaletas) as dimensões e as propriedades físicas apresentaram resultados conformes, atendendo às tolerâncias estabelecidas em norma. Os resultados obtidos foram semelhantes ao de outros pesquisadores que fizeram uso de unidades com características similares a deste trabalho. Para as três unidades a resistência característica à compressão foi superior à resistência nominal indicada pelo fabricante. A ruptura típica foi caracterizada por um comportamento frágil e a propagação de fissuras com um formato cônico, o que indicou o efeito de restrição provocado pelo atrito entre as unidades e a chapa.

O capeamento com argamassa empregado para regularizar as faces de trabalho pode ter intensificado esse efeito de restrição e, portanto, ter aumentado artificialmente a resistência à compressão e sua capacidade de deformação. A relação

$E_b/f_b$  encontrada para os blocos foi igual a 1623, valor um pouco maior que os indicados na literatura, os quais variam entre 500 e 1500.

O tipo de instrumentação (extensômetros removíveis e transdutores de deslocamentos) adotado para medir o módulo de elasticidade interfere nos resultados. Em todos os casos analisados o módulo obtido a partir do registro dos transdutores foi menor do que o dos extensômetros. Isso ocorreu devido à presença de folgas na interface da chapa de distribuição e as faces de trabalho das unidades, as quais, durante o ensaio, foram consumidas e registradas pelo transdutor. Outro comentário cabível é a respeito da fixação dos extensômetros removíveis no corpo de prova, já que, devido à distribuição de tensões não uniforme, o seu posicionamento em regiões de maior rigidez, como no encontro entre as paredes longitudinais e transversais, resulta em valores não representativos da deformabilidade de todo o corpo.

Para os blocos e meio blocos a resistência à compressão caracterizada em direção paralela à junta foi menor, em média, em 39%. Apenas nas canaletas esse resultado foi superior, com um acréscimo de 28%.

A resistência à compressão da argamassa obtida a partir de corpos de prova cúbicos foi 29% maior que a dos cilíndricos. Esse aumento se deve à geometria do molde e reproduz de maneira mais próxima o estado de tensões que ocorre nas juntas. Quanto à resistência à tração, obtida por compressão diametral, a mesma correspondeu a 12% da resistência à compressão.

Diferentemente do previsto, o graute apresentou resistência à compressão 23% maior e a relação entre as resistências à tração e à compressão foi de 0,08, o que é compatível para resistências moderadas.

A análise do comportamento conjunto da alvenaria foi feita por meio do ensaio de prismas com duas unidades de altura e submetidos à compressão em duas direções ortogonais, normal e paralela à junta. A relação prisma grauteado e prisma oco para a direção normal foi igual a 2,02, ao passo que para os comprimidos paralelamente essa foi menor e igual a 1,17. Tanto para os prismas ocos quanto para os grauteados as peças submetidas à compressão paralela foram menos resistentes. No caso deste último houve uma redução de 9%. Esse resultado deve ser analisado

com cautela, já que o graute utilizado no seu preenchimento teve resistência à compressão 46% maior. É provável que essa redução seja ainda maior.

Para ambas as direções de carregamento houve um aumento significativo na resistência à compressão proporcionando pelo graute. Esse aumento, porém, se dá de forma mais efetiva para os elementos submetidos à compressão paralela, ver Gráfico 3.9.

A ruptura dos prismas ocios com compressão paralela se deu de forma frágil e, na maior parte dos casos, sem a identificação visual de nenhuma fissura. Quanto aos preenchidos, a sua configuração ao final dos ensaios sugeriu o trabalho isolado entre o graute e bloco devido às diferenças de deformabilidade dos materiais.

## 6.2 Ensaios das vigas

A segunda etapa do programa experimental foi relativa à construção e o ensaio das trinta e sete vigas, nas quais foram analisadas as influências da geometria, das taxas de armaduras e da variação da relação  $a/d$  na capacidade resistente ao cisalhamento.

Nas vigas com uma fiada, identificadas como Série 1, foi analisada apenas a variação da taxa de armadura longitudinal. Para esse caso houve o maior distanciamento entre a previsão teórica e o resultado experimental. Diferentemente do previsto, nas vigas com armadura longitudinal de 10 mm a ruína se concretizou pelo escoamento da armadura. O aumento da taxa, considerado nas peças com barras de 16 mm, resultou no incremento da capacidade resistente, da rigidez e na alteração da forma de ruína. Foi registrado um aumento de 18,4% na tensão de cisalhamento convencional quando essa taxa passou de 0,45 para 1,18%. Esse aumento da capacidade resistente pode ser atribuído à mobilização dos mecanismos resistentes, como o de pino, que foi efetivo nesse caso, e o da transferência de forças através das superfícies das fissuras. A configuração deformada indicou o comportamento de arco, com o carregamento sendo transmitido diretamente para os apoios e a armadura trabalhando como um tirante.

As formas de ruptura revelaram a mobilização dos mecanismos resistentes. À medida em que o carregamento foi aumentado e, por consequência, houve o aumento da abertura das fissuras, as forças de atrito desenvolvidas entre as fissuras foi bastante diminuída, com a contrapartida de aumento do efeito de pino, o qual foi mobilizado pelo apoio das bielas nas armaduras longitudinal.

Dentre as vigas da Série 2, apenas um exemplar teve resultado inferior ao teórico. Houve uma redução da relação  $V_{u,exp}/V_{u,teo}$  com o aumento da taxa de armadura transversal, isto é, os valores previstos teoricamente ficaram mais próximos dos experimentais. Para as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72) as peças com taxas de armadura transversal iguais a 0,07% apresentaram piores resultados do que aquelas com taxas iguais a 0,05%, contrariando, novamente, os cálculos.

A rigidez das peças ensaiadas com as cargas próximas aos apoios ( $a/d=0,77$ ) foi bastante similar, mesmo naquelas não armadas ao cisalhamento. A maior diferença entre elas está na forma de ruptura, com comportamento dúctil e um controle mais eficiente na propagação das fissuras nos modelos com estribos.

Em alguns casos, a ausência de registros de escoamento das armaduras transversais pode ser explicada pela forma de propagação das fissuras diagonais, as quais foram interceptadas anteriormente por estribos não instrumentados, ou por alcançarem aqueles instrumentados somente nos estágios finais do ensaio, quando a ruína do modelo já era iminente.

Sobre esses registros, é bastante provável que nos casos em que esse se confirmou o mesmo foi potencializado pelo apoio das bielas sobre as armaduras longitudinais, as quais por flexão local tracionaram os estribos a partir de sua extremidade inferior.

A ruína dessa Série se deu essencialmente por cisalhamento: ou devido ao apoio das bielas nas armaduras longitudinais, ficando essas localmente plastificadas; ou em decorrência da propagação das fissuras em direção aos pontos de aplicação de carga, causando a ruptura dos estribos; ou com o esmagamento da alvenaria no banzo comprimido, no entorno dos pontos de aplicação das forças.

Quanto à ruptura, nos elementos sem estribos essa ocorreu de forma frágil, sem avisos. Já nos armados ao cisalhamento, a ruptura foi precedida por intensa fissuração, especialmente na vizinhança dos apoios.

Nas vigas da Série 3 constatou-se que não há mudanças significativas na capacidade resistente ao aumentar a taxa de armadura transversal de 0,05 para 0,07%. O maior acréscimo (10,7%) foi registrado nos modelos ensaiados com  $a/d=0,77$ . Comparando-se os dados das Séries 2 e 3 e admitindo-se a neutralização da influência do graute na resistência ao cisalhamento, pode-se afirmar que as vigas com duas fiadas apresentaram desempenho superior aos modelos de maior altura, independentemente da relação  $a/d$ .

Nesta Série, para todas as vigas ensaiadas com relação  $a/d=1,72$  os resultados teóricos foram inferiores aos experimentais, fato semelhante ao ocorrido na Série 2 (ver Gráfico 4.33 (b) e 4.34 (b)). Apenas para a condição de carregamento com  $a/d=0,77$  esse resultado foi maior ou esteve mais próximo ao obtido nos ensaios (ver Gráfico 4.33 (a) e 4.34 (a)).

O panorama de fissuração foi bastante semelhante ao relatado na literatura, com as fissuras de flexão surgindo a partir da região de momento fletor máximo e com configuração perpendicular ao eixo longitudinal das vigas. Quanto às fissuras diagonais, típicas da ruptura por forças cortantes, essas se desenvolveram a partir dos apoios e evoluíram em direção aos pontos de aplicação das forças, ora atravessando os blocos e as juntas e ora contornando as unidades.

Conforme se constatou nas Séries 2 e 3 e para as duas relações  $a/d$  (0,77 e 1,72), há um aumento da capacidade resistente ao cisalhamento com a redução dessa relação, conclusão essa que corrobora com a revisão de literatura feita inicialmente.

### 6.3 Modelagem numérica

Na segunda abordagem do estudo foram realizadas as simulações das vigas como forma de complementar a análise experimental. Primeiramente, foram definidas a estratégia de modelagem, as hipóteses simplificadoras, os modelos

constitutivos e, por fim, a comparação entre os resultados numéricos e os experimentais. Essa modelagem pôde elucidar alguns fenômenos observados nos ensaios, como a variação de tensões nos estribos e o fluxo de tensões formado entre os apoios e os pontos de aplicação das forças.

De modo geral, os modelos reproduziram de forma satisfatória o comportamento experimental. A previsão da força última e os comportamentos pré e pós-pico puderam ser representados. Houve um bom ajuste entre os resultados ao se considerar um módulo de elasticidade médio obtido por meio das curvas força  $\times$  deslocamento experimentais das vigas.

O panorama de fissuração obtido nos modelos foi condizente com o observado nos ensaios, lembrando-se que neste caso as fissuras ocorreram de forma discreta e nos modelos numéricos, devido ao modelo de fissuração adotado (fissuração distribuída), essas se manifestaram de forma distribuída.

Ao final deste trabalho acredita-se que os objetivos propostos tenham sido cumpridos. O estudo trouxe contribuições importantes para esclarecer o comportamento mecânico de vigas sujeitas ao cisalhamento ao estudar elementos com diferentes geometrias e taxas de armaduras.

#### **6.4 Sugestões para trabalhos futuros**

Como forma de dar continuidade a este estudo, podem ser sugeridos os seguintes assuntos:

- Estudar o comportamento de vigas submetidas à solicitações tangenciais para outras relações  $a/d$ ;
- Avaliar a resistência à compressão de pequenas paredes submetidas à compressão paralela;
- Avaliar a eventual contribuição das armaduras na resistência à compressão de prismas com compressão paralela;

- Estudar o efeito da interrupção do graute na zona comprimida considerando unidades de concreto e cerâmicas e a variabilidade das resistências de graute;
- Determinar a energia de fraturamento na tração considerando o comportamento à flexão e na presença de armaduras;
- Quantificar a contribuição dos mecanismos resistentes (efeito pino, engrenamento dos agregados e a parcela do banzo comprimido) na capacidade resistente ao cisalhamento.



# REFERÊNCIAS

---

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 530**: building code requirements for masonry structures. Michigan, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (ABCI). **Manual técnico de alvenaria**. São Paulo, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 45**: agregados: determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 52**: agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 53**: agregado graúdo: determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 67**: concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6136**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR ISO 6892**: materiais metálicos: ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**: agregado para concreto. Rio de Janeiro, 1983.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7215**: cimento Portland: determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação. 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: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 13276**: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1**: alvenaria estrutural: blocos cerâmicos: projetos. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-1**: alvenaria estrutural: blocos de concreto: projeto. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-2**: alvenaria estrutural: blocos de concreto: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

BARBOSA, C. S. **Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto, prismas e paredes e suas correlações com as propriedades mecânicas dos materiais constituintes**. 2008. 262 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628-1**: code of practice for the use of masonry: structural use of unreinforced masonry. England, 2005.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628-2**: code of practice for the use of masonry: structural use of reinforced and prestressed masonry. England, 2000.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA S304.1**: design of masonry structures. Canada, 2004.

CHAIMOON, K.; ATTARD, M. M. Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bending (in plane). **Engineering Structures**, UK, v. 31, n. 1, p. 103-112, Jan. 2009.

CAPUZZO NETO, V. **Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais**. 2005. 322 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB-FIP). **CEB-FIP 1990**: model code for concrete structures. Paris, 1990.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB-FIP). **CEB-FIP 2010**: model code for concrete structures. Paris, 2010.

COLVILLE, J.; WOLDE-TINSAE, A. M. Compressive strength of grouted concrete masonry. **Brick and Block Masonry**, v. 1, p. 149-156, 1991.

CONTADINI, L. F. **Análise teórica e experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada sujeitas à flexão simples**. 2014. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2014.

DIANA®. **User's manual release 9.6**. Netherlands: TNO DIANA, 2011.

FEREIG, S. M. Shear strength of reinforced concrete masonry beams with web reinforcement. **ACI Structural Journal**, USA, v. 91, n. 4, p. 415-422, July-Aug. 1994.

FREITAS, A. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão**. 2008. 289 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: Editora Pini, 2008.

GONÇALVES JÚNIOR, L. A. **Avaliação de incertezas em modelo de dano com aplicação a prismas de alvenaria sob compressão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

HAACH, V. G. **Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis**. 2009. 367 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil - Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 2009.

HAACH, V. G.; VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P. B. Assessment of the flexural behavior of concrete block masonry beams. **Materials Science Forum**, Portugal, v. 636-637, n. 5, p. 1313-1320, Apr. 2010.

\_\_\_\_\_. Numerical analysis of concrete block masonry beams under three point bending. **Engineering Structures**, UK, v. 33, n. 12, p. 3226-3237, Dec. 2011.

HAMID, A. A; DRYSDALE, R. G. Suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compression. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 76, n. 10, p. 1047-1061. 1979.

\_\_\_\_\_. Concrete masonry under combined shear and compression along the mortar joints. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 77, n. 5, p. 314-320, 1980.

HENDRY, A. W. **Structural masonry**. 2nd. ed. London: MacMillan Press LTD, 1998.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of masonry structures**. 3<sup>rd</sup>. ed. London: E&FN SPON, 2004.

HILAL, S. M.; BAHNASAWY, H. H.; KHAFAGA, M. A. Structural behavior of reinforced concrete masonry beams under shear stresses. In: DHIR, R. K.; PAINE, K. A. (Ed). **Radical design and concrete practices**. London: Thomas Telford, 1999, 165-175.

IZQUIERDO, O. S. **Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural**. 2015. 290 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

JANG, J. J.; HART, G. C. Analysis of concrete masonry beams. **Journal of Structural Engineering**, USA, v. 121, n. 11, p. 1598-1602, Nov. 1995.

KAAKI, T.; **Behavior and strength of masonry prisms loaded in compression**. 2013. 99 p. Master Degree (Master of Applied Science) - Dalhousie University, 2013.

KELLER, H.; SUTER, G. T.; Variability of reinforced concrete masonry beam strength in flexure and shear. **TMS Journal**, USA, p. 1-10, July-Dec. 1983.

KHALAF, F. M. Blockwork masonry compressed in two orthogonal directions. **Journal of Structural Engineering**, USA, v. 123, n. 5, p. 591-596, May 1997.

KHALAF, F. M.; GLANVILLE, J. I.; EL SHAHAWI, M. A study of flexure in reinforced masonry beams. **Concrete International**, USA, v. 5, n. 6, p. 46-53, June 1983.

KLEEMAN, P.W.; PAGE, A.W. (1990). The in-situ properties of packing materials used in compression tests. **Masonry International**, London, v.4, n.2, p.68-74.

KLINGNER, R. E. **Masonry structural design**. USA: McGraw-Hill, 2010.

LANDINI, F. S. **Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural**. 2001. 118 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

LEE, R., LONGWORTH, J.; WARWARUK J. Concrete masonry prism response due to loads parallel and perpendicular to bed joints. **Structural Engineering Report**, Canada, n. 120, Oct. 1984.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. 3ª reimpressão. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2007.

LOURENÇO, P. J. B. B. **Computational strategies for masonry structures**. 1996. 220 p. Thesis. Delft University Technology, Netherlands, 1996.

\_\_\_\_\_. Concepção de projecto para alvenaria. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA, XX, 2002, Porto. **Proceedings...** Porto: Eds, 2002. p. 77-110.

MAIA, E. J. A. **Estudo experimental de vigas de alvenaria estrutural sujeitas à flexão**. 2012. 86 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2012.

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

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

NIERO JUNIOR, A. **Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples**. 2014. 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

OLIVEIRA, L. M. F. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 2014. 272 p. Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

PARSEKIAN, G. A., FONSECA, F. S.; PINHEIRO, G. L.; CAMACHO, J. S. Properties of mortar using cubes, prism halves, and cylinder specimens. **ACI Materials Journal**, USA, v. 111, n. 4, p. 443-454, July-Aug. 2014.

PARSONS, D. E.; McBURNEY, J. W. Shear tests of reinforced brick masonry beams. **Bureau of Standards - Journal of research**, USA, v. 9, n. 1, p. 749-768, July. 1932.

PASQUANTONIO, R. D. **Análise teórica e experimental de vigas de alvenaria estrutural sujeitas ao cisalhamento**. 2015. 159 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2008.

RAMOS, A. P. **Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples**. 2012. 79 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2012.

REZENDE, F. M. **Estudo do comportamento mecânico de vergas armadas com treliças planas em alvenaria estrutural**. 2012. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

RING, T.; DAS, S.; STUBBS, D. Behavior of masonry subject to load parallel to bed face. **The Masonry Society Journal**, USA, v. 29, n. 1, p. 9-18, Dec. 2011.

\_\_\_\_\_. Compressive strength of concrete masonry beams. **ACI Structural Journal**, USA, v. 109, n. 3, p. 369-376, May-June 2012.

SAHLIN, S. **Structural Masonry**. New Jersey: Prentice-Hall, 1971.

SCHNEIDER, R. R.; DICKEY, W. L. **Reinforced masonry design**. 3<sup>rd</sup>. ed. USA: Prentice-Hall, 1994.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SOON, S. **In-plane behaviour and capacity of concrete masonry infills bounded by steel frames**. 2011. 138 p. Dissertation (Master of Applied Science) - Dalhousie University, Halifax-Nova Scotia, 2011.

SUTER, G. T.; FENTON, G. A. Flexural capacity of reinforced masonry members. **ACI Journal**, USA, v. 83, n. 1, p. 127-136, Nov-Dec. 1986.

SUTER, G. T.; KELLER, H. Shear capacity of reinforced concrete masonry beams. In: *Masonry: materials, properties and performance*, 1982, USA. **Proceedings...** USA: ASTM, 1982. p. 118-146.

THOMAS, F. G.; SIMMS, L. G. The strength of some reinforced brick masonry beams in bending and in shear. **The Structural Engineer**, USA, v. 17, n. 7, p. 330-349, 1939.

WIGHT, J. K.; MacGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 6<sup>th</sup>. ed. New Jersey: Pearson, 2012.

WONG, E. H.; DRYSDALE, R. G. Compression characteristics of concrete block masonry prisms. In: *Masonry: research, application and problems*, 1985, USA. **Proceedings...** USA: ASTM, 1985. p. 167-177.



# APÊNDICE A - TESTE DE VALOR EXTREMO

---

A fim de verificar a presença de possíveis *outliers*<sup>13</sup>, também designados valores não usuais ou extremos, foi aplicado o teste de GRUBBS nos resultados de resistências e módulos de elasticidade obtidos nos ensaios. Em todos eles os corpos de prova foram testados quanto à sua discordância, a um determinado nível de significância, e comparados com um valor crítico baseado na teoria de amostras aleatórias, o que permitiu concluir se os mesmos são ou não uma observação considerada valor extremo. Nos casos em que se constatou tal observação a mesma foi descartada da análise e novos valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação foram calculados.

No teste de GRUBBS usa-se a seguinte estatística:

$$Z = \frac{|x_i - \bar{x}|}{S}$$

Em que:

$x_i$  - é uma observação da amostra  $x_1, x_2, \dots, x_n$ ;

$\bar{x}$  - é a média amostral;

$S$  - é o desvio padrão amostral.

Essa estatística testa as seguintes hipóteses:

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0 : x_i \text{ é uma observação considerada valor extremo} \\ H_1 : x_i \text{ não é considerada valor extremo} \end{array} \right.$$

---

<sup>13</sup> *Outliers* são definidos como observações que apresentam um grande afastamento das restantes ou são inconsistentes com elas. São também designados por observações "anormais", contaminantes, estranhas, extremas ou aberrantes.

A hipótese  $H_0$  é aceita, com um determinado nível de significância  $\alpha$ , se  $Z > Z_c$ , em que  $Z_c$  é um valor crítico baseado na distribuição de  $Z$  e encontra-se na Tabela A.1 para alguns valores de  $\alpha$  (10, 5, 2,5, 1 e 0,5%).

**Tabela A.1** - Valores críticos ( $Z_c$ ).

n	$\alpha$				
	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
3	1,148	1,153	1,154	1,155	1,155
4	1,425	1,462	1,481	1,492	1,496
5	1,602	1,671	1,715	1,749	1,764
6	1,729	1,822	1,887	1,944	1,973
7	1,828	1,938	2,020	2,097	2,139
8	1,909	2,032	2,127	2,221	2,274
9	1,977	2,110	2,215	2,323	2,387
10	2,036	2,176	2,290	2,410	2,482
11	2,088	2,234	2,355	2,484	2,564
12	2,134	2,285	2,412	2,549	2,636
13	2,176	2,331	2,462	2,607	2,699
14	2,213	2,372	2,507	2,658	2,755
15	2,248	2,409	2,548	2,705	2,806
16	2,279	2,443	2,586	2,747	2,852
17	2,309	2,475	2,620	2,785	2,894
18	2,336	2,504	2,652	2,821	2,932
19	2,361	2,531	2,681	2,853	2,968
20	2,385	2,557	2,708	2,884	3,001
30	2,565	2,745	2,908	3,103	3,236
40	2,684	2,868	3,036	3,239	3,381
50	2,772	2,957	3,128	3,337	3,482
60	2,841	3,027	3,200	3,411	3,560
70	2,898	3,084	3,258	3,471	3,622
80	2,946	3,132	3,306	3,521	3,673
90	2,987	3,173	3,348	3,563	3,716
100	3,024	3,210	3,384	3,600	3,754
110	3,056	3,242	3,416	3,633	3,787
120	3,086	3,271	3,445	3,662	3,817
130	3,112	3,297	3,471	3,688	3,843
140	3,136	3,321	3,495	3,712	3,867

**Fonte:** O Autor.

Em todas as análises foi admitido um nível de significância  $\alpha = 5\%$  e os

cálculos apresentados são referidos à área bruta, já que a diferença  $Z = \frac{|x_i - \bar{x}|}{S}$

em cada amostra é a mesma quando obtida na área líquida, isto é, o *status* verificado na área bruta foi o mesmo da área líquida.

Todos os cálculos foram feitos por meio de planilha eletrônica e os resultados são apresentados nas tabelas a seguir. Convém observar que o *status* “*outlier*” indica medida de valor extremo e o “ok” não extremo.

### - Compressão normal das unidades

No caso da análise mecânica das unidades, a qual foi constituída por uma população com seis amostras para cada ensaio (blocos, meio blocos e canaletas), o valor crítico ( $Z_c$ ) é igual a 1,822 (ver Tabela A.1).

**Tabela A.2** - Resultados dos blocos submetidos à compressão normal.

Bloco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_b$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_b$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	14,71	0,602	ok	22,14	0,058	ok
2	13,79	0,160	ok	22,49	0,121	ok
3	11,53	0,918	ok	12,26	1,734	ok
4	12,74	0,339	ok	29,29	1,352	ok
5	11,19	1,081	ok	21,01	0,148	ok
6	16,75	1,576	ok	23,77	0,352	ok
<b>Média</b>	<b>13,45</b>	-	<b>13,45</b>	<b>21,83</b>	-	<b>21,83</b>
<b>DP</b>	2,09	-	2,09	5,52	-	5,52
<b>CV (%)</b>	15,56	-	15,56	25,27	-	25,27
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>9,98</b>	-	<b>9,98</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.3** - Resultados dos meio blocos submetidos à compressão normal.

Meio bloco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_b$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_b$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	15,12	0,031	ok	22,80	1,125	ok
2	14,47	0,570	ok	15,96	0,405	ok
3	15,13	0,019	ok	14,66	0,696	ok
4	14,43	0,605	ok	13,80	0,890	ok
5	14,29	0,721	ok	15,33	0,546	ok
6	17,50	1,946	<b>outlier</b>	24,09	1,413	ok
<b>Média</b>	<b>15,16</b>	-	<b>14,69</b>	<b>17,77</b>	-	<b>17,77</b>
<b>DP</b>	1,20	-	0,41	4,47	-	4,47
<b>CV (%)</b>	7,94	-	2,76	25,14	-	25,14
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>14,25</b>	-	-	-	-	-

Fonte: O Autor.

A partir da análise estatística dos meio blocos, constata-se que a amostra seis (CP 6) se trata de um valor extremo, pois  $Z > 1,822$ . Dessa forma, novos valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação são calculados. Outro comentário a ser feito é que em razão do número de corpos de prova ( $n=5$ ) não é feito o cálculo da resistência característica à compressão da unidade ( $f_{bk}$ ), já que para  $n=5$  a NBR 6136:2014 não apresenta valor de  $\psi$ .

**Tabela A.4** - Resultados das canaletas submetidas à compressão normal.

<b>Canaleta</b>						
<b>CP</b>	<b>Resistência à compressão</b>			<b>Módulo de elasticidade</b>		
	<b><math>f_b</math> (área bruta) (MPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>	<b><math>E_b</math> (área bruta) (GPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>
1	9,96	1,06	ok	25,58	0,003	ok
2	8,20	0,03	ok	32,16	1,181	ok
3	9,75	0,94	ok	24,93	0,121	ok
4	5,53	1,68	ok	15,98	1,734	ok
5	7,58	0,41	ok	25,14	0,083	ok
6	8,43	0,11	ok	29,82	0,759	ok
<b>Média</b>	<b>8,24</b>	-	<b>8,24</b>	<b>25,60</b>	-	<b>25,60</b>
<b>DP</b>	1,62	-	1,62	5,55	-	5,55
<b>CV (%)</b>	19,62	-	19,62	21,68	-	21,68
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>4,92</b>	-	<b>4,92</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

### - Compressão paralela das unidades

**Tabela A.5** - Resultados dos blocos submetidos à compressão paralela.

Bloco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_b$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_b$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	7,92	0,23	ok	7,72	0,262	ok
2	6,90	1,01	ok	8,29	0,247	ok
3	10,56	1,80	ok	10,14	1,908	<i>outlier</i>
4	7,17	0,80	ok	7,33	0,607	ok
5	8,43	0,17	ok	7,43	0,517	ok
6	8,31	0,07	ok	7,15	0,770	ok
<b>Média</b>	<b>8,22</b>	-	<b>8,22</b>	<b>8,01</b>	-	<b>7,58</b>
<b>DP</b>	1,30	-	1,30	1,12	-	0,44
<b>CV (%)</b>	15,81	-	15,81	13,93	-	5,84
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>6,16</b>	-	<b>6,16</b>	-	-	-

**Fonte:** O Autor.

Nota-se na Tabela A.5 que o valor encontrado para o módulo de elasticidade da amostra três (CP 3) se trata de um valor extremo, pois o valor de Z é maior que 1,822.

**Tabela A.6** - Resultados dos meio blocos submetidos à compressão paralela..

Meio bloco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_b$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_b$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	10,16	0,60	ok	8,56	0,194	ok
2	8,24	0,66	ok	5,13	1,090	ok
3	6,57	1,75	ok	10,15	0,786	ok
4	10,51	0,83	ok	4,38	1,369	ok
5	10,01	0,51	ok	9,20	0,431	ok
6	9,95	0,46	ok	10,85	1,048	ok
<b>Média</b>	<b>9,24</b>	-	<b>9,24</b>	<b>8,04</b>	-	<b>8,04</b>
<b>DP</b>	1,53	-	1,53	2,68	-	2,68
<b>CV (%)</b>	16,53	-	16,53	33,28	-	33,28
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>5,85</b>	-	<b>5,85</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.7** - Resultados das canaletas submetidas à compressão paralela.

Canaleta						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_b$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_b$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	7,82	0,05	ok	11,12	0,914	ok
2	6,42	1,91	<b>outlier</b>	12,32	0,186	ok
3	8,49	0,85	ok	13,77	1,515	ok
4	8,05	0,26	ok	11,05	0,978	ok
5	7,93	0,10	ok	12,93	0,751	ok
6	8,41	0,74	ok	11,51	0,560	ok
<b>Média</b>	<b>7,85</b>	-	<b>8,14</b>	<b>12,12</b>	-	<b>12,12</b>
<b>DP</b>	0,75	-	0,30	1,09	-	1,09
<b>CV (%)</b>	9,52	-	3,63	8,98	-	8,98
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b>6,31</b>	-	-	-	-	-

Fonte: O Autor.

Conforme é observado na Tabela A.7 a amostra 2 (CP 2) é um valor extremo, pois  $Z > 1,822$ . Dessa forma, novas medidas da média, desvio padrão e coeficiente de variação foram calculados. Outra observação é que para  $n=5$  a NBR 6136:2014 não dispõe do valor de  $\psi$ , razão pela qual não é apresentada a resistência característica à compressão da unidade ( $f_{bk}$ ).

### - Argamassa

Para a análise da argamassa, que é composta por seis amostras, o valor crítico ( $Z_c$ ) é igual a 1,822 (ver Tabela A.1).

**Tabela A.8** - Resultados da argamassa (corpos de prova cilíndricos).

Argamassa									
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade			Resistência à tração		
	$f_a$ (MPa)	Z	Status	$E_a$ (GPa)	Z	Status	$f_{at}$ (MPa)	Z	Status
1	7,15	0,24	ok	11,26	1,46	ok	0,91	1,08	ok
2	7,69	0,73	ok	11,58	0,39	ok	0,88	0,56	ok
3	7,22	0,11	ok	11,56	0,46	ok	0,85	0,09	ok
4	6,51	1,40	ok	11,98	0,91	ok	0,78	1,64	ok
5	7,03	0,47	ok	12,10	1,30	ok	0,83	0,60	ok
6	8,10	1,49	ok	11,73	0,10	ok	0,89	0,69	ok
<b>Média</b>	<b>7,28</b>	-	<b>7,28</b>	<b>11,70</b>	-	<b>11,70</b>	<b>0,85</b>	-	<b>0,85</b>
<b>DP</b>	0,55	-	0,55	0,31	-	0,31	0,05	-	0,05
<b>CV (%)</b>	7,57	-	7,57	2,61	-	2,61	5,54	-	5,54

Fonte: O Autor.

**Tabela A.9** - Resultados da argamassa (corpos de prova cúbicos).

<b>Argamassa</b>			
<b>CP</b>	<b>Resistência à compressão</b>		
	<b><math>f_a</math> (MPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>
1	9,01	0,87	ok
2	9,25	0,32	ok
3	10,20	1,82	ok
4	9,25	0,32	ok
5	9,07	0,73	ok
6	9,58	0,43	ok
<b>Média</b>	<b>9,40</b>	-	<b>9,40</b>
<b>DP</b>	0,44	-	0,44
<b>CV (%)</b>	4,70	-	4,70

**Fonte:** O Autor.

### - Graute

O valor crítico ( $Z_c$ ) para análise do graute é igual a 1,822 (ver Tabela A.1).

**Tabela A.10** - Resultados do graute.

Graute									
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade			Resistência à tração		
	$f_g$ (MPa)	Z	Status	$E_g$ (GPa)	Z	Status	$f_{gt}$ (MPa)	Z	Status
1	37,29	0,20	ok	32,92	0,74	ok	3,84	1,01	ok
2	33,66	1,49	ok	21,42	1,75	ok	3,12	0,43	ok
3	34,76	0,98	ok	31,08	0,35	ok	2,54	1,59	ok
4	37,97	0,52	ok	34,40	1,07	ok	3,47	0,27	ok
5	38,65	0,83	ok	29,19	0,07	ok	3,85	1,04	ok
6	38,84	0,92	ok	27,94	0,34	ok	3,18	0,31	ok
<b>Média</b>	<b>36,86</b>	-	<b>36,86</b>	<b>29,49</b>	-	-	<b>3,33</b>	-	<b>3,33</b>
<b>DP</b>	2,16	-	2,16	4,60	-	-	0,50	-	0,50
<b>CV (%)</b>	5,85	-	5,85	15,61	-	-	14,99	-	14,99
$f_{gk} - f_{gtk}$ (MPa)	<b>31,13</b>	-	<b>31,13</b>	-	-	-	<b>2,48</b>	-	<b>2,48</b>

Fonte: O Autor.

### - Prismas submetidos à compressão normal

Na análise dos prismas, a qual foi constituída por uma população com doze amostras, o valor crítico ( $Z_c$ ) é igual a 2,285 (ver Tabela A.1).

**Tabela A.11** - Resultados dos prismas ocos submetidos à compressão normal.

Prisma oco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_p$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_p$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	10,28	0,40	ok	8,51	1,07	ok
2	9,33	0,59	ok	6,13	1,14	ok
3	8,89	1,04	ok	8,63	1,18	ok
4	10,95	1,08	ok	7,53	0,16	ok
5	8,65	1,29	ok	8,59	1,14	ok
6	11,33	1,47	ok	7,68	0,30	ok
7	11,05	1,18	ok	6,54	0,75	ok
8	8,54	1,40	ok	8,32	0,90	ok
9	10,64	0,76	ok	6,13	1,13	ok
10	9,97	0,07	ok	7,95	0,55	ok
11	9,93	0,03	ok	5,82	1,42	ok
12	9,23	0,69	ok	6,42	0,87	ok
<b>Média</b>	<b>9,90</b>	-	<b>9,90</b>	<b>7,35</b>	-	<b>7,35</b>
<b>DP</b>	0,97	-	0,97	1,08	-	1,08
<b>CV (%)</b>	9,81	-	9,81	14,66	-	14,66
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b>8,37</b>	-	<b>8,37</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.12** - Resultados dos prismas grauteados submetidos à compressão normal.

<b>Prisma grauteado</b>						
<b>CP</b>	<b>Resistência à compressão</b>			<b>Módulo de elasticidade</b>		
	<b><math>f_p</math> (área bruta) (MPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>	<b><math>E_p</math> (área bruta) (GPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>
1	21,86	0,34	ok	23,74	1,05	ok
2	23,24	0,92	ok	16,95	1,26	ok
3	21,46	0,17	ok	22,72	0,70	ok
4	22,84	0,75	ok	23,63	1,01	ok
5	18,85	0,92	ok	23,71	1,04	ok
6	22,37	0,56	ok	22,96	0,78	ok
7	25,19	1,74	ok	20,52	0,05	ok
8	20,96	0,04	ok	21,75	0,37	ok
9	20,12	0,39	ok	21,04	0,13	ok
10	16,19	2,04	ok	17,43	1,10	ok
11	18,74	0,97	ok	15,74	1,67	ok
12	20,74	0,13	ok	17,74	0,99	ok
<b>Média</b>	<b>21,05</b>	-	<b>21,05</b>	<b>20,66</b>	-	<b>20,66</b>
<b>DP</b>	2,38	-	2,38	2,95	-	2,95
<b>CV (%)</b>	11,33	-	11,33	14,26	-	14,26
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b>16,90</b>	-	<b>16,90</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

## - Prismas submetidos à compressão paralela

Tabela A.13 - Resultados dos prismas ocós submetidos à compressão paralela.

Prisma oco						
CP	Resistência à compressão			Módulo de elasticidade		
	$f_p$ (área bruta) (MPa)	Z	Status	$E_p$ (área bruta) (GPa)	Z	Status
1	6,23	0,20	ok	3,59	1,98	ok
2	6,02	0,40	ok	4,99	0,75	ok
3	6,53	0,08	ok	5,15	0,61	ok
4	5,01	1,34	ok	4,51	1,17	ok
5	5,12	1,23	ok	5,86	0,01	ok
6	4,98	1,36	ok	5,54	0,27	ok
7	6,01	0,41	ok	6,45	0,53	ok
8	7,40	0,88	ok	7,08	1,07	ok
9	7,92	1,36	ok	6,97	0,98	ok
10	7,53	0,99	ok	7,34	1,30	ok
11	7,90	1,33	ok	6,75	0,79	ok
12	6,78	0,30	ok	5,95	0,09	ok
<b>Média</b>	<b>6,45</b>	-	<b>6,45</b>	<b>5,85</b>	-	<b>5,85</b>
<b>DP</b>	1,08	-	1,08	1,14	-	1,14
<b>CV (%)</b>	16,76	-	16,76	19,54	-	19,54
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b>4,88</b>	-	<b>4,88</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.14** - Resultados dos prismas grauteados submetidos à compressão paralela.

<b>Prisma grauteado</b>						
<b>CP</b>	<b>Resistência à compressão</b>			<b>Módulo de elasticidade</b>		
	<b><math>f_p</math> (área bruta) (MPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>	<b><math>E_p</math> (área bruta) (GPa)</b>	<b>Z</b>	<b>Status</b>
1	19,29	0,36	ok	16,90	0,27	ok
2	20,76	1,19	ok	20,13	0,90	ok
3	15,63	1,69	ok	18,58	0,34	ok
4	19,24	0,34	ok	18,31	0,24	ok
5	16,17	1,39	ok	15,55	0,76	ok
6	20,38	0,98	ok	19,52	0,68	ok
7	18,86	0,12	ok	19,79	0,77	ok
8	19,41	0,43	ok	11,46	2,23	ok
9	20,53	1,06	ok	14,51	1,13	ok
10	19,45	0,45	ok	19,83	0,79	ok
11	17,72	0,52	ok	16,45	0,43	ok
12	16,26	1,34	ok	20,75	1,12	ok
<b>Média</b>	<b>18,64</b>	-	<b>18,64</b>	<b>17,65</b>	-	<b>17,65</b>
<b>DP</b>	1,78	-	1,78	2,77	-	2,77
<b>CV (%)</b>	9,54	-	9,54	15,71	-	15,71
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b>15,32</b>	-	<b>15,32</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**- Armaduras**

Tendo em vista a quantidade de corpos de prova analisados (seis) para cada diâmetro, o valor crítico ( $Z_c$ ) é igual a 1,822 (ver Tabela A.1).

**Tabela A.15** - Resultados dos fios de 4,2 mm.

<b>4,2 mm</b>									
<b>Fio</b>	<b>Resistência à tração</b>			<b>Resistência ao escoamento</b>			<b>Módulo de elasticidade</b>		
	$f_{st}$ (MPa)	Z	Status	$f_y$ (GPa)	Z	Status	$E_s$ (GPa)	Z	Status
1	806,31	0,198	ok	768,00	0,349	ok	219,83	0,262	ok
2	812,88	0,596	ok	775,00	0,778	ok	215,46	0,567	ok
3	816,20	0,997	ok	778,00	1,261	ok	213,10	1,015	ok
4	806,31	0,198	ok	770,00	0,027	ok	226,66	1,558	ok
5	812,88	0,596	ok	770,00	0,027	ok	213,87	0,869	ok
6	793,10	1,794	ok	760,00	1,637	ok	221,77	0,630	ok
<b>Média</b>	<b>807,95</b>	-	<b>807,95</b>	<b>770,17</b>	-	<b>770,17</b>	<b>218,45</b>	-	<b>218,45</b>
<b>DP</b>	8,28	-	8,28	6,21	-	6,21	5,27	-	5,27
<b>CV (%)</b>	1,02	-	1,02	0,81	-	0,81	2,41	-	2,41
$f_{yk}$ (MPa)	-	-	-	<b>758,00</b>	-	<b>758,00</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.16** - Resultados dos fios de 5,0 mm.

5,0 mm									
Fio	Resistência à tração			Resistência ao escoamento			Módulo de elasticidade		
	$f_{st}$ (MPa)	Z	Status	$f_y$ (GPa)	Z	Status	$E_s$ (GPa)	Z	Status
1	764,76	0,041	ok	760,00	1,633	ok	216,47	1,848	<i>outlier</i>
2	769,44	0,560	ok	750,00	0,272	ok	204,65	0,374	ok
3	778,76	1,595	ok	750,00	0,272	ok	201,51	0,965	ok
4	762,47	0,214	ok	745,00	0,408	ok	204,64	0,376	ok
5	757,78	0,734	ok	745,00	0,408	ok	204,02	0,493	ok
6	753,15	1,248	ok	738,00	1,361	ok	208,55	0,359	ok
<b>Média</b>	<b>764,39</b>	-	<b>764,39</b>	<b>748,00</b>	-	<b>748,00</b>	<b>206,64</b>	-	<b>204,67</b>
<b>DP</b>	9,01	-	9,01	7,35	-	7,35	5,32	-	2,52
<b>CV (%)</b>	1,18	-	1,18	0,98	-	0,98	2,57	-	1,23
<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>738,00</b>	-	<b>738,00</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

Constata-se na Tabela A.16 que o módulo de elasticidade da amostra um (CP 1) se revelou um valor discordante em relação aos demais, sendo o mesmo descartado da análise e apresentados novos valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação.

**Tabela A.17** - Resultados das barras de 10,0 mm.

<b>10,0 mm</b>									
Barra	Resistência à tração			Resistência ao escoamento			Módulo de elasticidade		
	$f_{st}$ (MPa)	Z	Status	$f_y$ (GPa)	Z	Status	$E_s$ (GPa)	Z	Status
1	647,03	0,942	ok	550,00	0,778	ok	191,13	0,336	ok
2	712,90	0,263	ok	625,00	0,595	ok	216,29	0,996	ok
3	774,69	1,393	ok	665,00	1,326	ok	221,14	1,253	ok
4	624,88	1,347	ok	520,00	1,326	ok	190,53	0,367	ok
5	727,48	0,529	ok	625,00	0,595	ok	196,19	0,068	ok
6	704,17	0,103	ok	570,00	0,412	ok	169,55	1,478	ok
<b>Média</b>	<b>698,52</b>	-	<b>698,52</b>	<b>592,50</b>	-	<b>592,50</b>	<b>197,47</b>	-	<b>197,47</b>
<b>DP</b>	54,69	-	54,69	54,66	-	54,66	18,89	-	18,89
<b>CV (%)</b>	7,83	-	7,83	9,22	-	9,22	9,57	-	9,57
$f_{yk}$ (MPa)	-	-	-	<b>500,00</b>	-	<b>500,00</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

**Tabela A.18** - Resultados das barras de 16,0 mm.

16,0 mm									
Barra	Resistência à tração			Resistência ao escoamento			Módulo de elasticidade		
	$f_{st}$ (MPa)	Z	Status	$f_y$ (GPa)	Z	Status	$E_s$ (GPa)	Z	Status
1	637,79	0,117	ok	535,00	1,376	ok	208,11	0,246	ok
2	663,97	0,558	ok	570,00	0,764	ok	214,59	1,111	ok
3	671,03	0,740	ok	570,00	0,764	ok	202,50	0,502	ok
4	668,76	0,681	ok	575,00	1,070	ok	194,13	1,618	ok
5	644,39	0,053	ok	545,00	0,764	ok	205,20	0,142	ok
6	568,11	1,914	<b>outlier</b>	550,00	0,459	ok	213,04	0,904	ok
<b>Média</b>	<b>642,34</b>	-	<b>642,34</b>	<b>557,50</b>	-	<b>557,50</b>	<b>206,26</b>	-	<b>206,26</b>
<b>DP</b>	38,79	-	38,79	16,36	-	16,36	7,50	-	7,50
<b>CV (%)</b>	6,04	-	6,04	2,93	-	2,93	3,64	-	3,64
<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>530,00</b>	-	<b>530,00</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

A análise estatística das barras de 16,0 mm de diâmetro (Tabela A.18) revelou que resistência à tração da amostra seis (CP 6) se trata de uma observação extrema, pois o valor de Z foi superior ao valor crítico ( $Z_c$ ) de 1,822.

**Tabela A.19** - Resultados das barras de 20,0 mm.

20,0 mm									
Barra	Resistência à tração			Resistência ao escoamento			Módulo de elasticidade		
	$f_{st}$ (MPa)	Z	Status	$f_y$ (GPa)	Z	Status	$E_s$ (GPa)	Z	Status
1	643,10	1,355	ok	530,00	1,480	ok	215,39	1,344	ok
2	657,53	0,613	ok	540,00	0,051	ok	208,46	0,686	ok
3	657,53	0,613	ok	540,00	0,051	ok	184,97	1,545	ok
4	644,41	1,176	ok	535,00	0,714	ok	197,44	0,360	ok
5	660,00	0,951	ok	545,00	0,816	ok	203,88	0,251	ok
6	655,63	0,355	ok	548,00	1,276	ok	197,27	0,377	ok
<b>Média</b>	<b>653,03</b>	-	<b>653,03</b>	<b>539,67</b>	-	<b>539,67</b>	<b>201,24</b>	-	<b>201,24</b>
<b>DP</b>	7,33	-	7,33	6,53	-	6,53	10,53	-	10,53
<b>CV (%)</b>	1,12	-	1,12	1,21	-	1,21	5,23	-	5,23
<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>525,00</b>	-	<b>525,00</b>	-	-	-

Fonte: O Autor.

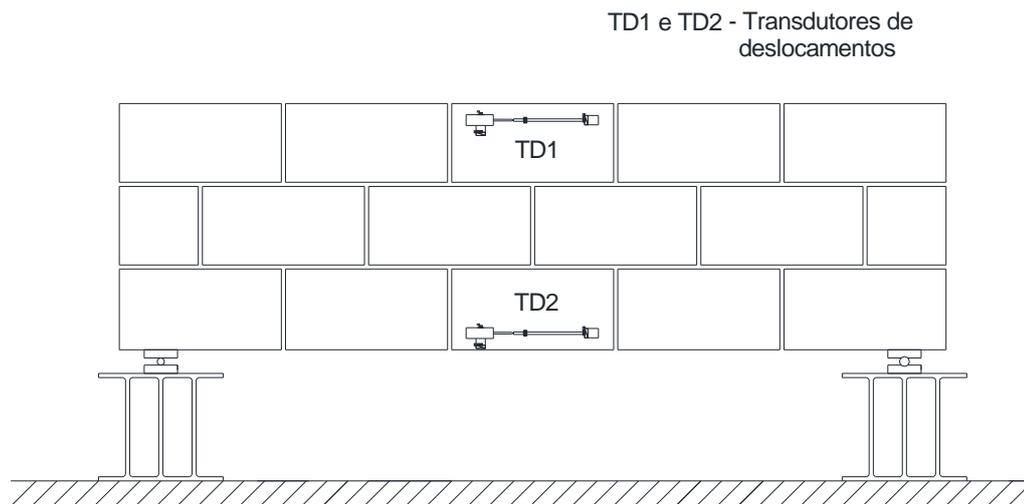


# APÊNDICE B - RESULTADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL II

---

A seguir são apresentados os gráficos força  $x$  deformação específica da alvenaria das três Séries de vigas. Algumas das curvas não são mostradas devido aos problemas ocorridos durante os ensaios, como o desprendimento dos transdutores de deslocamentos das peças e/ou da presença de fissuras no intervalo analisado. Observa-se ainda que os valores indicados correspondem a média dos registros de dois transdutores para cada uma das posições. A Figura B.1 apresenta, genericamente, o posicionamento dos equipamentos (TD 1 e TD 2).

**Figura B.1** - Posicionamento dos transdutores de deslocamentos na alvenaria.

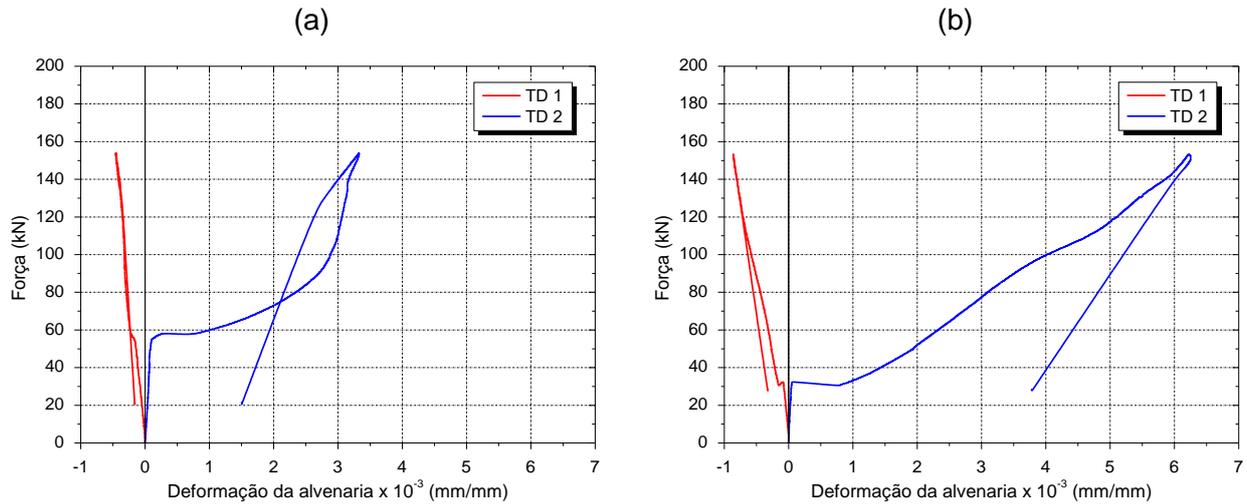


**Fonte:** O Autor.

## - Vigas da Série 1

### V1 $\phi$ 10-1A e V1 $\phi$ 10-1B

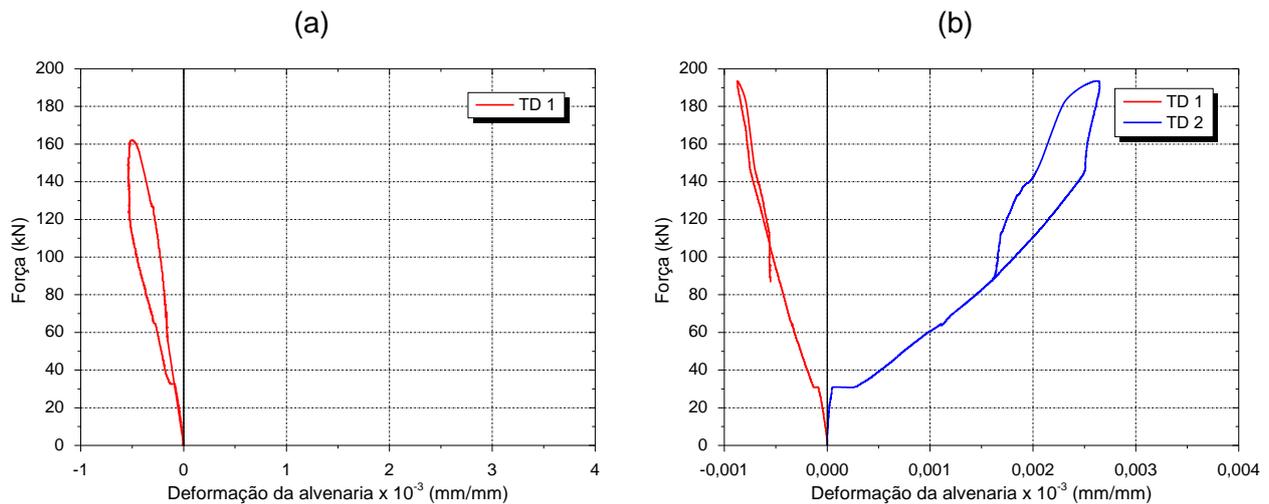
**Gráfico B.1** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 1: (a) V1 $\phi$ 10-1A e (b) V1 $\phi$ 10-1B.



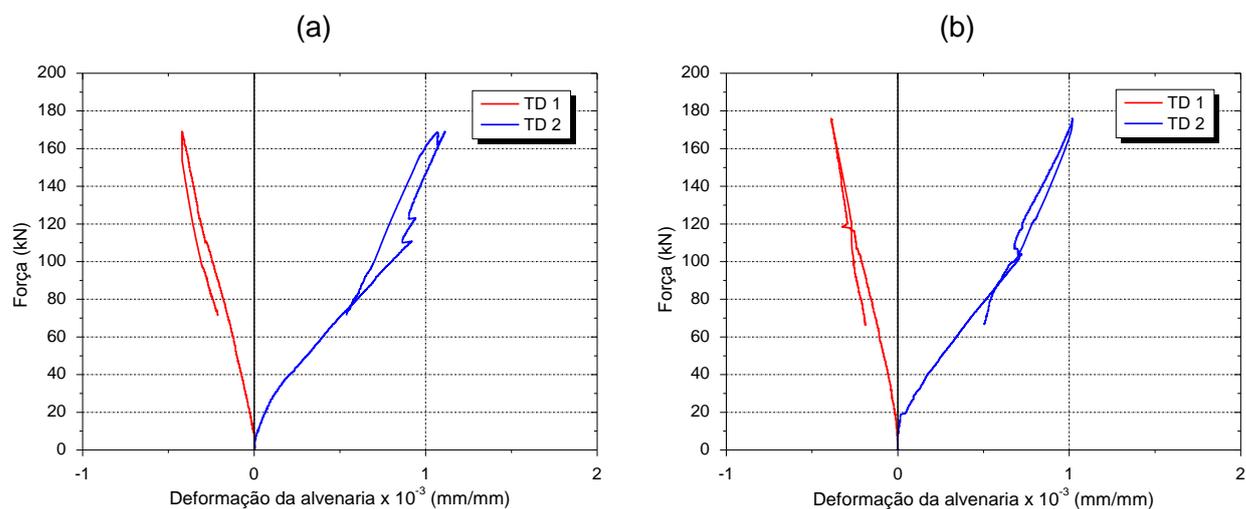
Fonte: O Autor.

### V1 $\phi$ 16-1A e V1 $\phi$ 16-1B

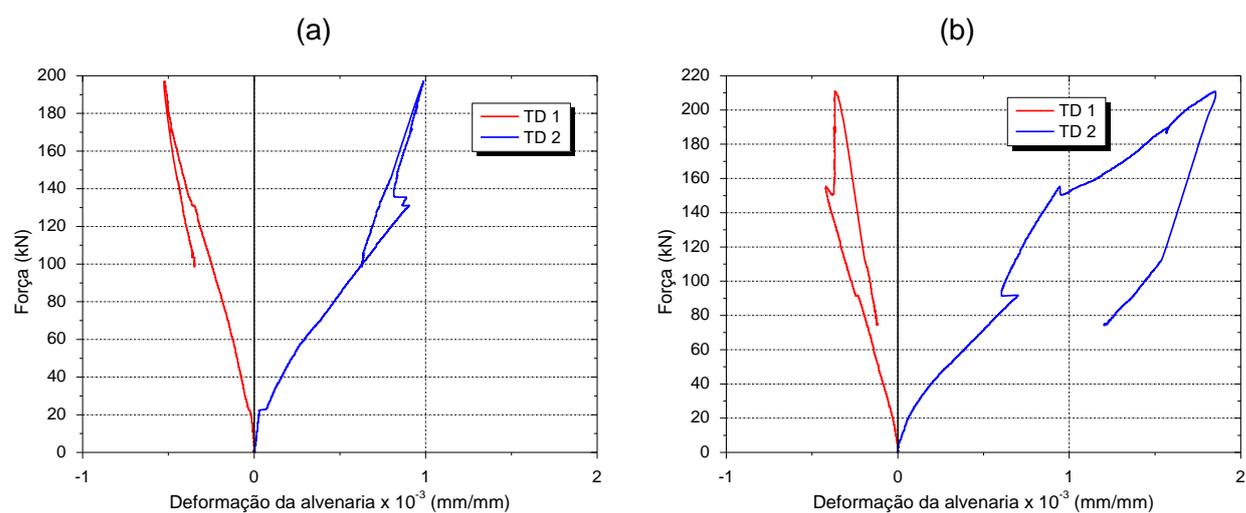
**Gráfico B.2** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 1: (a) V1 $\phi$ 16-1A e (b) V1 $\phi$ 16-1B.



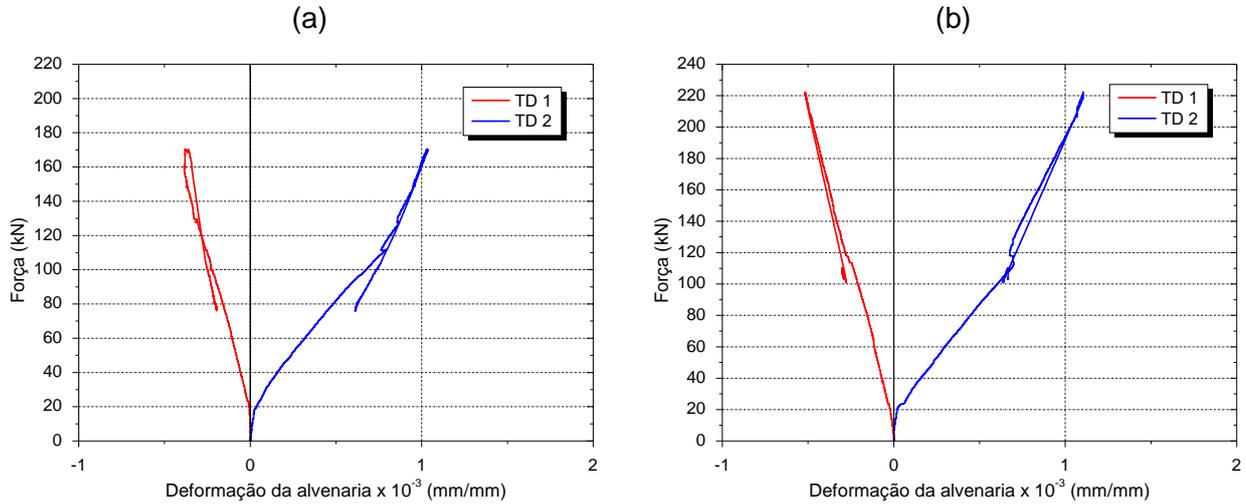
Fonte: O Autor.

**- Vigas da Série 2****V2 $\phi$ 20-0,77A e V2 $\phi$ 20-0,77B****Gráfico B.3** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-0,77B.

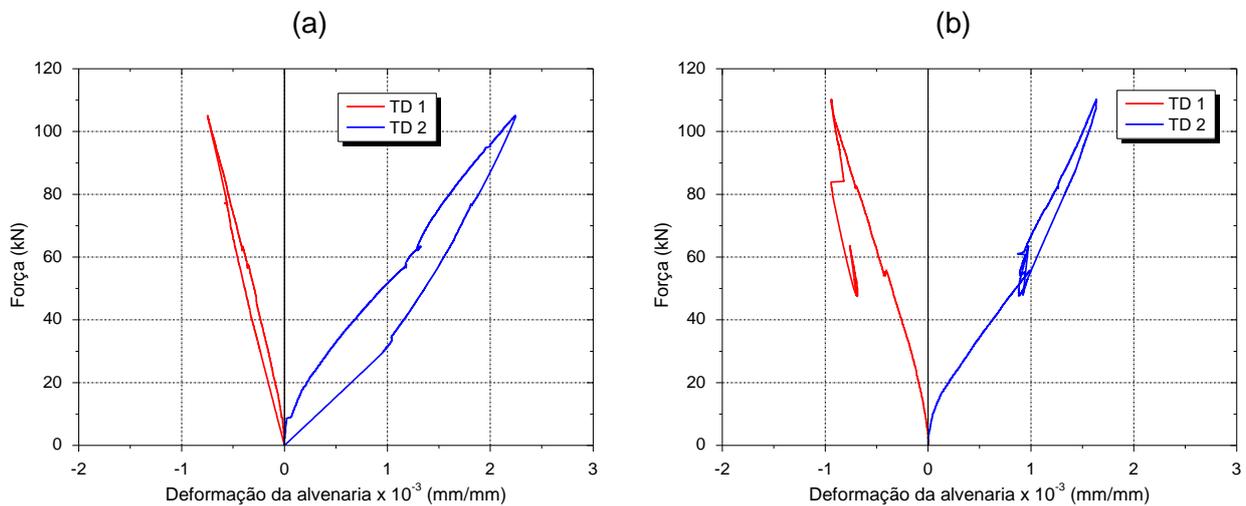
Fonte: O Autor.

**V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B****Gráfico B.4** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-0,77B.

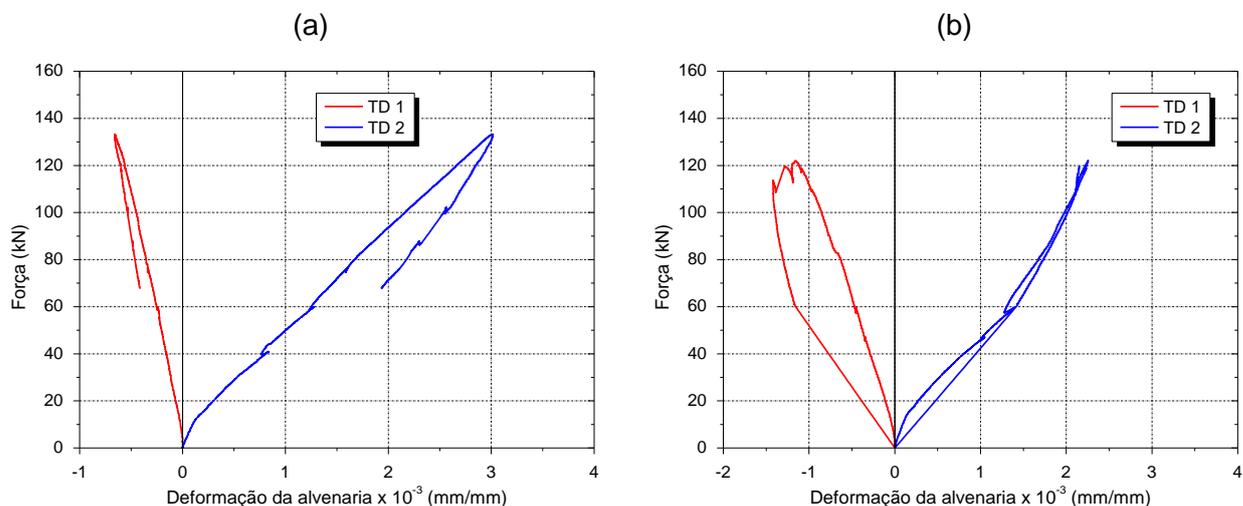
Fonte: O Autor.

**V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B****Gráfico B.5** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-0,77B.

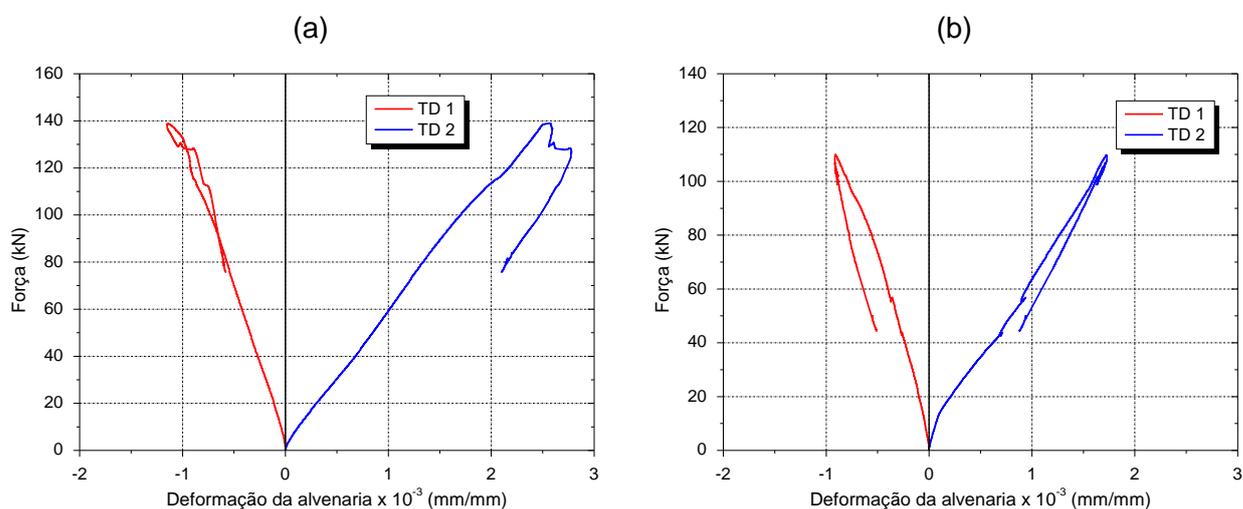
Fonte: O Autor.

**V2 $\phi$ 20-1,72A e V2 $\phi$ 20-1,72B****Gráfico B.6** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-1,72B.

Fonte: O Autor.

**V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B****Gráfico B.7** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-4,2-1,72B.

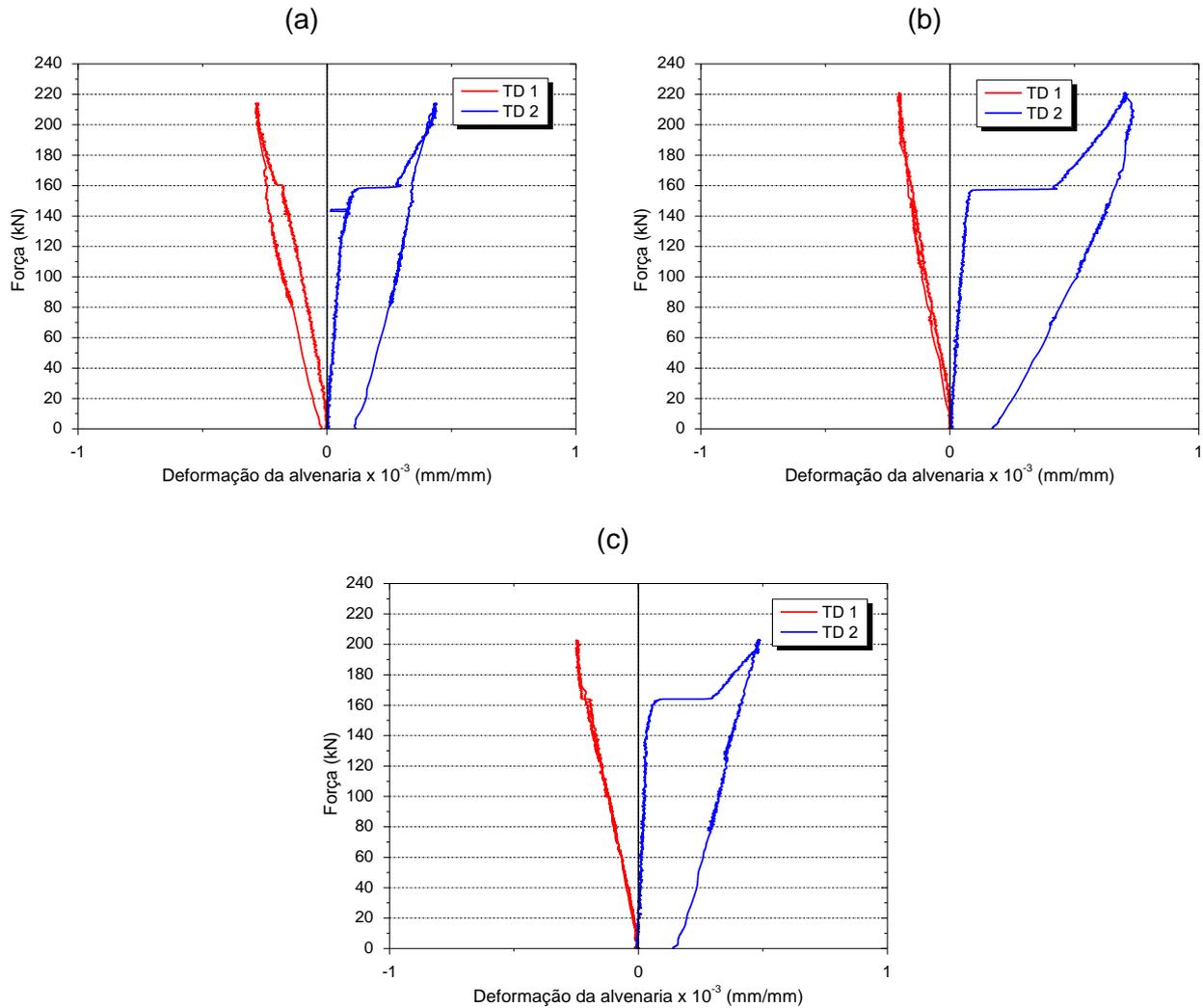
Fonte: O Autor.

**V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B****Gráfico B.8** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 2: (a) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72A e (b) V2 $\phi$ 20-5,0-1,72B.

Fonte: O Autor.

**- Vigas da Série 3****V32 $\phi$ 20-0,77A, V32 $\phi$ 20-0,77B e V32 $\phi$ 20-0,77C**

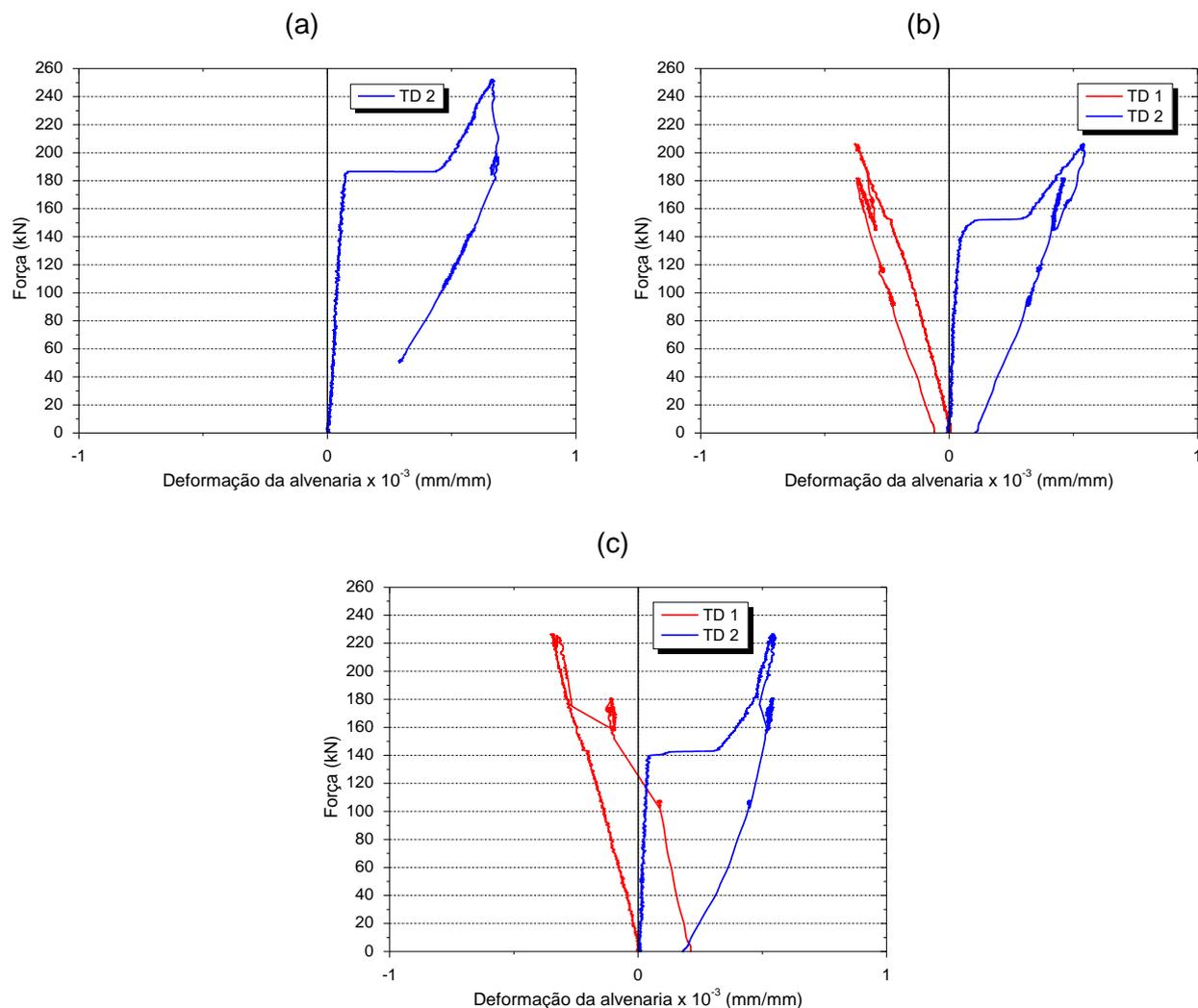
**Gráfico B.9** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-0,77C.



**Fonte:** O Autor.

**V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C**

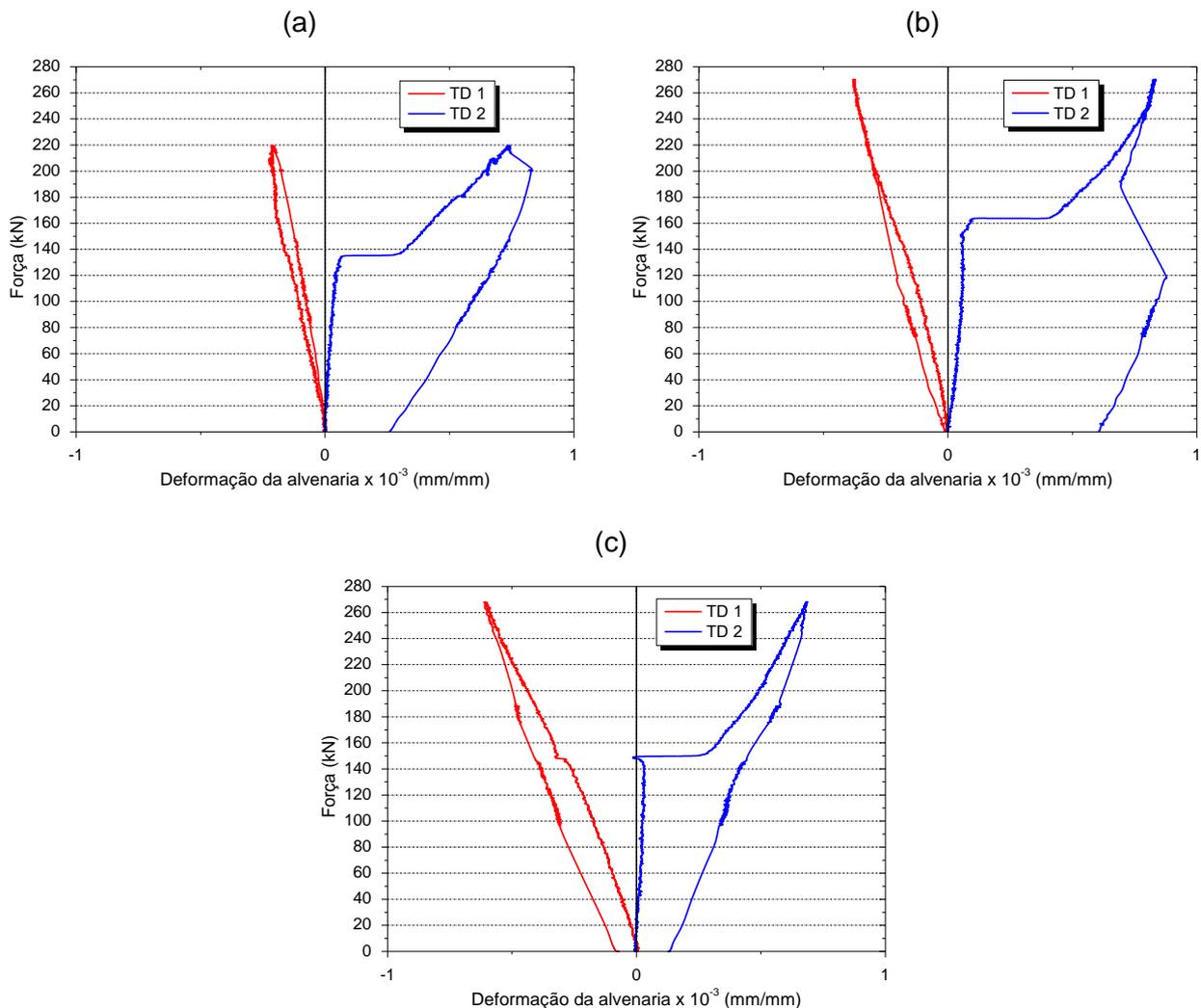
**Gráfico B.10** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-0,77C.



Fonte: O Autor.

**V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C**

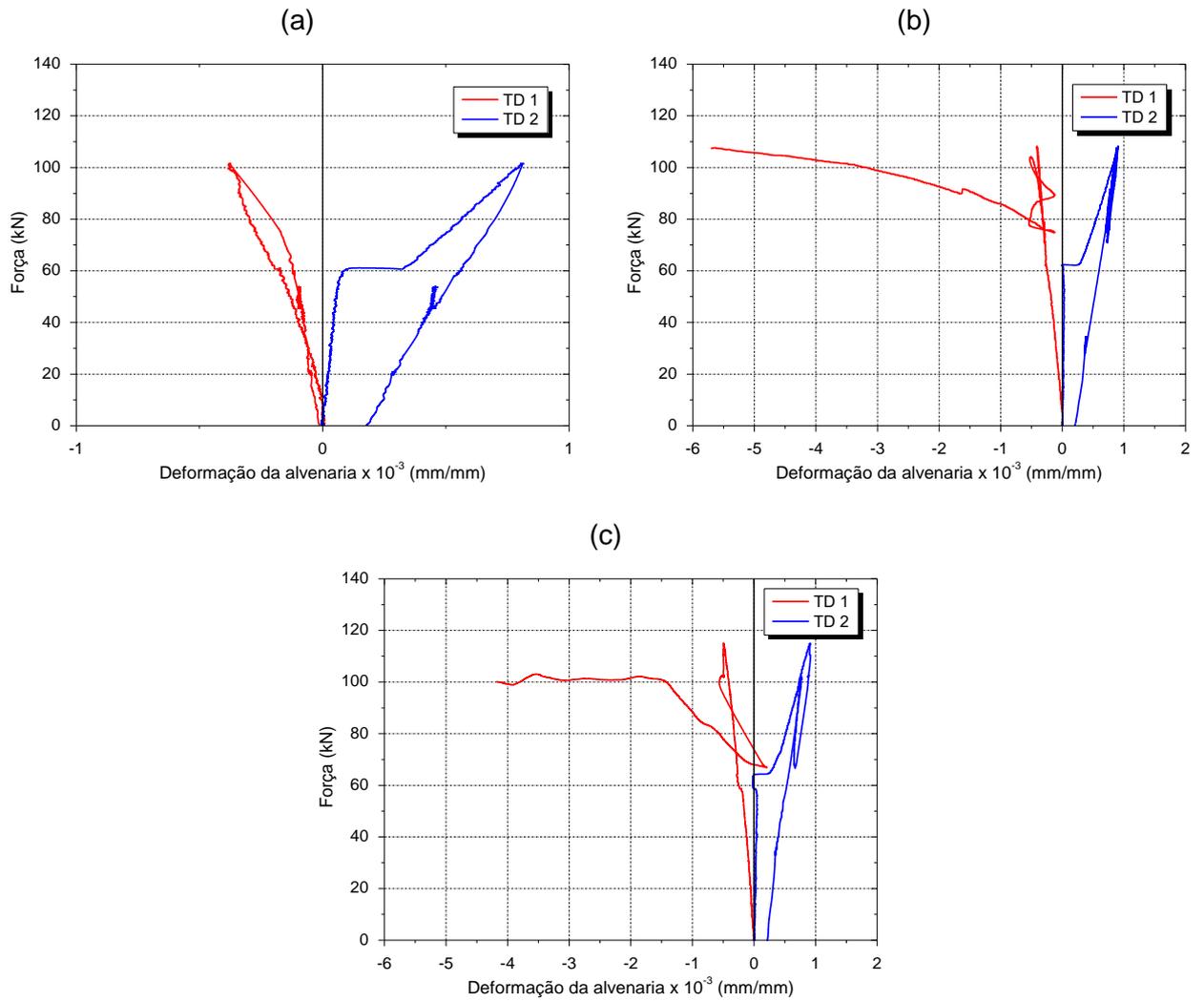
**Gráfico B.11** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-0,77C.



Fonte: O Autor.

**V32 $\phi$ 20-1,72A, V32 $\phi$ 20-1,72B e V32 $\phi$ 20-1,72C**

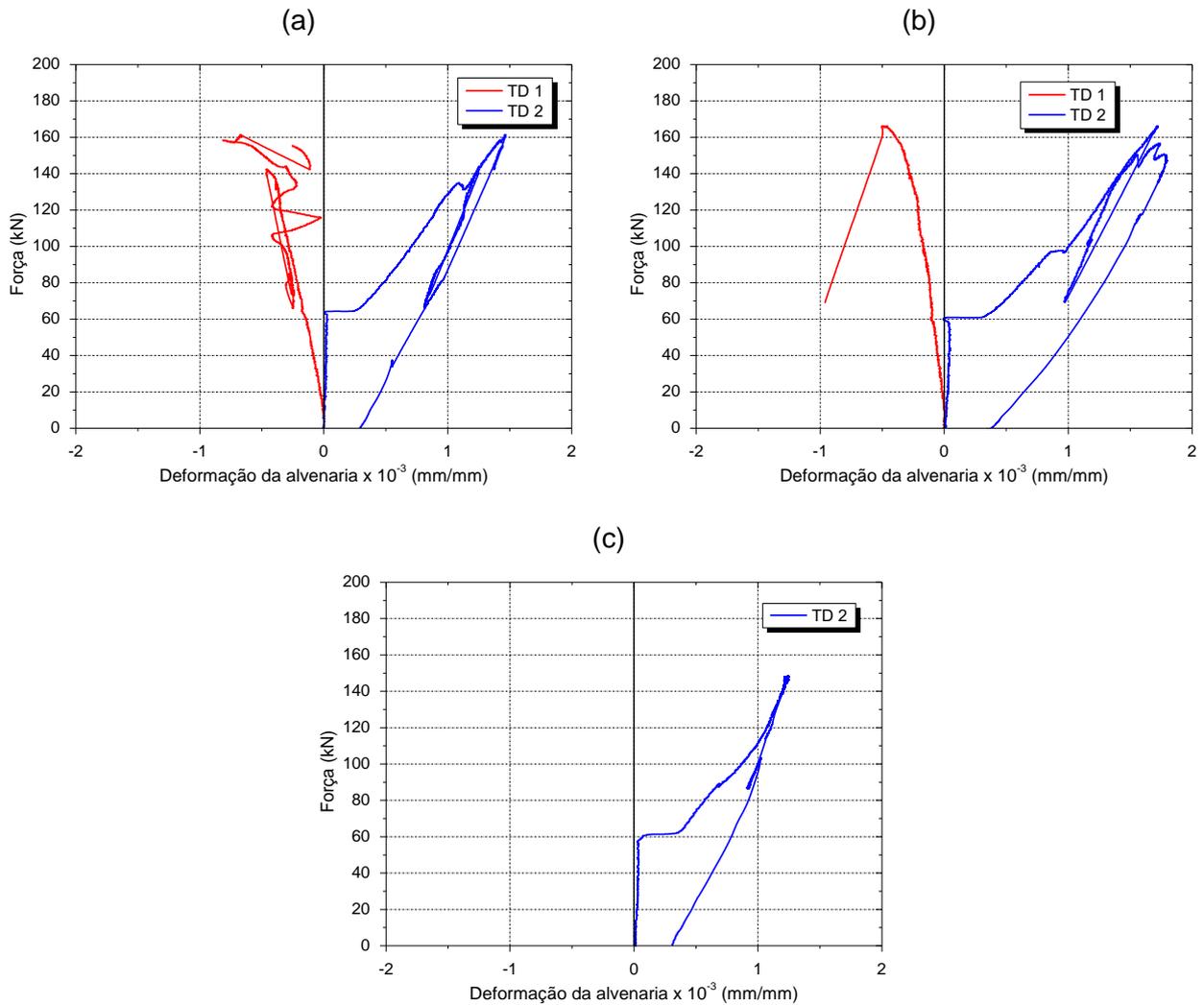
**Gráfico B.12** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-1,72C.



Fonte: O Autor.

**V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C**

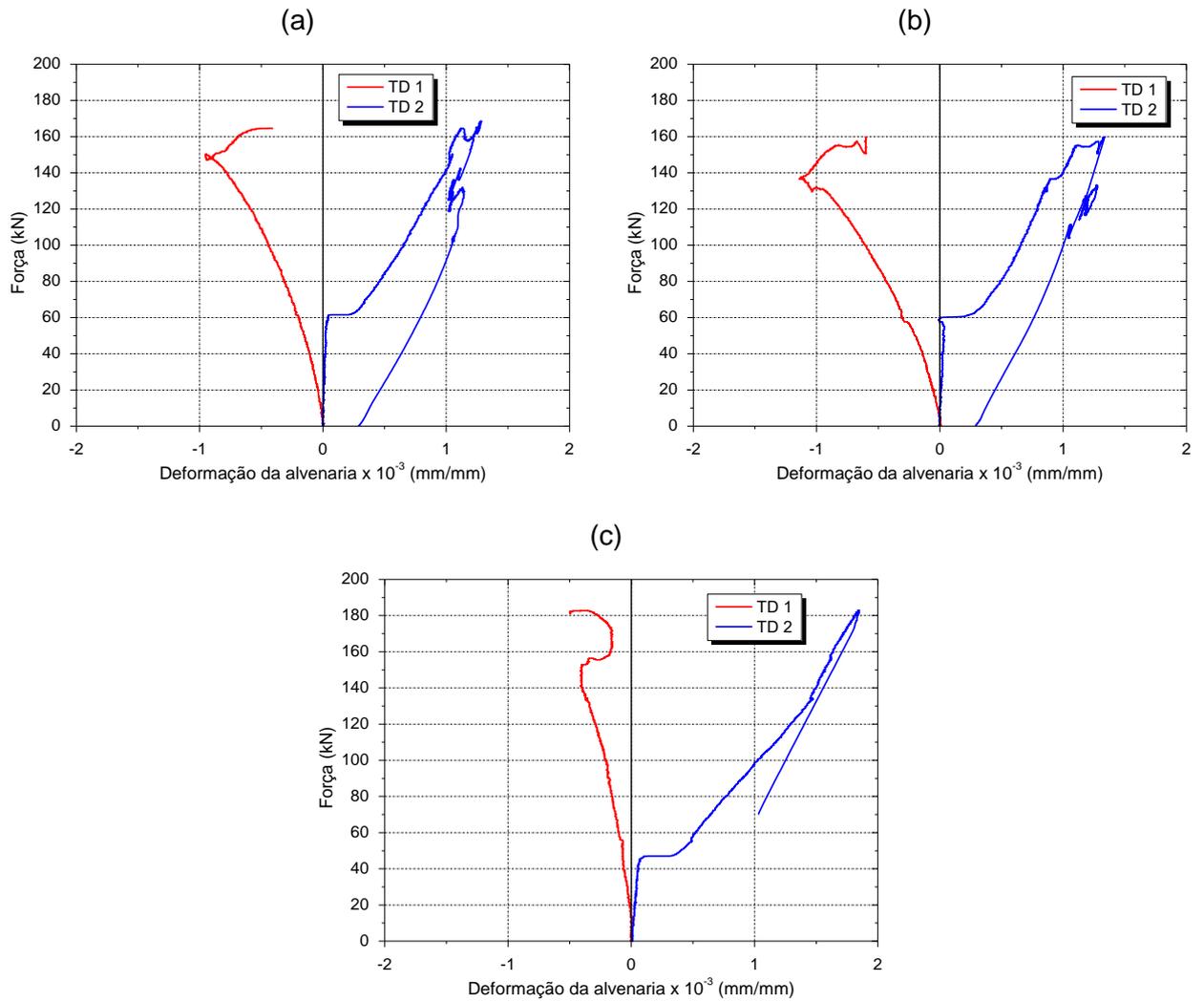
**Gráfico B.13** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-4,2-1,72C.



Fonte: O Autor.

**V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C**

**Gráfico B.14** - Força  $\times$  deformação específica da alvenaria das vigas da Série 3: (a) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72A, (b) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72B e (c) V32 $\phi$ 20-5,0-1,72C.



Fonte: O Autor.

