

## Experimental study of reinforced masonry beams

### *Estudo experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada*

J. S. CAMACHO <sup>a</sup>

[jsc@dec.feis.unesp.br](mailto:jsc@dec.feis.unesp.br)

<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

L. F. CONTADINI <sup>a</sup>

[l-contadini@bol.com.br](mailto:l-contadini@bol.com.br)

<https://orcid.org/0000-0001-5357-898X>

G. A. PARSEKIAN <sup>b</sup>

[parsekian@ufscar.br](mailto:parsekian@ufscar.br)

<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

#### Abstract

An experimental program on reinforced concrete masonry beams was conducted aiming to better understand the behavior of reinforced masonry beams. The beams were designed to fail in flexure, assessing cracking patterns, maximum displacement, ultimate bending moment, and maximum flexural and axial compression strain. The experimental program included 12 reinforced masonry beam tested under flexure and built with bond-beam and hollow concrete blocks. Also, two type of prism were built and tested; one type stacked into the block greater dimension allowing testing with compression in the same direction as in the beams; and the second type as standard grouted prisms. Results indicate an average masonry compression strength parallel to bed joint 25% lower than the masonry compression strength in the other direction (perpendicular to bed joints). There was a significant increase on the beam stiffness due to the construction of one more block course. The model used to calculate the ultimate bending moment led to values close to the experimental result (difference of about 15%). Finally, the ultimate average shortening strain of masonry at axial compression was 50% lower than at flexural compression.

**Keywords:** beam, masonry, reinforced masonry, bending, ultimate strain, compressive strength.

#### Resumo

Com objetivo de contribuir com o melhor entendimento do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, foi realizado o estudo experimental de vigas de alvenaria armada com blocos de concreto. Essas foram projetadas para ruptura à flexão, sendo analisando o modo de fissuração, a flecha, o momento fletor último, a deformação por encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples e na flexão. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiadas, à flexão simples, 12 vigas de alvenaria estrutural armada confeccionadas com canaletas e blocos de concreto. Para comparação entre resistência à compressão da alvenaria paralela e perpendicular às juntas horizontais, foram confeccionados e ensaiados dois tipos de prismas; 4 prismas grauteados, confeccionados com a maior dimensão dos blocos na vertical, simulando a ocorrência das tensões de compressão nas vigas (paralelas às juntas horizontais), e 4 prismas convencionais grauteados. Resultados mostraram que, em média, a resistência à compressão da alvenaria paralela às juntas horizontais foi 25% menor comparada com a outra direção (perpendicular às juntas horizontais). Houve um aumento significativo da rigidez das vigas devido à inserção de mais uma fiada. O modelo utilizado para o cálculo do momento fletor último conduziu a valores próximos dos experimentais (diferença de aproximadamente 15%). E em média, o encurtamento último da alvenaria na compressão simples foi 50% menor do que na flexão.

**Palavras-chave:** viga, alvenaria, alvenaria estrutural armada, flexão, deformação na ruptura, resistência à compressão.

<sup>a</sup> Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

## 1. Introdução

Vigas são elementos horizontais utilizados para vencer vãos sobre aberturas. Quando feitas em alvenaria podem ser construídas com tijolos, blocos canaletas ou ainda com blocos vazados. Usualmente são armadas, de maneira semelhante a vigas de concreto, permitindo expressivo aumento na resistência à flexão [1].

Recentemente, vigas de alvenaria estrutural armada foram empregadas até mesmo na estrutura dos pavimentos de transição, chamados de pilotis. Entretanto, sua utilização ainda é limitada, talvez pela falta de conhecimento. Assim, conhecendo-se mais sobre o comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, as mesmas poderão ser empregadas com segurança com maior frequência. Algumas vantagens do uso de vigas de alvenaria armada são:

- Redução de fôrmas, uma vez que os blocos de concreto do tipo canaleta utilizados nas vigas de alvenaria estrutural servem como tal;
- Redução do custo com mão de obra (carpinteiro) para a fabricação das vigas de alvenaria estrutural e;
- Diminuição no custo final da obra se os itens acima forem considerados nos custos.

### 1.1 Comportamento e dimensionamento a flexão

Segundo [1], [2], [3], [4] e [5], as seguintes hipóteses são adotadas para o dimensionamento de alvenaria estrutural armada:

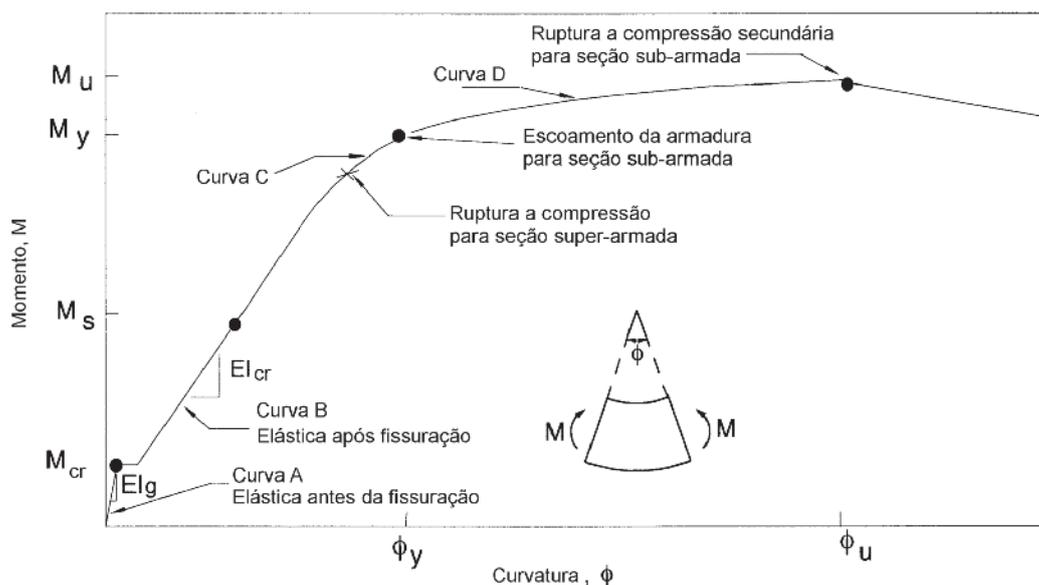
- Em qualquer seção, as forças interna estão em equilíbrio com as forças externas;
- Seções planas antes da flexão permanecem planas após, considerando que as deformações ao longo da seção são lineares, proporcionais à distância até a linha neutra;
- A resistência a tração da alvenaria é considerada nula, após sua fissuração;
- Tanto o aço quanto a alvenaria tem comportamento elástico

linear para cargas de serviço, levando a linha neutra a passar pelo centroide da seção transversal fissurada equivalente e;

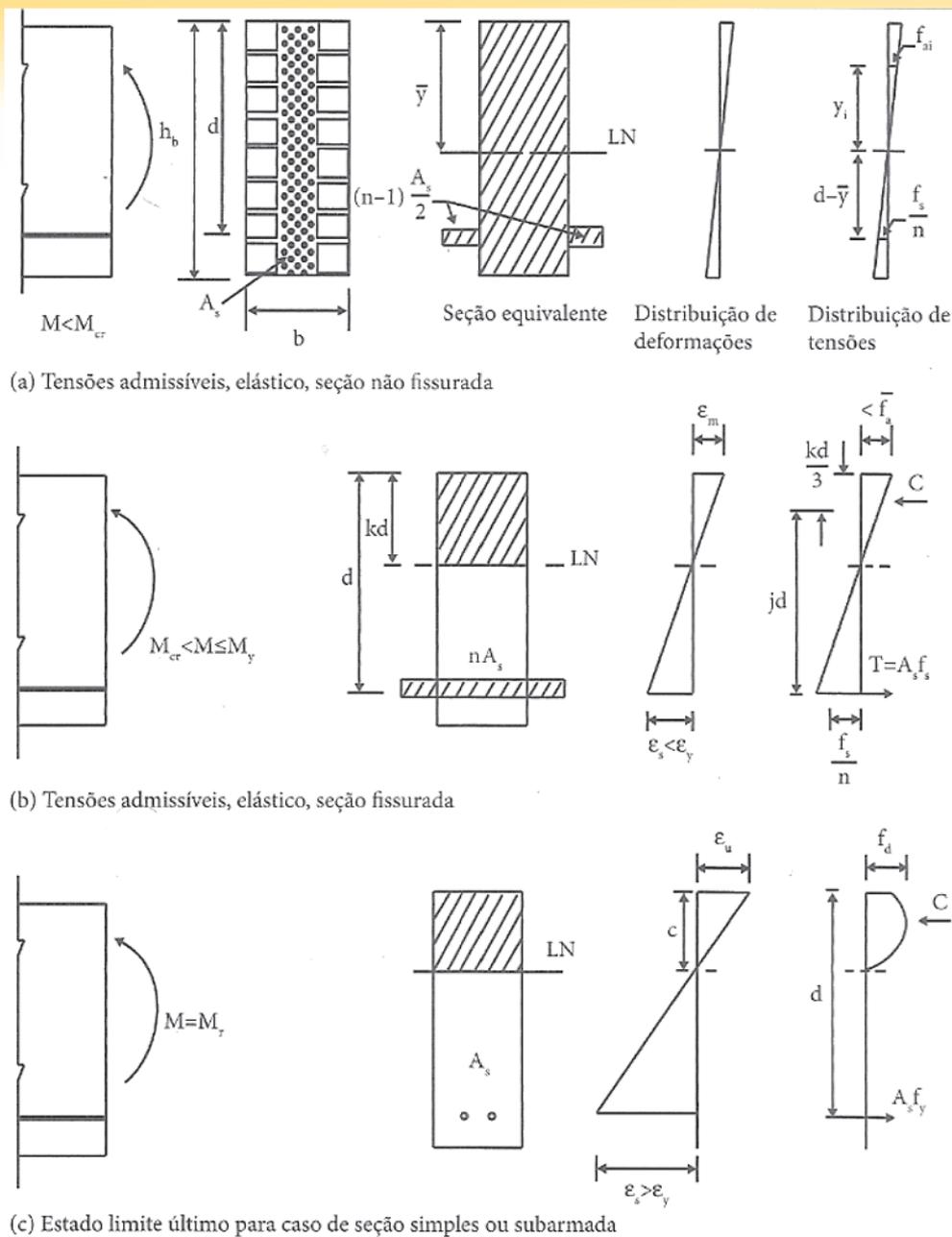
- Perfeita aderência entre o graute e a armadura.

Diferentes estágios de comportamento (conhecidos com estádios) são observados, conforme o aumento do carregamento em uma viga de alvenaria estrutural armada:

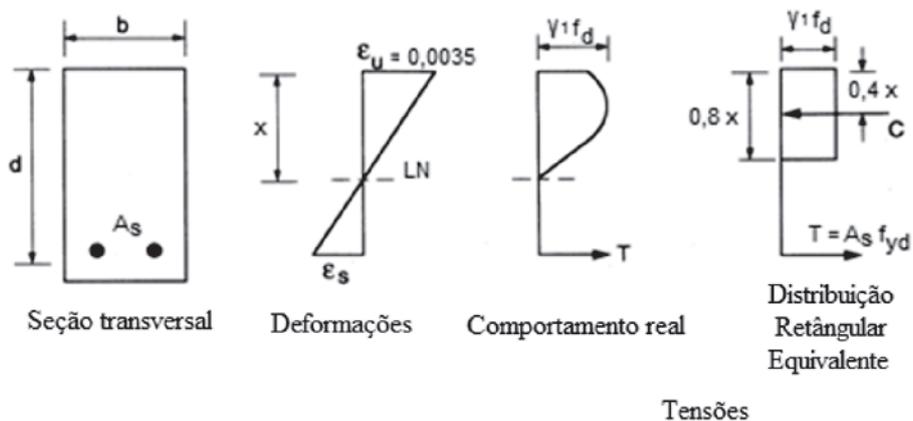
- **Estádio I (Seção não fissurada):** quando a tensão na fibra do bordo tracionado é inferior a resistência de tração da flexão da alvenaria ( $M < M_{cr}$ ), com diagrama momento-curvatura indicada na curva A da Figura 1. Antes do aparecimento de fissuras, as distribuições de tensões e deformações ao longo da seção são lineares, conforme a Figura 2 (a). As propriedades da seção podem ser calculadas pela seção equivalente, onde a área de aço é transformada em uma área de alvenaria que produz a mesma deformação, levando em conta a relação entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria;
- **Estádio II (Seção fissurada):** ao exceder o limite de resistência à tração da alvenaria, ocorrem fissuras no bordo tracionado que se propagam em direção a Linha Neutra (L.N.) até que seja possível se restabelecer o equilíbrio da seção. Nesta fase, na maioria dos casos, as tensões de compressão na alvenaria ainda serão muito pequenas, e o aço ainda não escoou. Como os dois materiais continuam a se deformar, o aumento de curvatura da seção é linear porém com rigidez sendo continuamente reduzida, conforme curva B da Figura 1. O momento da seção para cargas de serviço,  $M_s$ , deve estar nessa região. Até um certo limite de  $M$ , a seção fissurada irá continuar com comportamento elástico, como ilustra a Figura 2 (b). Ignorando a região da seção composta pela alvenaria sujeita a tração, o binário de forças (compressão e tração) são calculados utilizando a seção composta pela região de alvenaria comprimida (C) e "n" vezes a área de aço na região tracionada (T). Desta maneira, pode-se calcular as tensões e deformações.



**Figura 1**  
Diagrama momento-curvatura para vigas de alvenaria [1]



**Figura 2**  
Análise de vigas armadas [1]



**Figura 3**  
Seção no estado limite último [1]

■ **Estádio III (Estado Limite Último):** próximo ao momento de ruptura, as tensões na alvenaria passam a ser plásticas e um comportamento não-linear é observado, conforme curva C da Figura 1. Dependendo da quantidade de armadura, o escoamento da mesma (com  $M = M_y$ ) pode ou não ocorrer antes do rompimento da alvenaria a compressão. Se a seção for superarmada, a alvenaria irá romper a compressão de maneira repentina (comportamento frágil); entretanto, se a seção for subarmada, a tensão de escoamento do aço define o momento máximo da seção, podendo-se calcular a máxima tensão de compressão na alvenaria nesse ponto, fazendo o equilíbrio da seção. Assim, alvenaria sob compressão está com comportamento não-linear e a deformação máxima na fibra do bordo mais comprimido é limitada pela máxima deformação da alvenaria  $\epsilon_u$ , conforme ilustrado na Figura 2 (c). Os requisitos do projeto devem atender a condição de ductilidade da seção, garantindo a condição de escoamento da armadura. A força de tração será igual a:

$$T = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \tag{1}$$

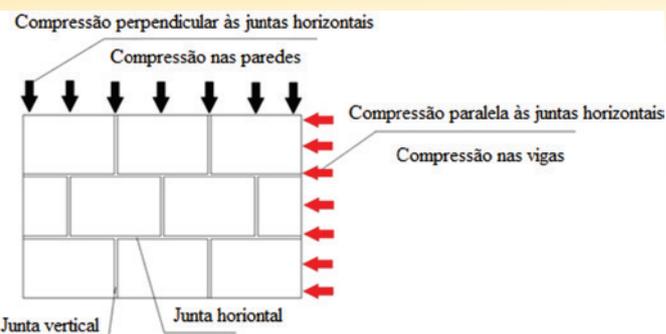
Onde:

$f_{yk}$  = Tensão de escoamento da armadura e;

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoração da resistência do aço.

Após o escoamento da armadura ( $M > M_y$ ), para cada aumento de momento aplicado, o equilíbrio da seção transversal é estabelecido considerando o deslocamento da linha neutra em direção do bordo comprimido e, conseqüentemente, aumentando o braço de alavanca e tensão de compressão. Quando a viga é superarmada, a armadura não atinge a tensão de escoamento antes do limite de resistência e de deformação da alvenaria, fazendo com que a ruptura ocorra sem aviso, com pequenos deslocamentos, situação a qual o projetista deve evitar. Por este motivo, o comportamento dúctil obtido em seções subarmadas é desejável por conta da possibilidade de redistribuição de esforços para elementos menos solicitados após escoamento da armadura e, principalmente, pela possibilidade de se perceber avisos na viga, caracterizado por grande deslocamentos e aberturas de fissuras, antes de sua ruptura. No limite da seção subarmada, pode-se determinar o momento balanceado, onde ocorre ao mesmo tempo o escoamento da armadura e ruptura por esmagamento da alvenaria. Esta situação se caracteriza pelo melhor aproveitamento de ambos materiais [1].

O diagrama tensão-deformação da alvenaria não é linear e depende de vários fatores e propriedades dos materiais. A Figura 3 mostra a real distribuição de tensões na alvenaria em uma seção fletida e o diagrama retangular aproximado utilizado para o dimensionamento,



**Figura 4**

Sentido de atuação das tensões de compressão [8]

de maneira semelhante a seções de concreto armado [6] e [7]. As diferenças para o concreto armado incluem a substituição da resistência do concreto pela resistência da alvenaria ( $f_d$ ) e a introdução do coeficiente “ $\gamma_1$ ” que leva em conta a direção da compressão.

### 1.2 Prescrições de normas

Diferente das paredes, onde as tensões de compressão atuam perpendicularmente às juntas horizontais, nas vigas de alvenaria estrutural armada estas tensões atuam paralelamente a estas juntas, conforme ilustração da Figura 4.

Para estimar a resistência da alvenaria e o módulo de elasticidade, é comum a realização do ensaio de prismas de 2 blocos com as tensões atuando perpendicularmente às juntas horizontais, devido a fácil montagem e manuseio deste tipo de corpo de prova. A partir do resultado obtidos para o corpo de prova descrito anteriormente, pode-se obter a resistência da alvenaria na outra direção (paralelamente às juntas horizontais) [2], [4] e [9].

Wong e Drysdale (1985) [10] afirmam que a resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais é aproximadamente 25% menor que a resistência à compressão da alvenaria perpendicularmente a estas juntas. A norma CSA 304.1-04 (2004) [5] recomenda que esta redução seja de 50%, assim como a NBR 15961-1 (2011) [4], caso o a região comprimida do elemento não esteja totalmente grauteada. No trabalho realizado por Ring, Das e Stubbs (2012) [8], ao analisarem a resistência de prismas grauteados (resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais) e vigas de alvenaria estrutural armada grauteadas (resistência à compressão da alvenaria perpendicularmente às juntas horizontais), os mesmos afirmaram que a resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais

**Tabela 1**

Expressões do braço de alavanca ( $z$ ) e momento fletor de cálculo ( $M_d$ ) utilizadas para o dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural armadas, segundo as normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4]

Norma	Braço de alavanca ( $z$ )	Momento fletor de cálculo ( $M_d$ )
AS 3700-2001 (2001)	$d \cdot \left[ 1 - \frac{0,60 \cdot A_{sd} \cdot f_{sy}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$	$\phi \cdot f_{sy} \cdot A_{sd} \cdot d \cdot \left[ 1 - \frac{0,6 \cdot f_{sy} \cdot A_{sd}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$
BS 5628-2 (2005)	$d \cdot \left( 1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$\frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{ms}} \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq \frac{0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2}{\gamma_{mm}}$
NBR 15961-1 (2011)	$d \cdot \left( 1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$A_s \cdot f_s \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$

**Observação:** Na NBR 15961-1 (2011):  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$  and  $f_s = 0,5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

**Tabela 2**

Valores dos coeficientes de minoração utilizadas pelas normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4]

AS 3700-2001 (2001)	BS 5628-2 (2005)	NBR 15961-1 (2011)
$\phi$	$\gamma_{mn}$	$\gamma_{ms}$
0,75	2,3	1,5
		$\gamma_m$
		2,0
		$\gamma_s$
		1,5

foi aproximadamente 53% maior, comparada com a resistência à compressão da alvenaria na outra direção.

Para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada, a Tabela 1 mostra as equações utilizadas pelas normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4] e a Tabela 2 mostra os coeficientes de minoração adotados pelas normas citadas.

Na NBR 15961-1(2011) [4], além de utilizar o coeficiente de minoração da resistência do aço ( $\gamma_s$ ), a norma reduz em 50% a tensão de escoamento de cálculo. De uma maneira simplista, pode ser entendida como um fator extra de segurança no dimensionamento à flexão. Segundo Parsekian et. al (2012) [1], esta redução não encontrada em normas internacionais, como AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e CSA S304.1-04 (2004) [5], foi atribuída devido ao número limitado de pesquisas sobre vigas de alvenaria estrutural e também sobre a condição de aderência perfeita entre o graute e a alvenaria.

Com relação ao encurtamento máximo da alvenaria na flexão, diferente das normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4] onde este valor é adotado em 3,5%, a CSA S304.1-04 (2004) [5] adota o valor de 3,0%. No trabalho realizado por Suter e Fenton (1986) [7], os autores obtiveram o valor do encurtamento médio último da alvenaria na flexão de 3,4%.

Sobre o modo de fissuração de vigas de alvenaria estrutural armada, ao analisar a contribuição da armadura transversal na resistência ao esforço cortante, Fereig [11] concluiu que as fissuras, em sua maioria,

se propagam ao longo das juntas horizontais e verticais, fato observado também por Landini (2001) [12] e Ramos (2012) [13].

## 2. Materiais e programa experimental

Foram ensaiadas a flexão simples 12 vigas de alvenaria estrutural armada, com variadas alturas – vigas de 2 e 3 fiadas – e taxa de armadura longitudinal. Estas foram confeccionadas com a primeira fiada de canaleta de concreto e as demais fiadas com blocos de concreto. Do total de vigas, 7 possuíam seção transversal de (14x39) cm e 5 possuíam seção transversal (14x59) cm.

Foram ensaiados também 4 prismas especiais onde os blocos grauteados foram assentado sobre a face lateral, confeccionados com a maior dimensão dos blocos na vertical – o qual serão denominados por prismas laterais- e 4 prismas convencionais grauteados. Cada tipo de prisma continha 2 blocos de concreto. Os prismas laterais possuíam uma altura total de 59 cm e os prismas convencionais altura total de 39 cm. A Figura 5 mostra os tipos de vigas e de prismas estudados no trabalho.

Canaletas e blocos de concreto de dimensões de (14x19x29) cm e (14x19x14) cm foram utilizados para a confecção das vigas de alvenaria estrutural armada. Os prismas e prismas convencionais foram montados utilizando os blocos de concreto (14x19x29) cm. Segundo a NBR 6136 (2014) [14], os blocos de concreto foram classificados como Classe A.

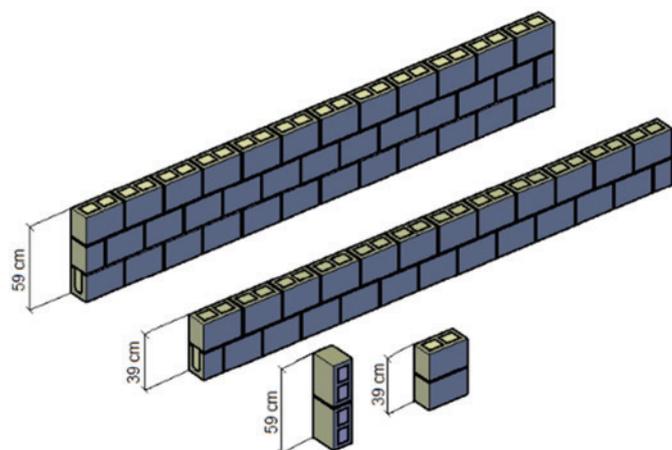
O traço de graute e argamassa, ilustrados na Tabela 3, assim como os blocos de concreto utilizados na confecção das vigas, os prismas e os prismas convencionais foram ensaiados à compressão simples, após 28 dias da montagem de cada tipo de corpo de prova, obtendo a resistência média à compressão.

### 2.1 Nomenclatura adotada

Na apresentação dos resultados, as vigas de alvenaria estrutural armada serão descritas utilizando 4 caracteres: o primeiro é a letra V, abreviação de viga; o segundo e o terceiro serão o número 2 ou 3 prosseguido da letra F, dependendo do tipo de viga (2 ou 3 Fiadas); e o quarto é a numeração da viga que, para as vigas de 2 fiadas varia de 1 a 7 e para as vigas de 3 fiadas de 1 a 5.

### 2.2 Confecção dos prismas

Os blocos utilizados para a confecção dos prismas laterais foram posicionados e molhados para então receber o graute, o qual, após seu lançamento nos vazados dos blocos, foi adensado com



**Figura 5**  
Elementos estudados no trabalho

**Tabela 3**  
Traços de graute e argamassa

Graute	Argamassa
Cimento : Cal : Agregado miúdo : Agregado graúdo	Cimento : Cal : Agregado miúdo
Traço em volume: 1 : 0,10 : 1,50 : 1,60	Traço em volume: 1 : 2,50 : 4,50
Traço em massa: 1 : 0,05 : 2,40 : 2,30	Traço em massa: 1 : 1,34 : 7,19
Relação Água/Cimento = 0,65	Relação Água/Cimento = 1,70



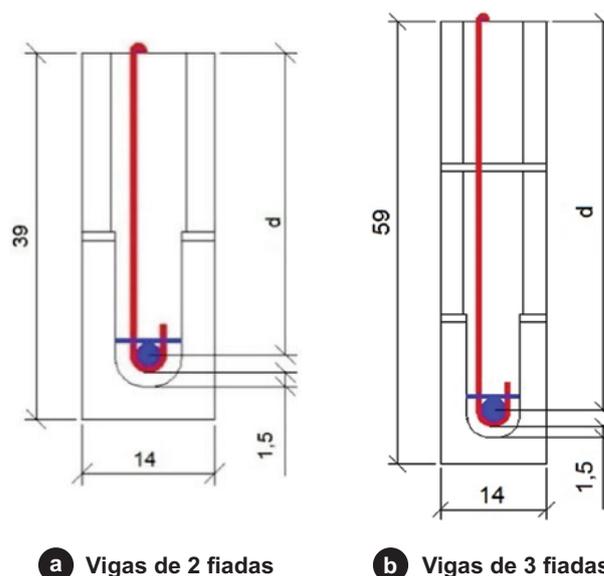
**Figura 6**  
Confecção dos prismas

vibrador de imersão. No processo de cura, os blocos grauteados foram cobertos com filme plástico por 5 dias e, neste período, molhados constantemente. Passado o período de cura, os mesmos tiveram uma das superfícies regularizada com gesso, a outra foi deixada sem a regularização para receber a argamassa de assentamento. A sequência seguida para a montagem dos prismas laterais está ilustrado na Figura 6.

### 2.3 Confecção das vigas de alvenaria estrutural armada

Primeiramente fez-se a montagem da primeira fiada de canaleta, unindo-as com argamassa disposta por toda a área transversal. Após 2 dias de cura da argamassa, a armação foi montada dentro da fiada de canaleta. As vigas de alvenaria estrutural foram armadas com uma barra compondo a armadura longitudinal e estribos de 1 perna em formato de gancho, envolvendo assim a armadura longitudinal e o porta estribo. As Figuras 7 (a) e 7 (b) detalham, em corte, a seção transversal de cada tipo de viga.

Em todas as vigas, o diâmetro utilizado no estribo foi de 6,3 mm e a taxa de armadura transversal de 4,4 cm<sup>2</sup>/m, a qual foi dimensionada para evitar a ruptura pelo esforço cortante. A Tabela 4 resume os dados das vigas de alvenaria estrutural armada.



**a** Vigas de 2 fiadas      **b** Vigas de 3 fiadas

**Figura 7**  
Corte da seção transversal das vigas de 2 e 3 fiadas – cotas em centímetro

**Tabela 4**  
Dados das vigas de alvenaria estrutural armada

Viga	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
V2F1	14	39	29,20	φ 10,0 mm = 0,80 cm <sup>2</sup>
V2F2			31,00	
V2F3			31,00	
V2F4			30,50	
V2F5			30,80	
V2F6			31,20	
V2F7			31,00	
V3F1	59	59	53,00	φ 25,0 mm = 5,00 cm <sup>2</sup>
V3F2			52,40	
V3F3			51,60	
V3F4			51,60	
V3F5			52,80	



**Figura 8**  
Viga de alvenaria estrutural após sua confecção

Com o posicionamento da armação dentro da fiada de canaleta, as demais fiadas foram levantadas com o preenchimento total da argamassa. O grauteamento ocorreu após 2 dias de cura de argamassa, quando as vigas foram molhadas para evitar a retração do graute e o graute foi lançado e adensado com um vibrador de imersão. O processo de cura consistiu em cobrir a região do graute exposta com um filme plástico por 7 dias e, durante este período, as mesmas foram molhadas constantemente.

Para melhorar a visualização das fissuras durante o ensaio de flexão, as vigas foram pintadas com tinta à base de resina acrílica (tinta acrílica base d'água) dissolvida em água, em 2 demãos para que não se formasse uma camada espessa. O resultado final da confecção das vigas é mostrado na Figura 8.

#### 2.4 Esquema de ensaio e instrumentação

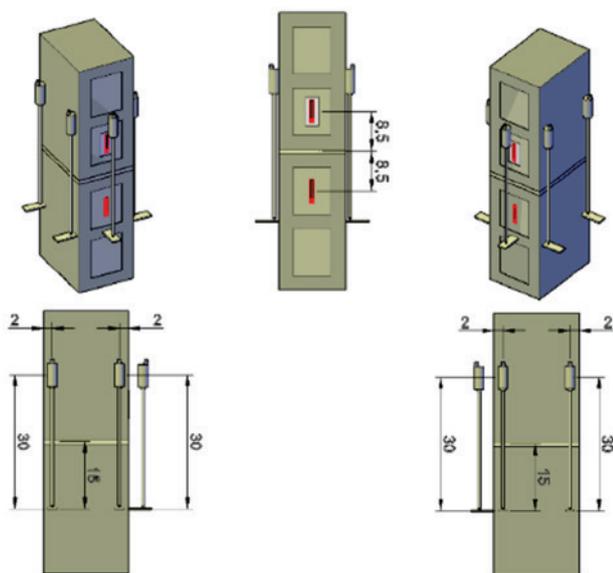
No ensaio de compressão simples dos prismas utilizou-se uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 1.000 kN, uma rótula e uma chapa de transição para aplicação do carregamento. Em cada prisma, o encurtamento da alvenaria na compressão simples foi obtido pela média das deformação dos 5 LVDTs fixados, 4 nas laterais e 1 na região frontal. Para o ensaio dos prismas convencionais, utilizou-se uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 2.000 kN, obtendo somente a resistência à compressão. As Figuras 9 (a), 9 (b) e 10 mostram o esquema de ensaio e de instrumentação adotados nos prismas laterais e o ensaio realizado nos prismas convencionais, respectivamente.

Para o ensaio de flexão simples das vigas, adotou-se o esquema estático biapoado, sendo o comprimento total e o vão teórico das vigas com dimensões de 359 cm e 300 cm, respectivamente.

O carregamento foi aplicado em 2 pontos: nas vigas de 2 fiadas, utilizou-se 2 elementos retangulares de madeira; enquanto nas vigas de 3 fiadas foram utilizado 2 perfis I metálicos. Cada ponto de transferência de carga estava a uma distância de 30 cm do centro do vão, obtendo uma região de momento fletor constante de 60



**a** Ensaio do prisma

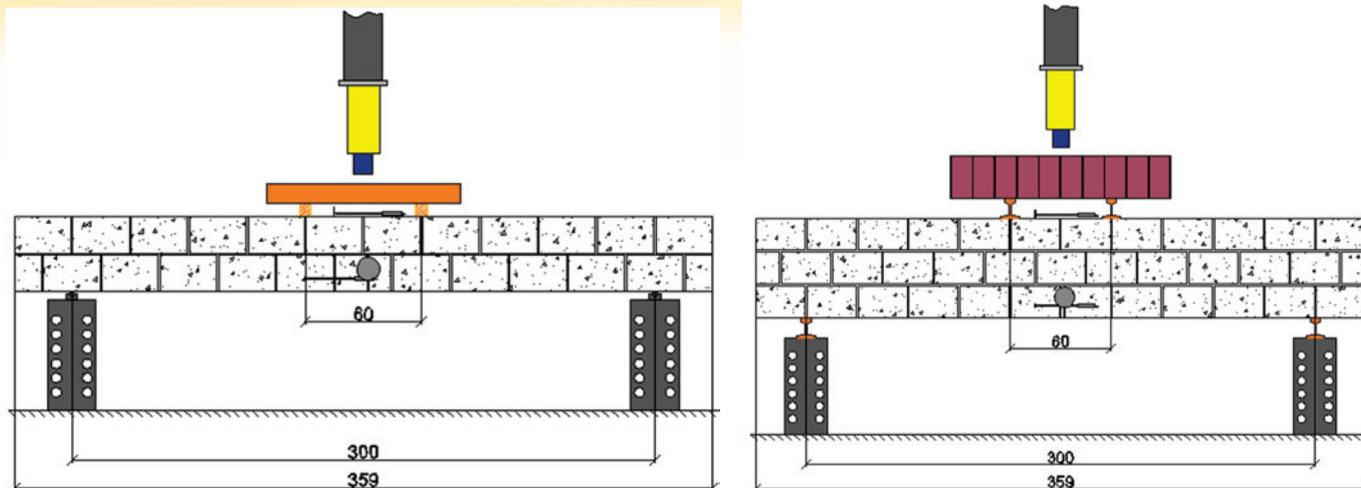


**b** Instrumentação utilizada – cotas em centímetros



**Figura 10**  
Esquema de ensaio utilizado para os prismas convencionais

**Figura 9**  
Esquema de ensaio e instrumentação adotados para os prismas



**a** Esquema de ensaio adotado para as vigas de 2 fiadas – cotas em centímetro

**b** (a)Esquema de ensaio adotado para as vigas de 3 fiadas – cotas em centímetro

**Figura 11**

Ilustração do ensaio de flexão simples nas vigas de 2 e 3 fiada

cm, conforme ilustram as Figuras 11 (a) e 11 (b). Em cada viga, para obter o encurtamento da alvenaria na flexão, o alongamento da armadura longitudinal e a flecha, foi utilizado 1 LVDT no topo, 1 strain gage na armadura longitudinal e 2 relógios comparadores situados 1 em cada lateral da viga, respectivamente.

### 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Resistência média à compressão dos blocos, argamassa e graute

A Tabela 5 mostra a resistência média à compressão da argamassa, do graute e dos blocos utilizados.

#### 3.2 Resultados obtidos para os prismas e prismas convencionais

Os resultados de resistência à compressão dos prismas laterais e prismas convencionais, assim como a relação entre estas duas resistências estão indicadas na Tabela 6.

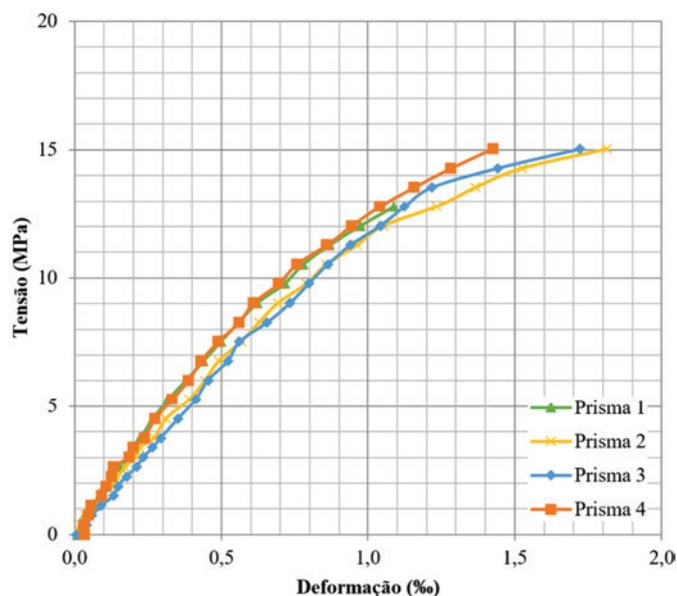
**Tabela 5**

Resistência média à compressão

Material	Resistência média à compressão (MPa)	CV (%)
Bloco de concreto*	12,64	15,07
Graute	23,23	4,63
Argamassa - (5x10) cm	6,68	4,88
Argamassa - (4x4x4) cm	8,46	2,63

\* Resistência dos blocos obtida em reação a área bruta

Utilizando os dados de carregamento obtidos pela célula de carga e os dados de deformação por meio dos LVDT's, foi possível desenvolver o gráfico Tensão x Deformação para os prismas laterais, conforme a Figura 12. Desse gráfico, nota-se que as curvas em três casos (Prisma 2, Prisma 3 e Prisma 4) chegam até a resistência de 15 MPa, o que não corresponde com a resistência máxima de cada prisma mostradas na Tabela 6. Este fato ocorria pois os LVDTs perdiam a leitura após este



**Figura 12**

Gráfico Tensão x Deformação dos prismas laterais

**Tabela 6**

Resultados obtidos dos ensaios dos prismas e prismas convencionais

Prisma laterais		Prisma convencional		Ratio <sup>1</sup>
Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	
1	13,31	1	18,53	0,72
2	14,87	2	19,16	0,78
3	15,66	3	21,03	0,75
4	17,73	4	22,75	0,78
Média	15,40	-	20,37	0,75

<sup>1</sup> Relação: relação entre a resistência à compressão do prisma e do prisma convencional



**Figura 13**  
Prismas após o ensaio de compressão simples

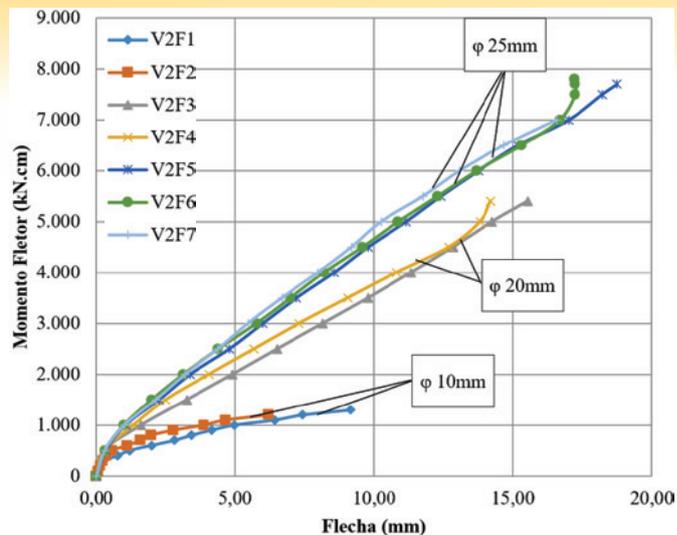
nível de carregamento, devido a ruptura dos prismas. Assim, para compor as curvas foi utilizado os dados de deformação até o valor de tensão citada.

Em média, a resistência à compressão dos prismas laterais foi de 15,40 MPa, e a dos prismas convencionais de 20,37 MPa, sendo a razão média entre estas duas resistências de 0,75. Para o cálculo do momento fletor último teórico foi utilizada a resistência média à compressão dos prismas laterais. Com o encurtamento último da alvenaria de cada prisma lateral, pôde-se obter que encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples, igual a 1,65%.

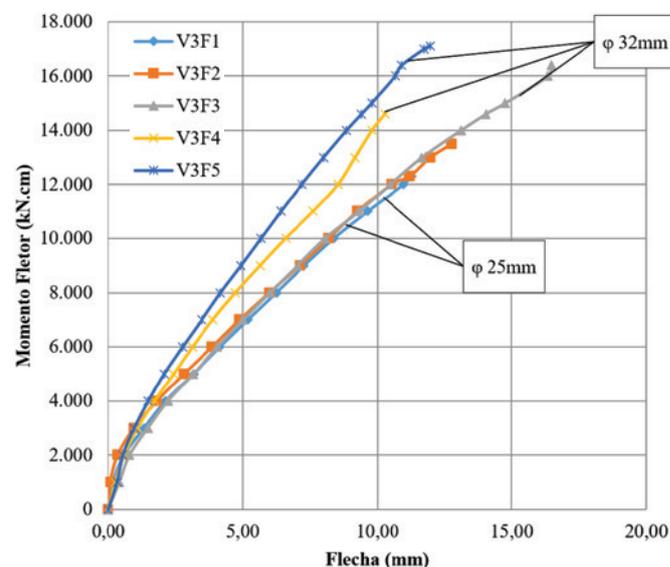
O modo de ruptura dos prismas se dava pelo encunho das tensões, sendo que o graute pressionava as paredes laterais do bloco, ocasionando a ruptura do conjunto, conforme mostra a Figura 13.

**Tabela 7**  
Valores médios de momento fletor de fissuração para cada conjunto de viga

Viga	Momento de fissuração - valores médios (kN.cm)
V2F1	465
V2F2	
V2F3	
V2F4	
V2F5	
V2F6	
V2F7	
V3F1	2.070
V3F2	
V3F3	
V3F4	
V3F5	
V3F3	2.670
V3F4	
V3F5	



**a** 2-course beam



**b** 3-course beam

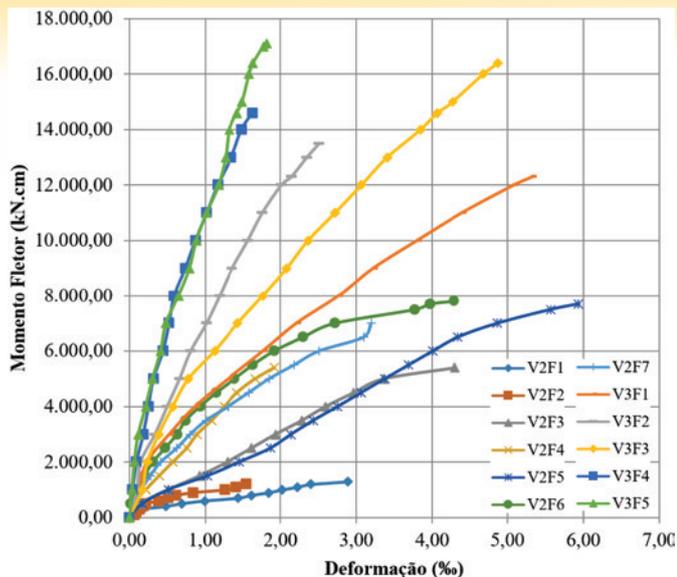
**Figura 14**  
Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas de 2 e 3 fiadas

**3.3 Resultados obtidos para as vigas de alvenaria estrutural armada**

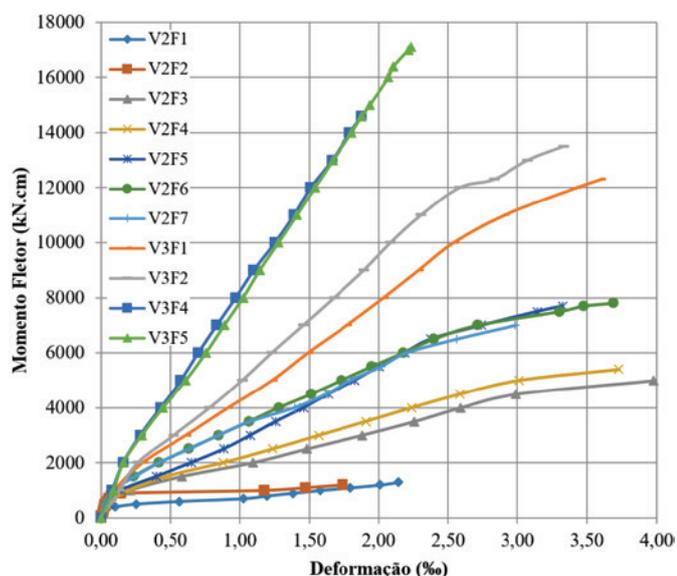
As curvas Momento Fletor x Flecha obtido do ensaio de flexão simples realizado nas vigas de 2 e 3 fiadas estão ilustradas nas Figuras 14 (a) e 14 (b).

O acréscimo de fiada foi o fator preponderante para o aumento da rigidez das vigas. Nos gráficos, a mudança de curvatura no início indica o momento em as vigas começaram a fissurar. Na Tabela 7 estão elucidados os valores médios do momento de fissuração para cada conjunto de vigas ensaiadas, os quais foram calculados utilizando os valores de momento fletor de fissuração de cada viga ensaiada, obtidos por meio da observação da formação das primeiras fissuras e a carga aplicada pela célula de carga, lida pelo sistema de aquisição de dados.

Com a instrumentação utilizada nas vigas, pode-se também



**Figura 15**  
Gráfico Momento Fletor x Deformação da Alvenaria para as vigas de 2 e 3 fiadas



**Figura 16**  
Gráfico Momento Fletor x Deformação do Aço para as vigas de 2 e 3 fiadas

desenvolver os gráficos Momento Fletor x Deformação da Alvenaria e Momento Fletor x Deformação do Aço, conforme ilustrados nas Figuras 15 e 16. Observa-se que na Figura 16 não há a curva da viga V3F3 pois, para este corpo de prova, a armadura longitudinal não foi instrumentada com *strain gage*.

O encurtamento último da alvenaria na flexão variou de 1,55‰ até 5,90‰ e, em média, este encurtamento foi de 3,35‰. Já o alongamento do aço variou de 1,74‰ a 3,98‰, mostrando que em nenhum caso o aço chegou a 10‰, que é o limite imposto pela NBR 15961-1 (2011) [4].

Com base nos resultados do encurtamento da alvenaria na compressão simples e na flexão, e do alongamento do aço na flexão, adotou-se os valores de 1,5‰, 3‰ e 5‰, respectivamente, para então propor os domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural armada, como mostra a Figura 17, indicando a

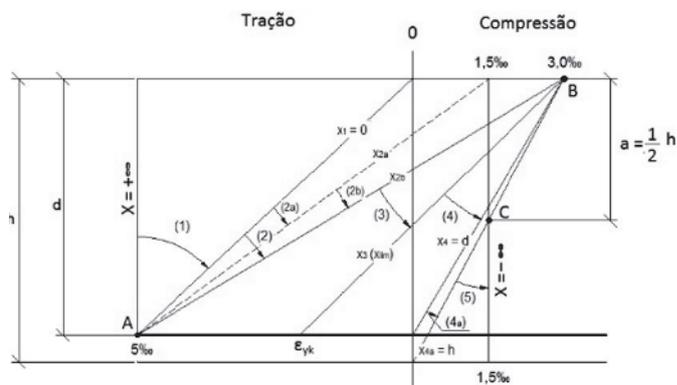
profundidade da Linha Neutra em função dos Domínios de Deformação pela letra x.

Para o cálculo do momento fletor resistente das vigas de alvenaria estrutural armada, utilizou-se da Eq. (2) obtida através do equilíbrio de forças para o modelo de cálculo ilustrado na Figura 18.

$$M_{u,teo} = A_s \cdot f_{yk} \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{pm}} \right) \tag{2}$$

Assim, com os dados da Tabela 1, utilizando a resistência característica de aço ao escoamento  $f_{yk} = 500$  MPa e a resistência média da alvenaria à compressão  $f_{pm} = 15,40$  MPa, foi possível realizar a comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, a qual está ilustrada na Tabela 8. Não foi considerada nenhuma redução de tensão do aço, conforme prevê a NBR 15961-1 (2011) [4], pois pelas observações realizadas, não fora verificada a ocorrência do descolamento nas interfaces do graute/bloco ou da armadura/graute após o rompimento das vigas. Conforme a Tabela 8, os resultados dos valores teóricos previstos são próximos aos obtidos nos ensaios. Os valores teoricamente calculados resultados entre 22% menor (conservador) e 3% superior (praticamente igual) aos dos ensaios. Portanto não há motivo para redução da tensão no aço em vigas de blocos de concreto e vale a mesma teoria de vigas de concreto armado.

Sobre o modo de fissuração das vigas, foi observado que, em sua maioria, as fissuras apareceram nas juntas verticais e horizontais e com o aumento do carregamento as mesmas se propagaram na direção dos pontos de aplicação de carga. Nas vigas de 3 fiadas que possuíam a maior taxa de armadura (V3F4, V3F5 e V3F6), a fissuração ocorreu mais próximas aos apoios e, como consequência do esforço cortante de maior intensidade, provavelmente as mesmas

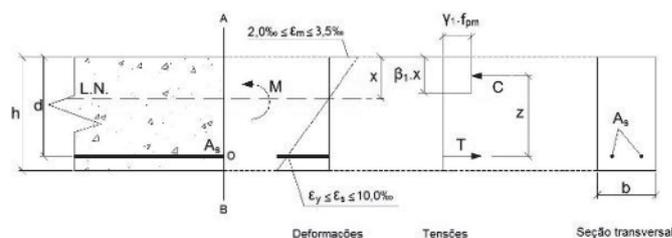


$$x_{2a} = 0,213 \cdot d$$

$$x_{2b} = 0,375 \cdot d$$

$$x_3 = \frac{0,003}{\epsilon_{yk} + 0,003}$$

**Figura 17**  
Domínios de deformação proposto para as vigas de alvenaria estrutural armada



**Figura 18**  
Modelo utilizado para o cálculo do momento fletor resistente

Tabela 8

Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos

Viga	$M_{u,Exp}^1$ (kN.cm)	$M_{u,Teo}^2$ (kN.cm)	Relação <sup>3</sup> (%)
V2F1	1.316,40	1.130,87	85,91
V2F2	1.186,04	1.202,87	101,42
V2F3	5.360,44	4.306,84	80,34
V2F4	5.404,80	4.228,09	78,23
V2F5	7.727,40	6.249,61	80,88
V2F6	7.830,60	6.349,61	81,09
V2F7	7.202,40	6.299,61	87,47
V3F1	12.333,57	11.799,61	95,67
V3F2	13.576,06	11.649,61	85,81
V3F3	16.391,97	16.927,01	103,26
V3F4	14.617,20	16.927,01	115,80
V3F5	17.184,60	17.407,01	101,29

<sup>1</sup> Momento último obtido experimentalmente; <sup>2</sup> Momento último obtido teoricamente; <sup>3</sup> Relação: relação entre o momento fletor último experimental e teórico.

tenham trabalhado mais próximas do modelo de treliça do que do modelo de flexão adotado. O histórico de fissuração de cada grupo de vigas estão ilustrados nas Figuras 19 (a) até 19 (e).

### 4. Conclusões

Baseado nos resultados obtidos, concluiu-se que:

1. A partir dos ensaios de compressão simples, em média, a

resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais corresponde a 75% da resistência à compressão da alvenaria na outra direção (perpendicular às juntas horizontais);

- Com a inserção de mais uma fiada, houve um aumento de rigidez das vigas de alvenaria estrutural armada;
- Durante o ensaio de flexão, as fissuras surgiam predominantemente nas juntas verticais e horizontais;

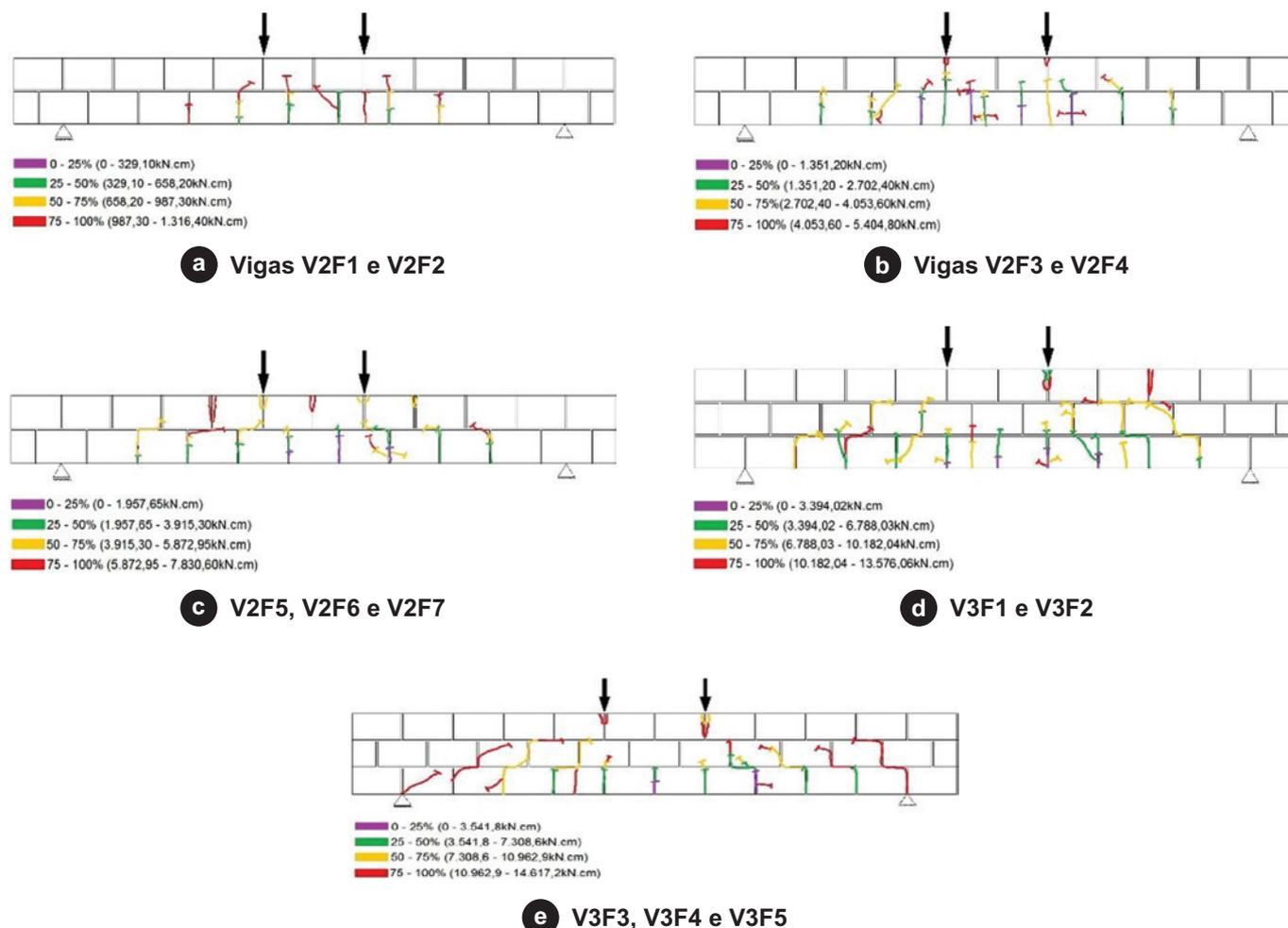


Figura 19

Histórico de fissuração das vigas de alvenaria estrutural armada

4. O modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada é satisfatório, fornecendo valores próximos dos obtidos experimentalmente;
5. Não há motivo para redução da tensão no aço em vigas de blocos de concreto e vale a mesma teoria de vigas de concreto armado; e
6. O encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples foi 50% menor do que na flexão.

## 5. Agradecimentos

As empresas COPEL, ENGENHARIA, INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA. e TECNOBENS, ambas de Araçatuba – SP, pela doação dos blocos de concreto e pelas imagens cedidas. A empresa ArcelorMittal Brasil de Piracicaba – SP pela doação das barras de aço. E a Prefeitura Municipal de Ilha Solteira – SP, pela doação dos agregados.

## 6. Referências bibliográficas

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. "Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural", São Carlos: Edufscar, 2012. 625 p.
- [2] AUSTRALIAN STANDARD – AS. AS 3700-2001, "Masonry Structures," Standards Australia, Sydney, NSW, Australia, 2001, 191 pp.
- [3] BRITISH STANDARDS INSTITUTIONS – BSI. BS 5628:2, "Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry" – Londres, 2005. 66 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15961-1, "Alvenaria estrutural - blocos de concreto: Projeto", Rio de Janeiro, 2011. 33 p.
- [5] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION – CSA. CSA S304.1-04, 2004a, "Design of Masonry Structures," Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada, 148 pp.
- [6] F. KHALAF, F.; GLANVILLE, J.; SHAHAWI, M. EL, "A Study of Flexure in Reinforced Masonry Beams," Concrete International Journal, Vol. 5, No. 7, July 1983, 46-55.
- [7] SUTER, G. T.; FENTON, G. A, "Flexural Capacity of Reinforced Masonry Members", *ACI Journal, Proceedings* V. 83, No. 1, Jan.-Feb. 1986, pp. 127-136.
- [8] RING, T, DAS, S. and STUBBS, D, "Compressive Strength of Concrete Masonry Beams", *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May-June 2012, pp.369-376.
- [9] ASTM C1314-12 (2012), "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms", ASTM International, West Conshohocken, PA, 10 pp.
- [10] WONG, H. E.; DRYSDALE, R. G, "Compression Characteristics of Concrete Block Masonry Prisms", *Masonry: Research, Application and Problems*, ASTM STP 871, J.C. Grogan and J.T. Conway, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 167-177.
- [11] FERREIG, S. M, "Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, V. 91, No.4, July-Aug. 1994, pp. 415-422.
- [12] LANDINI, F. S, "Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural". Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, 2001. 119 p.
- [13] RAMOS, A. P, "Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples". 2012. 78 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2012.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6136, "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos", Rio de Janeiro, 2014. 10 p.