

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JULIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

Éderson José Arena Maia

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL SUJEITAS À FLEXÃO**

Ilha Solteira

2012

Éderson José Arena Maia

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL SUJEITAS À FLEXÃO**

Dissertação apresentada à Faculdade
de Engenharia de Ilha Solteira –
UNESP, como parte dos requisitos
para a obtenção do Título de Mestre
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho

Ilha Solteira
2012

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação

M217e Maia, Éderson José Arena .
Estudo experimental de vigas de alvenaria estrutural sujeitas à flexão /
Éderson José Arena Maia. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2012
86 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de
Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2012

Orientador: Jefferson Sidney Camacho

Inclui bibliografia

1. Alvenaria estrutural. 2. Vigas. 3. Flexão simples. 4. Blocos de concreto.



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

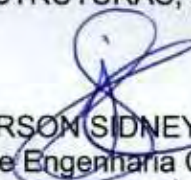
CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: Estudo experimental de vigas de alvenaria estrutural sujeitas à flexão

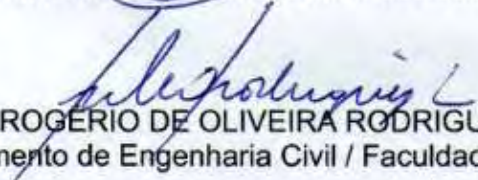
AUTOR: ÉDERSON JOSÉ ARENA MAIA

ORIENTADOR: Prof. Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

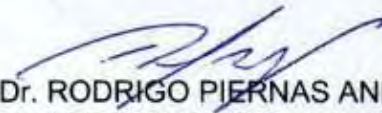
Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL , Área: ESTRUTURAS, pela Comissão Examinadora:



Prof. Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira



Prof. Dr. ROGERIO DE OLIVEIRA RODRIGUES
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira



Prof. Dr. RODRIGO PIERNAS ANDOLFATO
Diretoria / TECNOBENS Construção e Incorporação Ltda

Data da realização: 14 de agosto de 2012.

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	10
1.1.	JUSTIFICATIVA	10
1.2.	OBJETIVOS	10
2.	REVISÃO BIBLIOGRAFICA	11
2.1.	Suter e Keller	11
2.2.	Suter e Fenton	14
2.3.	Sami M. Fereig	16
2.4.	Hilal, Bashnasawy e Khafaga	18
2.5.	Fabiano S. Landini	21
3.	METODOLOGIA E MATERAIS	26
3.1.	Materiais utilizados	26
3.2.	Configuração das vigas	27
3.2.1.	Dimensões	27
3.2.1.1.	Determinação da resistência dos prismas	27
3.2.1.2.	Cálculo das armaduras	29
3.3.	Montagem das vigas	34
3.4.	Procedimentos de ensaio	36
4.	RESULTADOS	39
4.1.	EVOLUÇÃO DAS FISSURAS	39
4.1.1.	Viga A1-1	39
4.1.2.	Viga A1-2	40
4.1.3.	Viga A2-1	41
4.1.4.	Viga A2-2	43
4.1.5.	Viga A3-1	44
4.1.6.	Viga A3-2	45
4.1.7.	Viga A4-1	47
4.1.8.	Viga A4-2	48

5.	Análise dos resultados	51
5.1.	Momento de fissuração	51
5.2.	Estado limite de serviço: deformação excessiva	53
5.3.	Estado limit último e momento resistente máximo.....	61
5.4.	Domínios de deformação	64
5.5.	Análise interna da viga	65
6.	Conclusões.....	73
REFERÊNCIAS.....		75
APÊNDICE		77
A1. Resumo do comportamento das vigas.....		77
A2. Análise interna das vigas		80

Lista de figuras

Figura 1- Vão de cisalhamento (a) e altura útil (d)	11
Figura 2- Influência do espaçamento das juntas verticais	13
Figura 3- Influência do abatimento do preenchimento	13
Figura 4- Comparação entre vigas de concreto e alvenaria	14
Figura 5- Configuração das vigas de Suter e Fentlon	15
Figura 6- Ensaio realizado por Sami M. Fereig	17
Figura 7- Bloco utilizado por Hilal, Bashnasawy e Khafaga	19
Figura 8- Configuração do ensaio e instrumentação	20
Figura 9- Exemplificação das vigas utilizadas por Landini	22
Figura 10- Exemplo de armadura para viga de duas fiadas	22
Figura 11- Exemplo de armadura para viga de três fiadas	23
Figura 12- Sequência da montagem das vigas	23
Figura 13- Viga 2BL – CIS	24
Figura 14- Viga 3BL – CIS	24
Figura 15- Viga 2BL - FL	25
Figura 16- Representação da construção das vigas	27
Figura 17- Exemplo de prisma ensaiado	28
Figura 18- Gráfico tensão x deformação dos prismas ensaiados	29
Figura 19- Gráfico tensão x deformação dos prismas	29
Figura 20- Gancho utilizado nas armaduras transversais	30
Figura 21- Detalhe do estribo pronto e amarrado na armadura	30
Figura 22- Consideração inicial para o cálculo da armadura	31
Figura 23- Representação das armaduras A1 (a), A2 (b), A3 (c) e A4 (d)	33
Figura 24- Sequência de montagem das vigas de alvenaria estrutural	35
Figura 25- Detalhe do extensômetro colado no PVC	37
Figura 26- Posicionamento dos extensômetros	37
Figura 27- Detalhe dos extensômetros no concreto e no PVC	37
Figura 28- Representação da aplicação de carregamento na viga	38
Figura 29- Viga pronta para ensaio	38
Figura 30- Nomenclatura para posição dos blocos na viga	39
Figura 31- Viga A1-1 fissuração após o ensaio	40

Figura 32- Viga A1-2 após o ensaio	41
Figura 33- Viga A2-1 após o ensaio	42
Figura 34- Viga A2-2 após o ensaio	44
Figura 35- Viga A3-1 após o ensaio	45
Figura 36- Viga A3-2 após o ensaio	47
Figura 37- Viga A4-1 após o ensaio	48
Figura 38- Viga A4-2 após o ensaio	50
Figura 39- Esquema estático para a obtenção da flecha de viga biapoiada	54
Figura 40- Esquema estático para viga de alvenaria estrutural.....	54
Figura 41- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A1-1	57
Figura 42- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A1-2	58
Figura 43- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A2-1	58
Figura 44- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A2-2 ...	59
Figura 45- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A3-1	59
Figura 46- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A3-2	60
Figura 47- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A4-1	60
Figura 48- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A4-2	61
Figura 49- Momentos últimos para vigas de alvenaria estrutural e concreto armado	63
Figura 50- Domínios de deformação para vigas de concreto	64
Figura 51- Domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural.....	65

Lista de tabelas

Tabela 1- Características físicas e das armaduras das vigas de Sami M. Fereig	18
Tabela 2- Vigas de Hilal, Bahnasawy e Khafaga.....	20
Tabela 3- Resultado ensaio de prismas	28
Tabela 4- Resumo de cálculo das áreas de aço limites	32
Tabela 5- Resumo dos diâmetros utilizados.....	33
Tabela 6- Tabela de vigas e armaduras	36
Tabela 7: Momento de fissuração nas vigas	53
Tabela 8- Resumo do cálculo de X_2 e I_2	56
Tabela 9- Deslocamentos limites: teórico e experimental.	57
Tabela 10- Resumo do cálculo do momento resistente.....	62
Tabela 11- Momento fletor resistente	63
Tabela 12- Domínios de deformação	65
Tabela 13- Dados obtidos no ensaio da viga A3-1.....	67
Tabela 14- Dados teóricos da viga A3-1	68
Tabela 15- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A3-1.....	68
Tabela 16- Dados obtidos no ensaio da viga A3-2.....	69
Tabela 17- Dados teóricos da viga A3-2	69
Tabela 18- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A3-2.....	69
Tabela 19- Dados obtidos no ensaio da viga A4-1.....	70
Tabela 20- Dados teóricos da viga A4-1	71
Tabela 21- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A4-1.....	71
Tabela 22- Dados obtidos no ensaio da viga A4-2.....	71
Tabela 23- Dados teóricos da viga A4-2	72
Tabela 24- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A4-2.....	72

MAIA, E.J.A. **Estudo Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural Sujeitas a Flexão**. 2012. 86 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Ilha Solteira, 2012.

RESUMO

Este trabalho foi realizado com o intuito de se conhecer, através de análise experimental, o comportamento de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto quando estas forem submetidas à flexão simples. Durante o trabalho foi ensaiado o total de oito vigas com a utilização de blocos tipo canaletas (14x19x29) na primeira fiada e meia canaleta (14x19x14) na segunda fiada, sendo todas preenchidas por groute. Nos elementos fez-se o uso de armadura transversal e também foram executados quatro tipos de armaduras longitudinais, a saber: A1 (2 ϕ 10), A2 (2 ϕ 12,5), A3 (4 ϕ 12,5) e A4 com armadura dupla (4 ϕ 12,5 e 2 ϕ 12,5). Em analogia com vigas de concreto armado, a viga A1 foi dimensionada para ruptura no domínio 2a, A2 no domínio 2b, A3 no domínio 3 e A4 de modo a observar como trabalha uma com armadura dupla. A obtenção de dados foi através de extensômetros elétricos que foram instalados na região central das armaduras longitudinais. Também foram instalados extensômetros elétricos nas faces superiores e nas laterais inferiores das vigas, de maneira que se conheçam as deformações atuantes no elemento. Foram utilizados LVDT instalados nas laterais das vigas para que se obtenham os valores das flechas nas vigas.

Palavras-Chave: Alvenaria estrutural. Vigas. Flexão simples. Blocos de concreto.

MAIA, E.J.A. **Experimental Study of Structural Masonry Beams Subjected to Bending**. 2012. 86 f. Dissertation (Mastering in Civil Engineering) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Ilha Solteira, 2012.

ABSTRACT

This work was accomplished with the intention of knowing, through experimental analysis, the behavior of beams of structural masonry with concrete blocks when they are subjected to simple bending. During the work it was tested eight beams in total using the groove type block (14x19x29) in the first tier and half-groove (14x19x14) in the second tier, all of them filled with graute. In the elements it was used the transverse reinforcement and also were executed four types of longitudinal reinforcement, to know: A1 (2 ϕ 10), A2 (2 ϕ 12,5), A3 (4 ϕ 12,5) and A4 with double reinforcement (4 ϕ 12,5 e 2 ϕ 12,5). Analogously with reinforced concrete beams, the A1 beam was dimensioned to rupture in the field 2a, A2 in the field 2b, A3 in the field 3 and the A4 to observe the way the double reinforced beam works. Obtaining data was using strain gages that were installed in the central region of the longitudinal reinforcement.

Strain gages were also installed in the upper faces and the lower side of the beams, so we know the strain acting on the element. Were used LVDT installed on the sides of the beams order to obtain the values of the arrows in the beams.

Keywords: Masonry structural beams. Simple bending. Concrete blocks.

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVA

Atualmente tem-se observado no cenário da construção civil no Brasil o aumento na utilização da alvenaria estrutural como método construtivo devido às vantagens que esta apresenta, tais como redução dos custos, caráter racional do processo construtivo, limpeza do canteiro de obras, dinâmica na execução da obra e a redução dos desperdícios de materiais usados.

Na construção de edifícios de alvenaria estrutural é comum o uso de pilotis em sua execução, onde a base da construção fica apoiada em pilares e vigas de concreto armado e a partir dos pavimentos superiores faz-se o uso da alvenaria. Entretanto, na prática já vem se utilizando de vigas de alvenaria estrutural na construção de alguns edifícios devido às grandes vantagens que este método gera, tais como, eliminação da utilização de formas em vigamentos e redução do tempo de execução da obra.

No entanto apenas recentemente com o lançamento da Associação Brasileira de Normas Técnicas- ABNT 15961/2011 é que houve uma maneira específica para o dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural. Até então a norma anterior, a ABNT 10837/1989, fazia a recomendação de que para o cálculo do elemento fosse considerando as vigas de alvenaria estrutural como sendo de concreto armado no Estádio II e tendo a alvenaria com a função de forma.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo analisar experimentalmente o comportamento de vigas de alvenaria estrutural quando submetidas à flexão simples, comparando seu comportamento com o previsto na ABNT 15961/2011 e quando necessário com a ABNT 6118/2003.

2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA

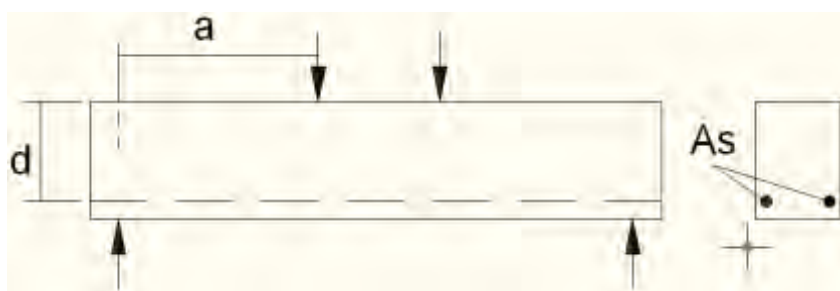
2.1.Suter e Keller

Suter e Keller (1982) citado por Landini (2001) desenvolveram um trabalho de pesquisa com 72 vigas em alvenaria estrutural armada de blocos de concreto com armadura resistente ao esforço cortante. As vigas ensaiadas possuíam 203 mm de largura e altura de 203 mm ou 406 mm dependendo do bloco empregado.

Dois tipos de preenchimento foram utilizados, estes são a argamassa de assentamento com traço na proporção em volume de 1: 0,5: 4,25 e o graute com traço de 1:4 (cimento : areia). Já a relação água cimento foi feita para que fosse gerado um abatimento no material de 250 mm e 100 mm de tal maneira que pudesse ser simulado situações de boa e má trabalhabilidade.

Na realização dos ensaios as variáveis em estudo foram: o número de fiadas das vigas, diferentes tipos de preenchimento (graute ou argamassa) com dois valores de abatimento, diferentes relações entre vãos de cisalhamento e altura útil (a/d) (Figura 1) e diferentes espaçamentos nas juntas verticais através do uso de diferentes tipos de bloco.

Figura 1- Vão de cisalhamento (a) e altura útil (d)



Fonte: Suter e Keller (1982)

Após o assentamento da primeira fiada foram esperados dois dias para que a argamassa de assentamento ganhasse resistência. No próximo passo colocaram-se painéis de madeira compensada nas extremidades das vigas para que estas fossem preenchidas. O preenchimento foi lançado em três camadas e vibrado a cada

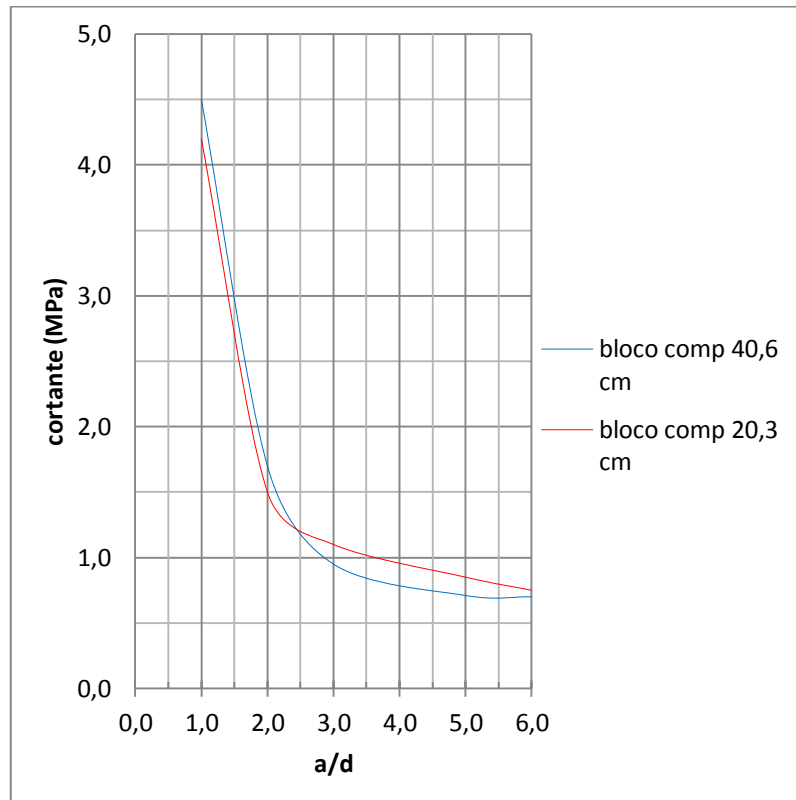
camada, terminada as vigas estas foram cobertas por uma lâmina de polietileno durante sete dias para realização da cura. Após este período a lâmina de polietileno foi retirada e o processo de cura ocorreu sob condições do laboratório.

A ruptura das vigas ocorreu com idades que variaram entre 28 e 72 dias através da aplicação de carregamento concentrado em dois pontos para os elementos cuja relação a/d estivesse entre 1 e 5, de forma que fosse gerados dois vãos de cisalhamentos iguais, já para $a/d = 6$ o ensaio ocorreu com apenas um ponto de aplicação de carga locado no centro do vão da viga.

Após os ensaios das vigas foram tiradas as seguintes conclusões e observações:

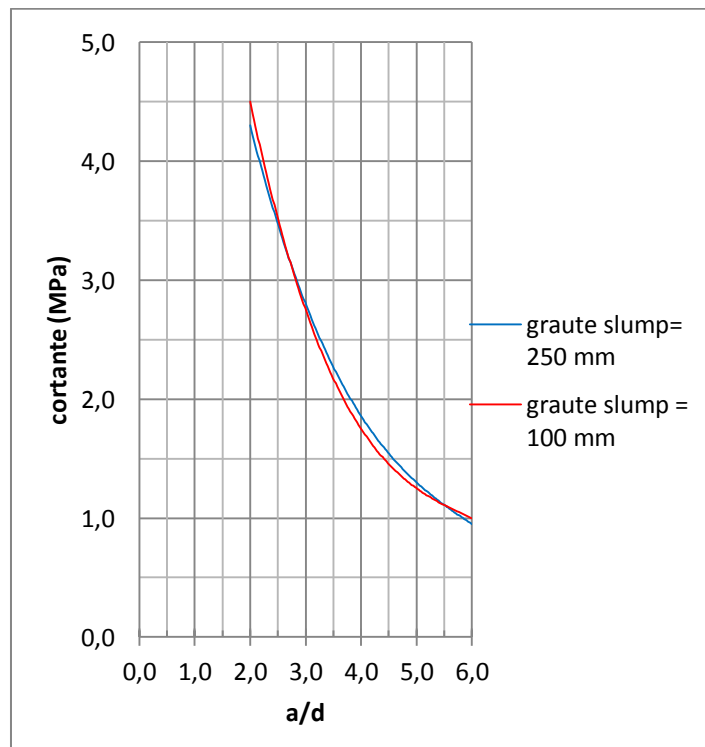
- Dentre as observações Suter e Keller visualizaram a presença de fissuras devido à retração, as quais se localizavam tanto nas juntas horizontais quanto verticais. No entanto, estas últimas aconteciam quando o material que constituía o preenchimento das vigas era argamassa havendo ainda o prolongamento das fissuras para o interior do preenchimento;
- Quando se ensaiou vigas de comprimento menor verificou-se que estas ao romperem tiveram um comportamento mais dúctil, ao contrário do que ocorreu com os elementos de dimensão maior, havendo neste caso ruptura brusca do material;
- A resistência das vigas aumenta à medida que aumenta a distância entre juntas verticais através do uso de blocos com diferentes comprimentos. Este comportamento pode ser observado na Figura 2, na qual se comparou o comportamento de duas vigas utilizando-se de blocos de 406 mm e 203 mm de comprimento. Diminui a relação a/d , porém não teve efeito significativo o valor do abatimento do material de preenchimento (slump) (Figura 3);

Figura 2- Influência do espaçamento das juntas verticais



Fonte: Suter e Keller (1982)

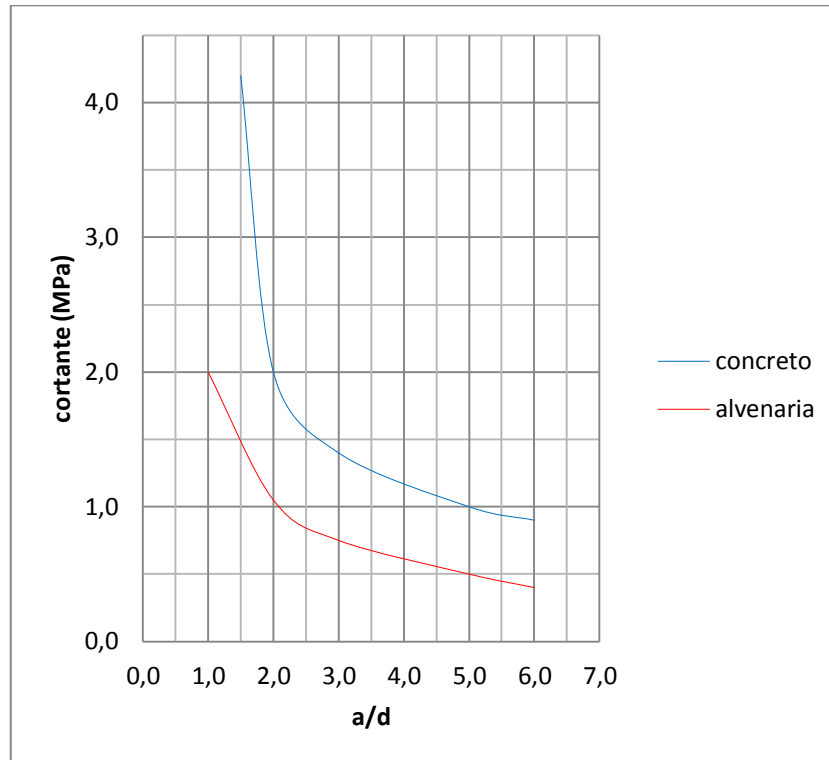
Figura 3- Influência do abatimento do preenchimento



Fonte: Suter e Keller (1982)

- Em comparação com uma viga em concreto armado, os elementos de alvenaria estrutural possuem resistência menor ao cisalhamento (Figura 4);

Figura 4- Comparação entre vigas de concreto e alvenaria



Fonte: Landini (2001)

- No caso de vigas com mesma altura, mas com diferente número de fiadas as resistências foram similares.

2.2. Suter e Fenton

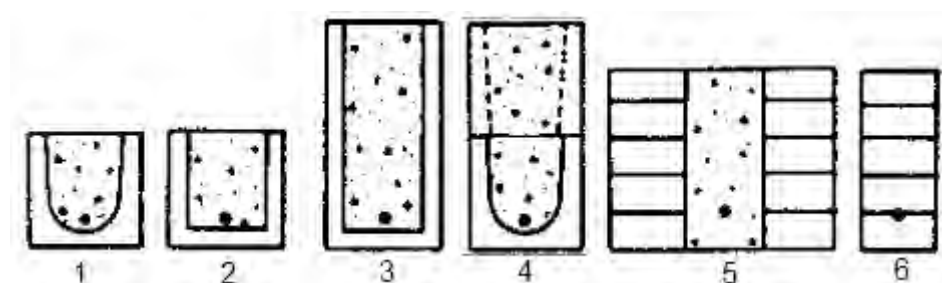
Suter e Fenton (1986) desenvolveram um estudo que abrangeu o ensaio num total de 97 vigas de alvenaria estrutural submetidas à flexão. Estas foram divididas em 78 vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto, cinco de alvenaria de tijolo grauteado e armado e 14 por alvenaria com tijolos apenas armados.

Dentro do programa de ensaio, alguns parâmetros foram variados para avaliar o comportamento das vigas de alvenaria estrutural, dentre eles há a altura efetiva, taxas de armadura, resistência e tipos de alvenaria e preenchimento da viga.

Com relação às vigas de alvenaria com blocos de concreto sua configuração variou de quatro modos diferentes tendo tanto vigas com duas fiadas quanto com apenas uma fiada, os blocos das bases também variaram conforme mostrado na Figura 5.

59 das vigas ensaiadas foram instrumentadas por extensômetros Demec, que foram posicionados na superfície superior das vigas. Sua quantidade variou entre dois e seis, havendo metade nos blocos e a outra metade no graute.

Figura 5- Configuração das vigas de Suter e Fenton



Fonte: Suter e Fenton (1986)

Para a execução das vigas primeiramente houve a colocação da primeira fiada no caso das vigas de blocos de concreto armadas e de alvenaria de tijolos armadas. Para o caso das vigas com tijolos grauteado e armada houve a construção das laterais de tijolos.

Em seguida as armaduras foram posicionadas no interior das vigas no caso das vigas de blocos de concreto e de tijolos grauteado e armada, após este procedimento as fiadas superiores foram assentadas com argamassa. Já para as vigas armadas de tijolos primeiramente fez-se uma base de argamassa, sobre a qual a armadura foi assentada, para em seguida preencher o restante da viga com argamassa.

Esperaram-se dois dias para que a argamassa das juntas endurecesse. A seguir formas de madeira compensada foram colocadas nas extremidades das vigas de blocos de concreto e de tijolos grauteado e armada para lançar o graute em seu interior, o qual foi vibrado em três camadas.

Após o grauteamento as vigas foram cobertas com polietileno por um período de sete dias, após este período a cura ocorreu por mais 21 a 25 dias sob condições normais do laboratório (temperatura na faixa de 21° C e 50 % de umidade do ar). A ruptura das vigas ocorreu entre 28 e 32 dias, para isso os elementos foram carregados por duas cargas concentradas.

Após a realização dos ensaios, Suter e Felon chegaram a diversas conclusões para esta configuração de viga de alvenaria, sendo que as de maior interesse são: uma viga de alvenaria estrutural submetida à ação da flexão simples tem seu comportamento semelhante ao do concreto armado e de que as fissuras devido à retração do material a de preenchimento não apresentam efeito significativo.

2.3. Sami M. Fereig

Fereig (1994) desenvolveu uma pesquisa para analisar como seria o comportamento ao esforço cortante em vigas constituídas por blocos de concreto.

Para a elaboração dos ensaios foram construídas um total de 20 vigas com 0,19 m de largura, altura referente à de dois blocos, porém para o comprimento utilizou-se de vigas de 2,00 m e 3,20 m. As unidades foram assentadas com o emprego de argamassa de assentamento com traço de 1 : 0,4 : 3,3 em volume, em seu interior foi lançado graute com traço em massa de 1 : 0,42 : 2,69 : 2,24 (cimento : cal : areia : pedra).

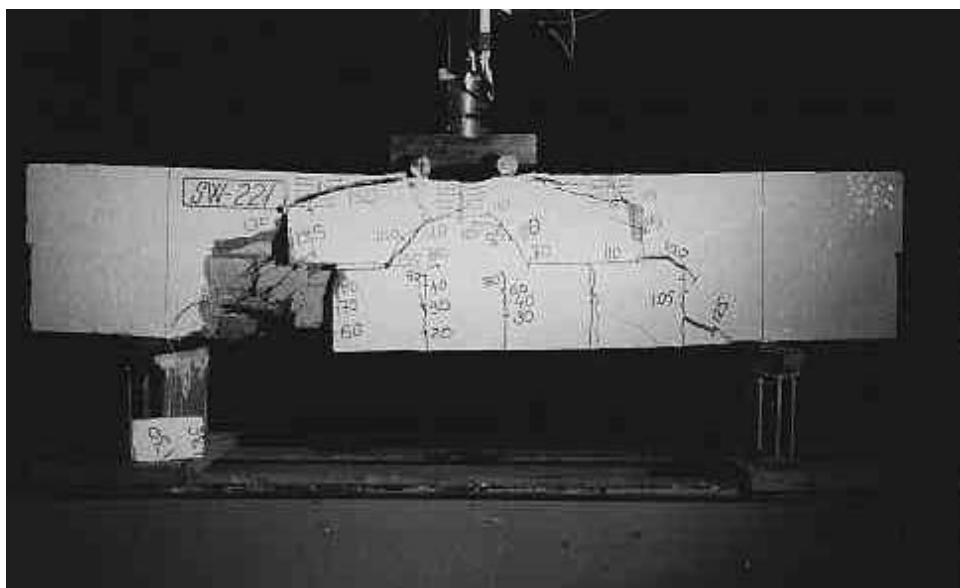
Para a armadura transversal utilizou-se barras com diâmetros de 6, 8 e 10 mm, já para a longitudinal empregou-se barras com 12 e 18 mm. Como base para os cálculos das armaduras utilizou-se do ACI- 530/ASCE-5, o qual considera o modelo da treliça clássica de Ritter/Morch e também o critério das tensões admissíveis. Para a realização da ruptura empregou-se o esquema estático de vigas bi apoiadas e as características físicas e as armaduras utilizadas podem ser observadas na Tabela 1.

Todas as vigas foram montadas por um pedreiro experiente, onde primeiramente houve o assentamento da primeira fiada e em seguida a colocação da armadura. Após este procedimento assentou-se a segunda fiada e então se esperou de um a dois dias para que a argamassa de assentamento ganhasse rigidez. A montagem da viga seguiu com o lançamento do graute em três camadas e vibração destas camadas.

Terminado o trabalho de montagem das vigas foi colocado sobre estas um pano, o qual foi molhado todos os dias e cobertos por uma folha de plástico para evitar a perda de água para o ambiente. Este processo foi realizado todos os dias até a véspera do ensaio quando as vigas foram deixadas secando e também houve a aplicação de tinta branca para uma melhor visualização das fissuras.

Quanto à instrumentação, neste trabalho o autor não fez uso de extensômetros elétricos para a medição das deformações no material, nem de LVDTs para determinação dos deslocamentos verticais. Para a aplicação de carga esta consistiu de duas cargas concentradas aplicadas por apenas uma bomba hidráulica através do auxílio de um perfil de aço conforme pode ser observado na Figura 6.

Figura 6- Ensaio realizado por Sami M. Fereig



Fonte: Fereig (1994)

Tabela 1- Características físicas e das armaduras das vigas de Sami M. Fereig

Viga número	Designação	b (mm)	d (mm)	l (mm)	a (mm)	l – 2a (mm)	a/d	Arm. Long.	As (mm²)	Taxa arm. long (%)	Arm alma	A (mm²)
1	SW211A	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 12	226	0,37	2 ϕ 6	57
2	B	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 12	226	0,37	2 ϕ 6	57
3	SW222A	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 6	57
4	B	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 6	57
5	SW223A	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 8	101
6	B	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 8	101
7	SW213A	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 10	157
8	B	190	320	1400	600	200	1,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 10	157
9	SW231A	190	320	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 6	57
10	B	190	320	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 6	57
11	SW232A	190	320	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 8	101
12	B	190	320	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 8	101
13	SW233A	190	310	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,3	2 ϕ 10	157
14	B	190	320	1400	600	200	1,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 10	157
15	SW421A	190	305	2600	1200	200	3,9	2 ϕ 18	509	0,88	2 ϕ 6	57
16	B	190	320	2600	1200	200	3,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 6	57
17	SW422A	190	320	2600	1200	200	3,9	2 ϕ 18	509	0,84	2 ϕ 8	101
18	SW431A	190	305	2600	1200	200	3,9	3 ϕ 18	763	1,32	2 ϕ 6	57
19	B	190	320	2600	1200	200	3,9	3 ϕ 18	763	1,26	2 ϕ 6	57
20	SW423A	190	280	2600	1200	200	3,9	3 ϕ 18	763	1,43	2 ϕ 8	101

Fonte: Fereig (1994)

Dentre as várias conclusões tiradas por Fereig sobre este estudo pode-se destacar:

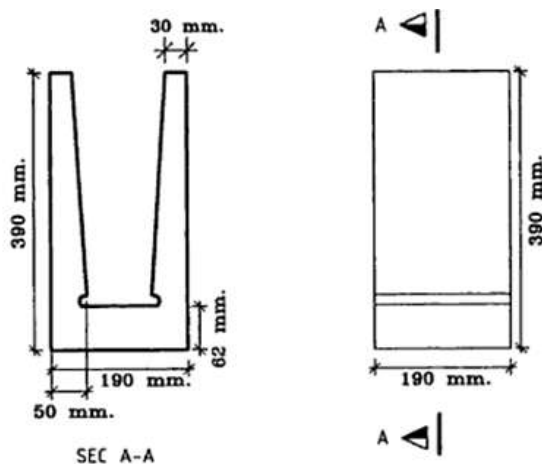
- A forma de propagação das fissuras ocorreu nas juntas horizontais e verticais. Devido à natureza da propagação das fissuras a eficácia da armadura transversal torna-se limitada.
- O limite da tensão de cisalhamento estabelecido pelo ACI 530/ASCE (1988) não se mostrou condizentes com os resultados obtidos durante os ensaios, podendo este não prover o limite de segurança adequado.
- A conclusão de maior importância foi que o modelo de cálculo da treliça clássica de Ritter/Morch superestima a contribuição da armadura transversal.

2.4.Hilal, Bashnasawy e Khafaga

Hilal, Bashnasawy e Khafaga (1999) publicaram um trabalho, no qual desenvolveram uma investigação sobre o comportamento ao esforço cortante em vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto.

Para a realização dos ensaios foram testadas nove vigas compostas por blocos em formato U, Figura 7, com dimensões 190x390x190 mm e constituídas de uma única fiada, sendo essas ensaiadas para os valores de vão de cisalhamento pela altura útil (a/d) de 1,250, 1,440 e 1,875. Seu interior foi preenchido por concreto com resistências de 20, 30 e 45 MPa.

Figura 7- Bloco utilizado por Hilal, Bashnasawy e Khafaga



Fonte: Hilal, Bashnasawy e Khafaga (1999)

As armaduras longitudinais e transversais eram formadas por barras de aço com diâmetros de 6, 10, 12 e 16 mm, havendo a instalação de extensômetros elétricos na armadura de flexão no meio do vão e no terceiro estribo a partir de cada apoio. Já para a medição dos deslocamentos verticais foram usados extensômetros mecânicos. Em uma das vigas foi utilizado conectores de cisalhamento entre os blocos e o preenchimento de concreto para avaliar sua influência no desempenho da viga. Na Tabela 2 tem um resumo sobre as vigas ensaiadas.

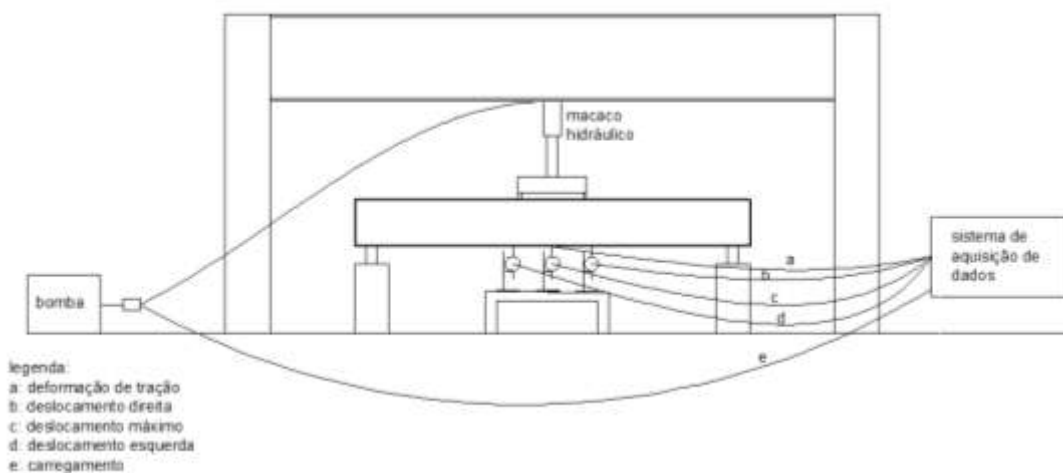
Tabela 2- Vigas de Hilal, Bahnasawy e Khafaga

a/d	viga	fcm (MPa)	As (nº. de barras)	Ast (nº. de barras/m)	Observação
1,250	B4	20	2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 16 mm	5 ϕ 6 mm	
	B5	30	2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 16 mm	5 ϕ 6 mm	
	B7	20	2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 16 mm	10 ϕ 6 mm	
1,440	B3	45	2 ϕ 12 mm	5 ϕ 6 mm	
	B6	45	2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 16 mm	5 ϕ 6 mm	
	B8	45	2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 16 mm	10 ϕ 6 mm	
1,875	B1	20	2 ϕ 12 mm	5 ϕ 6 mm	
	B2	30	2 ϕ 12 mm	5 ϕ 6 mm	
	B9	30	2 ϕ 12 mm	5 ϕ 6 mm	Uso de conector de cisalhamento

Fonte: Hilal, Bahnasawy e Khafaga (1999)

O carregamento foi constituído por duas cargas concentradas aplicadas através de um macaco hidráulico com o auxílio de uma viga de aço conforme mostrado na Figura 8. A carga foi aplicada manualmente através de uma bomba hidráulica e os valores de deslocamentos, deformações e carregamentos foram medidos automaticamente por um sistema de aquisição de dados.

Figura 8- Configuração do ensaio e instrumentação



Fonte: Hilal, Bahnasawy e Khafaga (1999)

Dentre as conclusões conseguidas pelos pesquisadores estão:

- Foi observada total aderência entre a superfície dos blocos e o concreto utilizado para preencher as vigas, bem como o trabalho em conjunto na zona de compressão;
- Comparando a viga de concreto armado e a de alvenaria estrutural, ambas tem carregamentos últimos aproximadamente iguais quando relacionado ao esforço cortante. Esta conclusão, no entanto, difere da obtida no item 2.1 que disse que a resistência das vigas de alvenaria estrutural era menor se comparando com as de concreto armado. Esta diferença pode ser ocasionada devido às diferentes configurações entre as vigas dos autores;
- O valor da relação a/d , a taxa de armadura de tração e a quantidade de estribos afetam no modo de ruptura da viga (ruptura por flexão ou cortante);
- O uso de conector de cisalhamento horizontal entre os blocos e o preenchimento de concreto não afetaram os resultados;
- O uso de preenchimento com concreto com maior resistência levou ao aumento nos valores de deformações e de resistência das vigas sobre o esforço cortante.

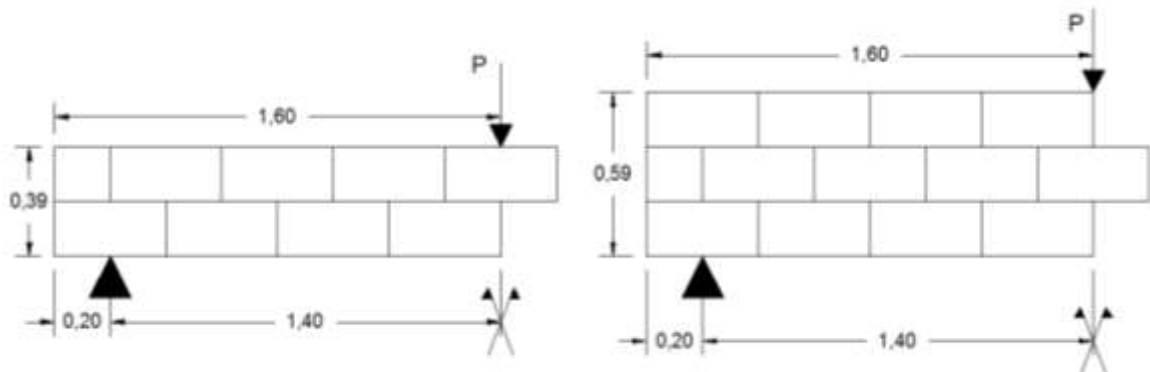
2.5. Fabiano S. Landini

Landini (2001) desenvolveu uma pesquisa na UNICAMP sobre o comportamento de vigas de alvenaria quando submetidas ao esforço cortante e à flexão através da comparação de dados experimentais com valores teóricos obtidos pelo ACI 530 e BS- 5628.

Para a realização dos ensaios foram construídas quatro vigas (denominadas de 2BL-CIS, 3BL-CIS, 2BL-FL e 3BL-FL), havendo duas preparadas para romper à flexão e as demais por cisalhamento. As variações entre as vigas estavam nas taxas

de armadura utilizadas e nas alturas das mesmas, com alturas referentes a duas e três fiadas conforme mostrado na Figura 9.

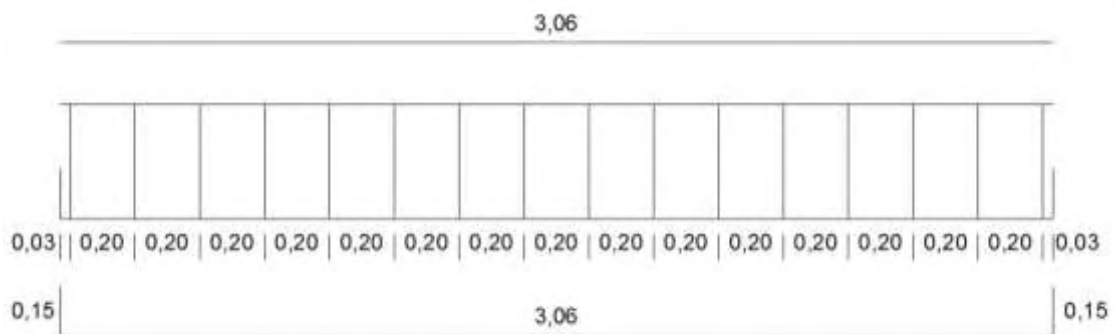
Figura 9- Exemplificação das vigas utilizadas por Landini



Fonte: Landini (2001)

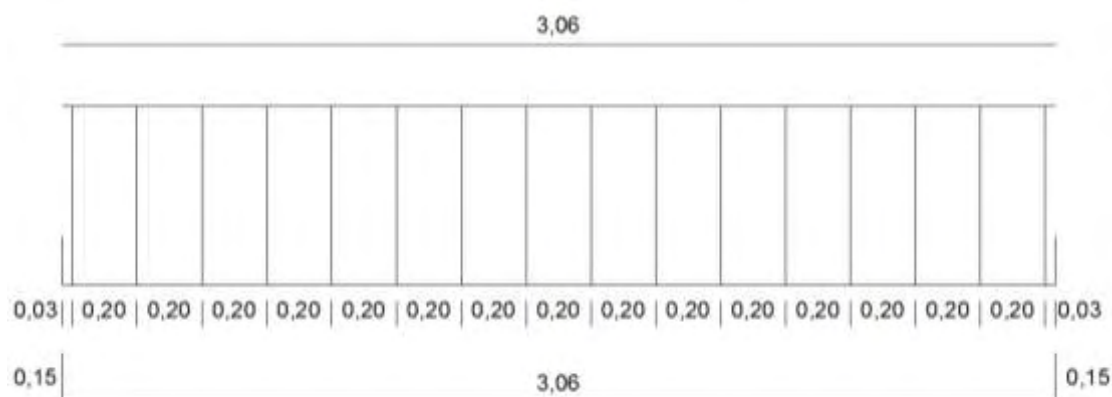
Para a confecção das armaduras foram usadas barras de aço com diâmetros nominais de 12,5 mm e 20,0 mm para a execução das armaduras longitudinais, de 3,4 mm na armadura dos porta-estribos e de 4,7 mm e 6,3 mm na construção dos estribos. A Figura 10 e a Figura 11 mostram exemplos de armaduras utilizadas para as vigas com duas e três fiadas respectivamente.

Figura 10- Exemplo de armadura para viga de duas fiadas



Fonte: Landini (2001)

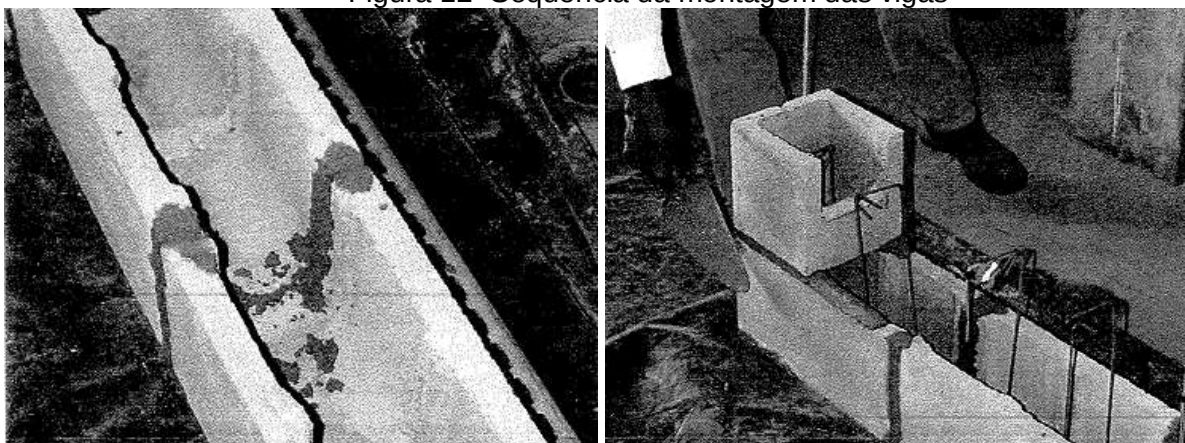
Figura 11- Exemplo de armadura para viga de três fiadas



Fonte: Landini (2001)

Para a construção das vigas Landini primeiramente iniciou com o assentamento das vigas da primeira fiada, as quais foram constituídas por blocos canaleta. Para isto o autor utilizou uma junta de assentamento de 1 cm de espessura. O próximo passo foi colocar a armadura no interior da primeira fiada para que pudesse ser feita o assentamento da segunda e terceira fiada, em seguida colocou-se os porta-estribos na armadura e preencheu a viga com o graute. Terminada a montagem da viga, esta foi umedecida e envolta com jornal úmido e por uma lona plástica durante 28 dias. A Figura 12 mostra uma sequência da montagem das vigas por Landini, na qual (a) apresenta o assentamento da primeira fiada, (b) mostra o início do assentamento da segunda fiada após o posicionamento da armadura e (c) mostra uma das vigas já concluída.

Figura 12- Sequência da montagem das vigas



(a)

(b)

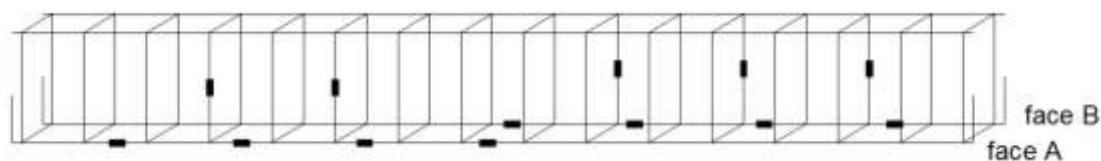


(c)

Fonte: Landini (2001)

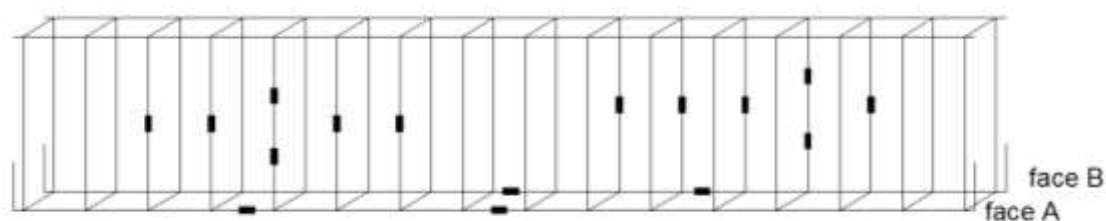
Na armadura longitudinal e transversal foram instalados extensômetros elétricos para o monitoramento das deformações do material. Sua quantidade variou entre 13 e 16 extensômetros por viga, os quais eram distribuídos em maior quantidade ao longo dos estribos para 2BL-CIS (Figura 13) e 3BL-CIS (Figura 14) e na armadura de flexão para 2BL-FL (Figura 15) e 3BL-FL. Também foi realizado o monitoramento dos deslocamentos verticais através da colocação de deflectômetro mecânico na face inferior da região central de cada viga.

Figura 13- Viga 2BL – CIS



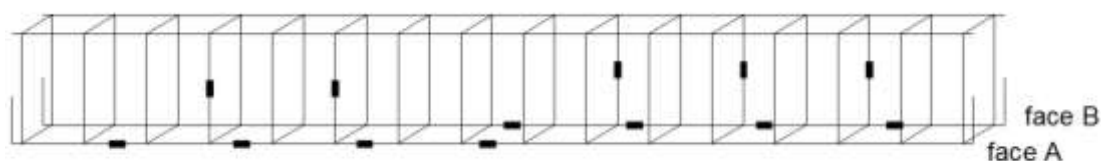
Fonte: Landini (2001)

Figura 14- Viga 3BL – CIS



Fonte: Landini (2001)

Figura 15- Viga 2BL - FL



Fonte: Landini (2001)

Para a realização do carregamento utilizou-se a aplicação de carga concentrada no centro da viga com incrementos de 10 kN até a percepção das primeiras fissuras, a partir daí a carga passou a ser aplicada a cada 5 kN seguindo até a ruptura do elemento. Durante a construção das vigas foram colhidos corpos-de-prova de argamassa e graute num total de oito CPs para cada material, dos quais cinco deles foram rompidos a compressão sendo que dois deles foram instrumentados e para os três restantes foi feito o ensaio de compressão axial. Após a ruptura dos corpos-de-prova foi possível ao autor obter a resistência média a compressão, traçar o diagrama tensão-deformação e determinar a resistência média à tração.

Após a realização dos ensaios Landini chegou às seguintes conclusões:

- O modelo de treliça adotado pelas normas ACI 530, BS- 5628 e NBR- 10837 pode não ser o mais adequado para a realização do dimensionamento ao esforço cortante em vigas de alvenaria armada de blocos de concreto.
- Para o dimensionamento à flexão os resultados obtidos pelo ACI 530 e BS- 5628 não se mostraram seguros para vigas de pequena altura.

3. METODOLOGIA E MATERIAIS

3.1. Materiais utilizados

Para a realização deste trabalho as vigas confeccionadas tiveram as seguintes características:

BLOCOS: para a construção das vigas foram utilizados blocos tipo canaleta (14x19x29) cm e meia canaleta (14x19x14).

ARMADURA: as armaduras das vigas foram compostas por barras longitudinais, definidas para que ocorresse a ruptura nos domínio 2a, domínio 2b e domínio 3. Também houve a colocação de armadura transversal. Neste trabalho o tipo de aço foi o CA-50 e as barras tiveram diâmetros de 5,0, 10,0 e 12,5 mm.

GRAUTE: após ensaios realizados anteriormente foi definido que o traço a ser utilizado tivesse a seguinte proporção em massa: 1: 2,4: 2,4 e relação água cimento de 0,65.

INSTRUMENTAÇÃO: para a obtenção de dados dos ensaios foi realizada a instalação de extensômetros elétricos nos blocos de alvenaria e armadura longitudinal, além da utilização de LVDTs.

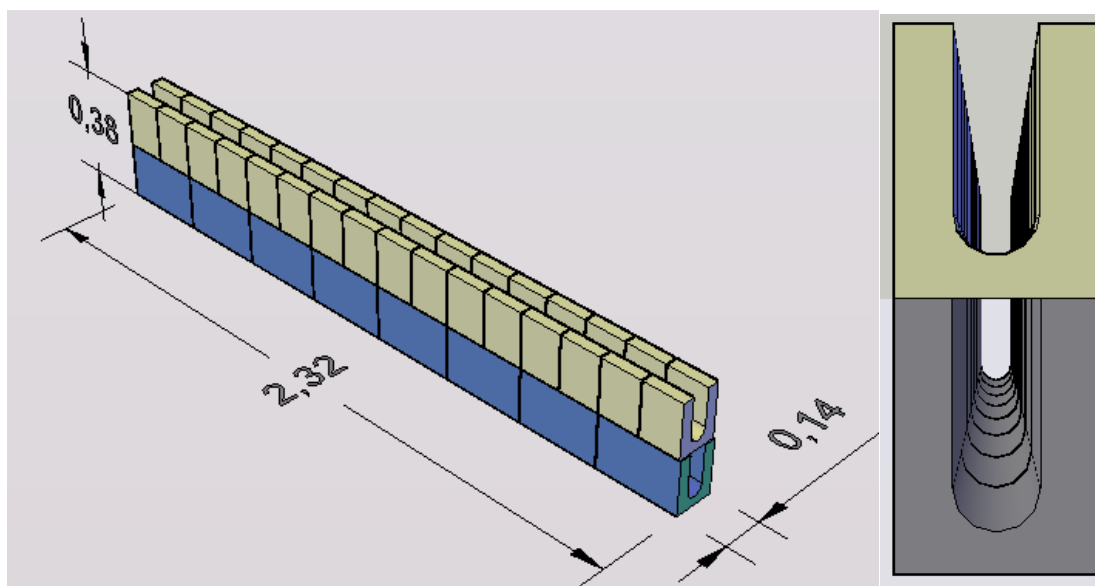
PINTURA: para uma melhor visualização da formação de fissuras durante o ensaio todas as vigas receberam a aplicação de uma pintura branca.

3.2. Configuração das vigas

3.2.1. Dimensões

As vigas ensaiadas foram compostas por duas fiadas de blocos, na primeira fiada utilizaram-se os blocos tipo canaleta e na segunda fiada os blocos meia canaleta, resultando em um elemento com dimensões finais de 2,32 m de comprimento, 0,38 m de altura e 0,14 m de altura. Neste trabalho não houve a presença de juntas de assentamento preenchidas por argamassa. Para melhor entendimento a Figura 16 está representando a forma de construção das vigas.

Figura 16- Representação da construção das vigas



Fonte: o próprio autor

3.2.1.1. Determinação da resistência dos prismas

Para a obtenção da resistência do prisma foi realizado o ensaio com quatro prismas compostos por dois blocos meia canaleta, os quais foram instrumentados com um LVDT em cada face do bloco conforme mostrado na Figura 17. O valor utilizado como valor para a resistência dos prismas foi o valor médio das cargas de ruptura, as quais estão dispostas na Tabela 3.

Figura 17- Exemplo de prisma ensaiado



Fonte: o próprio autor

Tabela 3- Resultado ensaio de prismas

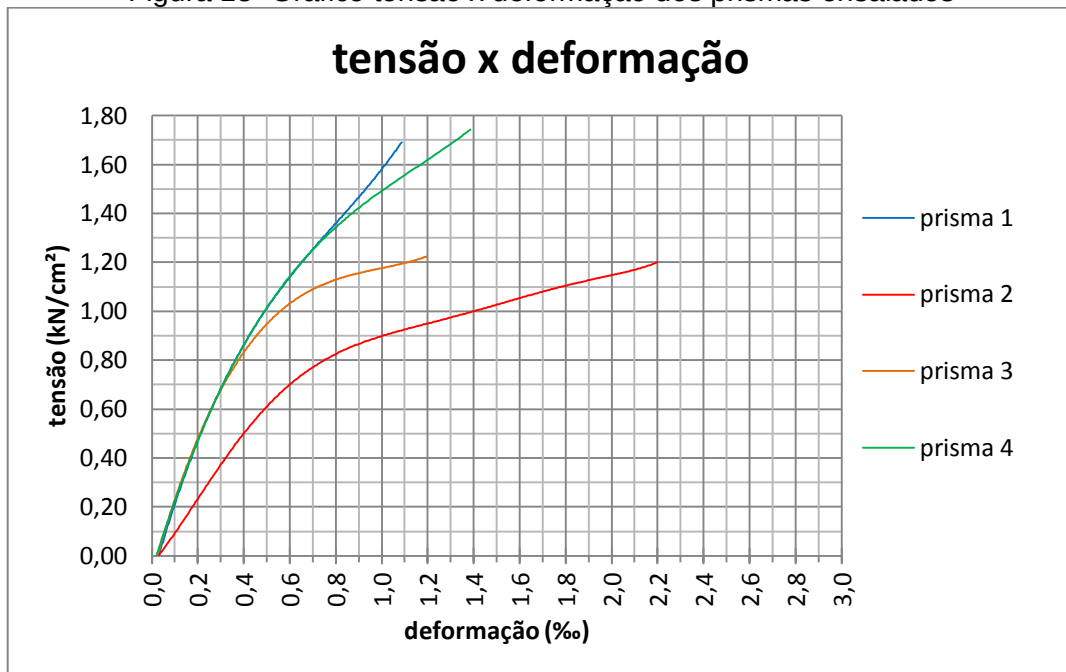
PRISMA	CARGA RUPTURA (kN)	ÁREA (cm ²)	TENSÃO (MPa)
Pr ₁	444,5	266	16,7
Pr ₂	322,4	266	12,1
Pr ₃	315,3	266	11,9
Pr ₄	444,5	266	16,7
Média	381,7	266	14,3

Fonte: o próprio autor

Com os valores das deformações obtidos através das leituras realizadas pelos LVDTs foi possível construir o gráfico tensão x deformação para cada prisma ensaiado. No entanto, para evitar algum dano à instrumentação, os LVDTs foram retirados quando o carregamento estava em torno de 70% da carga esperada para a ruptura.

As curvas do gráfico de tensão x deformação foram extrapoladas através de uma curva de tendência para a obtenção das deformações máximas dos prismas, conforme mostrado na Figura 18. O próximo passo foi montar o gráfico tensão x deformação para os valores médios de forma a considerar um trecho constante na curva, o qual está mostrado na Figura 19.

Figura 18- Gráfico tensão x deformação dos prismas ensaiados



Fonte: o próprio autor

Figura 19- Gráfico tensão x deformação dos prismas



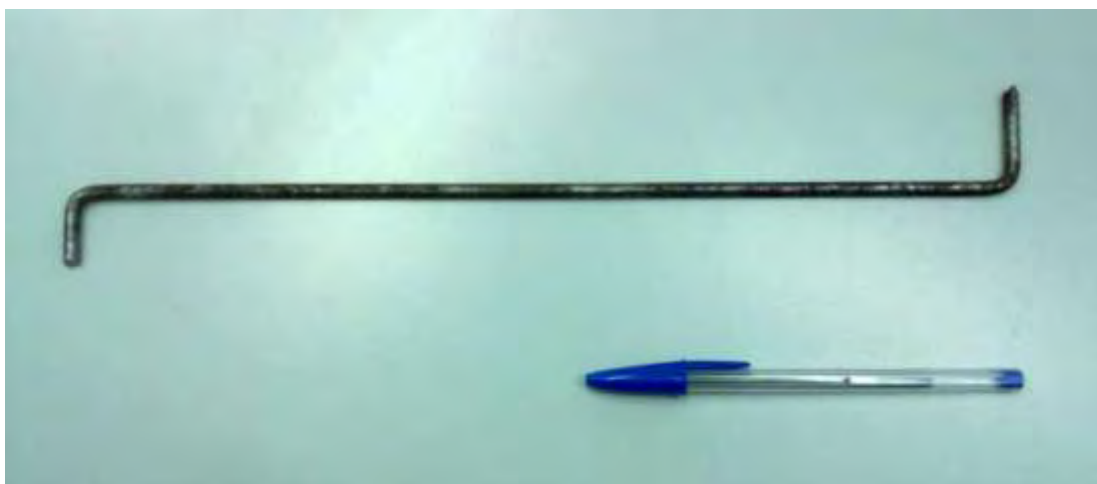
Fonte: o próprio autor

3.2.1.2. Cálculo das armaduras

Em ensaios pilotos realizados anteriormente, verificou-se que a armadura dos estribos calculada não foi suficiente para resistir ao esforço cortante, por isso neste

trabalho optou-se em aumentar a área de aço utilizado nas vigas. O diâmetro das barras de aço ficaram limitadas a 5,0 mm devido ao espaço entre os blocos da segunda fiada e como neste caso não é possível aumentar a taxa de armadura transversal com a diminuição do espaçamento entre estribos optou-se utilizar 3 ganchos em cada estribo. Desta forma a armadura transversal resultou em $A_{st} = 5 \Phi 5,0$ mm. A Figura 20 e Figura 21 ilustram respectivamente os ganchos e os estribos prontos que foram utilizados nas vigas.

Figura 20- Gancho utilizado nas armaduras transversais



Fonte: o próprio autor

Figura 21- Detalhe do estribo pronto e amarrado na armadura



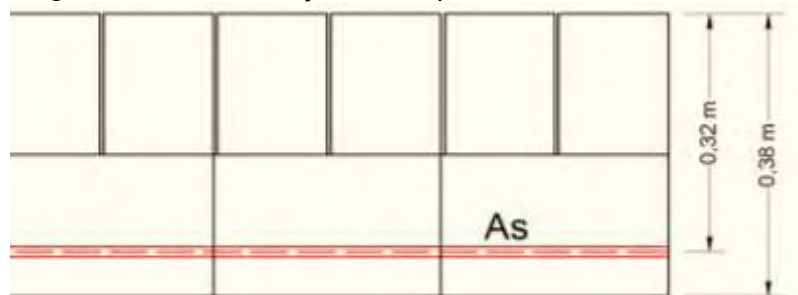
Fonte: o próprio autor

Para a determinação das armaduras longitudinais das vigas de alvenaria estrutural, fez-se o uso da equação utilizada em vigas de concreto armado (equação 1). No entanto, com o motivo da realização dos ensaios, algumas mudanças foram necessárias para adaptá-la ao estudo deste trabalho, sendo estas a utilização de f_{prm} no local de f_{cd} e também de f_{yk} no local de f_{yd} .

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot y}{f_{yd}} \quad \text{Equação 1}$$

O aço utilizado neste experimento foi o CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa) e o valor da altura útil para fins de cálculo foi estimada em 32 cm, esta situação está exemplificada na Figura 22.

Figura 22- Consideração inicial para o cálculo da armadura



Fonte: o próprio autor

Para a determinação da quantidade de aço em cada viga, primeiramente foi determinada a área de aço que iria fazer com que as vigas trabalhassem no limite entre o domínio 2a e domínio 2b, domínio 2b e domínio 3 e entre os domínio 3 e domínio 4.

Para exemplificar a marcha de cálculo fez-se o passo a passo para determinar a área de aço limite para o domínio 2a. Para os domínios 2b e 3 o procedimento de cálculo foi o mesmo utilizado para o domínio 2a e seus resultados estão resumidos na Tabela 4.

O primeiro passo foi determinar o valor da profundidade da linha neutra limite para o domínio 2a:

$$x_{2alim} = 0,167 \cdot d$$

$$x_{2alim} = 0,167 \cdot 32,0$$

$$x_{2alim} = 5,344 \text{ cm}$$

- No próximo passo obteve-se o valor de y_{2alim} :

$$y_{2alim} = 0,8 \cdot x_{2alim}$$

$$y_{2alim} = 0,8 \cdot 5,344$$

$$y_{2alim} = 4,275 \text{ cm}$$

- De forma análoga ao cálculo em concreto armado utilizou-se a equação 1 para a determinação da área de aço:

$$A_{s \text{ lim } 2a} = \frac{f_{pr m} \cdot b \cdot y_{2a \text{ lim}}}{f_{yk}}$$

$$A_{s \text{ lim } 2a} = \frac{1,43 \cdot 14 \cdot 4,275}{50}$$

$$A_{s \text{ lim } 2a} = 1,71 \text{ cm}^2$$

Tabela 4- Resumo de cálculo das áreas de aço limites

Domínio	$x_{lim}(cm)$	$y_{lim}(cm)$	$A_{slim}(cm^2)$
2a	5,344	4,275	1,71
2b	8,288	6,630	2,65
3	20,1	16,080	6,44

Fonte: o próprio autor

Com o valor das armaduras limites para cada domínio definidas, restou determinar a bitola das barras utilizadas para a montagem das armaduras. Suas denominações foram de A1 a qual levaria o carregamento a causar ruptura da viga no domínio 2a, A2 no domínio 2b, A3 no domínio 3 e A4 que usou a mesma armadura do domínio 3 mais armadura comprimida.

Para a determinação das barras utilizadas na armadura A1 seguiu o seguinte raciocínio:

$$0,00 \text{ cm}^2 < A_1 < A_{\text{lim}2a}$$

$$0,00 \text{ cm}^2 < A_1 < 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2 \Phi 10,0 \text{ mm}$$

Como esta sequência é a mesma para os demais tipos de armadura, apresenta-se um resumo das barras de aço utilizadas na Tabela 5.

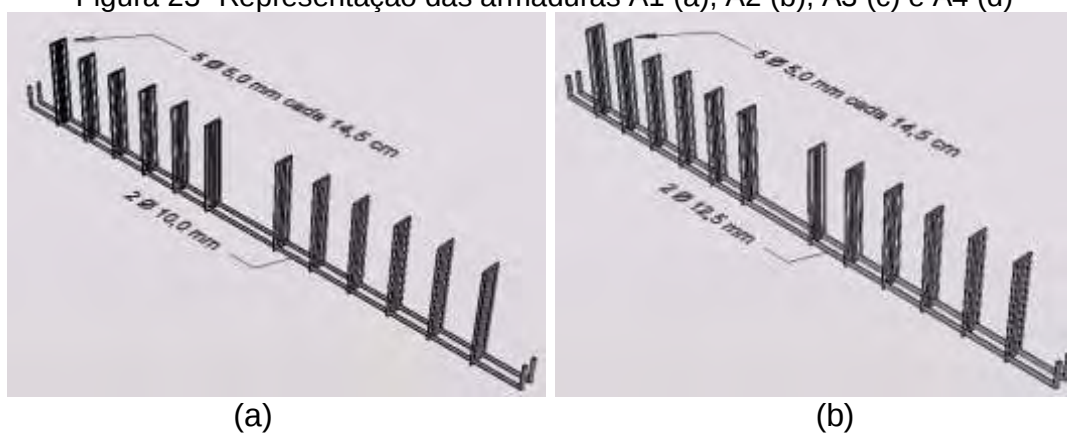
Tabela 5- Resumo dos diâmetros utilizados

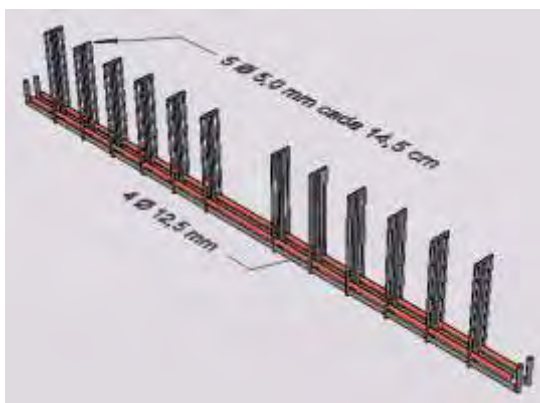
Armadura	Limites (cm ²)	A _{s proj} (cm ²)	Φ utilizado (mm)
A1	0,00 < A1 < 1,71	1,6	2 Φ 10,0
A2	1,71 < A2 < 2,65	2,5	2 Φ 12,5
A3	2,65 < A3 < 6,44	5,0	4 Φ 12,5
A4	2,65 < A4 < 6,44	5,0	4 Φ 12,5 + 2 Φ 12,5

Fonte: o próprio autor

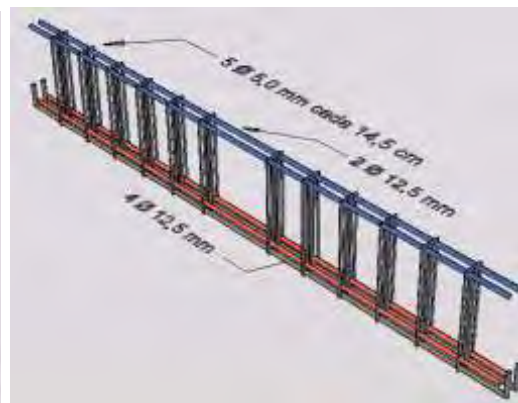
A Figura 23 está ilustrando os quatro tipos de armaduras utilizadas nas vigas ensaiadas.

Figura 23- Representação das armaduras A1 (a), A2 (b), A3 (c) e A4 (d)





(c)



(d)

Fonte: o próprio autor

3.3. Montagem das vigas

Para a construção das vigas primeiramente organizou-se os blocos da primeira fiada, de modo que estes permanecessem devidamente alinhados e nivelados. A seguir posicionava-se a armadura no interior dos blocos da primeira fiada e para garantir que os estribos ficassem o mais vertical possível fazia-se o posicionamento dos blocos meia-canaleta.

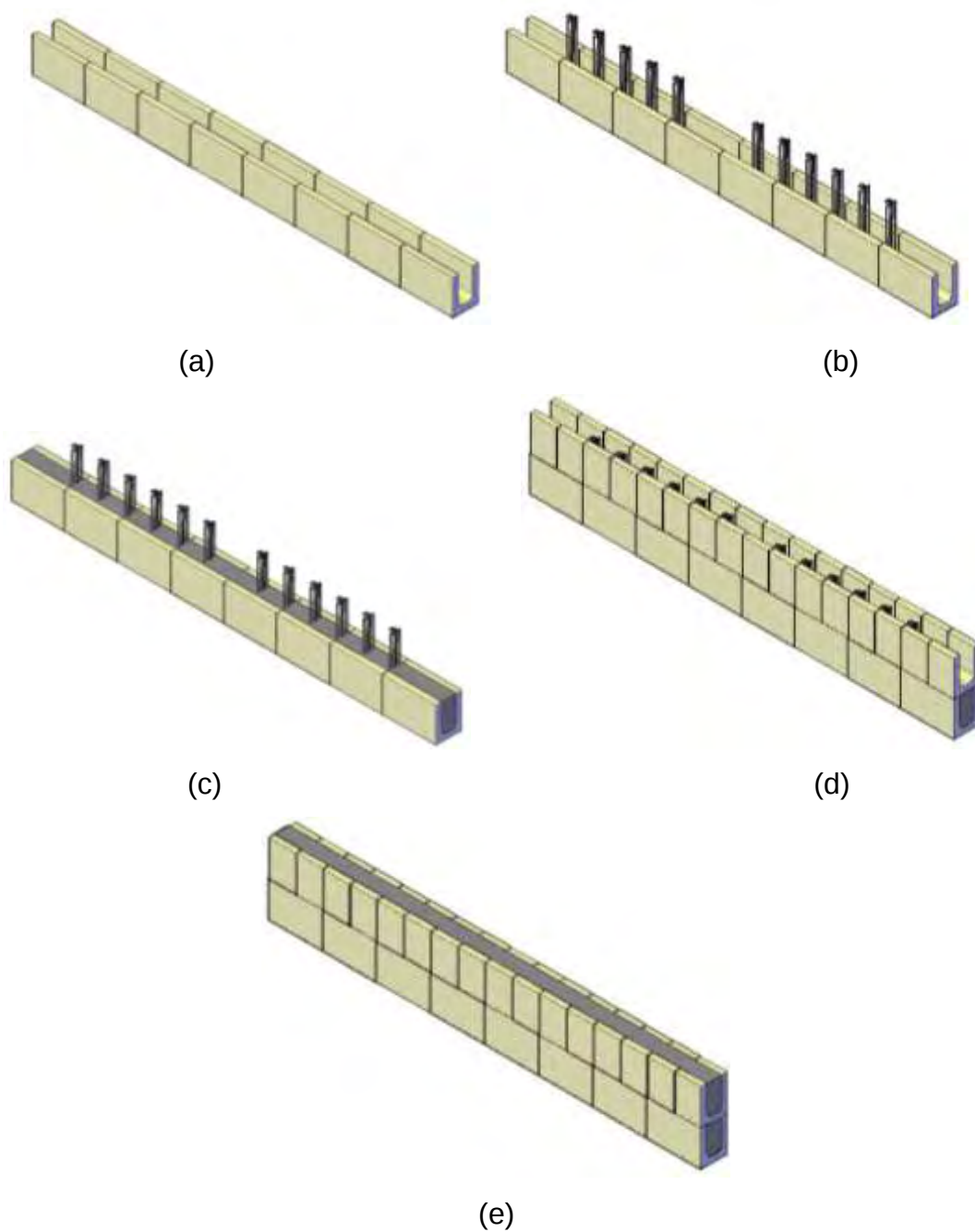
Após posicionar a armadura no local correto media-se o valor da altura útil, retiravam-se os blocos da segunda fiada e fechavam-se as extremidades da viga com madeira compensada. Em seguida, lançava-se o graute e o vibrava de modo a preencher totalmente a primeira fiada.

No dia seguinte retirava-se o aparato das extremidades e dava-se início ao assentamento dos blocos da segunda fiada, mantendo-se o mesmo cuidado que houve na primeira fiada em manter o alinhamento e nivelamento dos blocos. Após este processo, fechou a lateral da segunda fiada com uma forma de madeira e colocou-se novamente a madeira compensada nas extremidades.

A seguir, fazia-se o lançamento e vibração do graute na segunda fiada tomando-se o cuidado de regularizar a face superior da viga de modo a facilitar a colocação do extensômetro. Na Figura 24 esta representada todos os estágios de montagem descritos acima para as vigas de alvenaria estrutural, na qual em (a) tem-

se o posicionamento dos blocos da primeira fiada, em (b) a colocação da armadura no interior da viga, em (c) mostra a viga já com a primeira fiada grauteada, em (d) tem-se a colocação dos blocos da segunda fiada já concluída e em (e) a viga já finalizada após o grauteamento da segunda fiada.

Figura 24- Sequência de montagem das vigas de alvenaria estrutural



Fonte: o próprio autor

3.4. Procedimentos de ensaio

Este trabalho foi realizado no laboratório do Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural – NEPAE na UNESP- Faculdade de Engenharia Civil de Ilha Solteira e consistiu no ensaio do total de oito vigas em alvenaria estrutural armada com blocos de concreto. A Tabela 6 mostra o número de vigas para cada tipo de armadura.

Tabela 6- Tabela de vigas e armaduras

TIPO DE ARMADURA	NÚMERO DE VIGAS	DOMINIO
A1	2	2a
A2	2	2 b
A3	2	3
A4	2	-

Fonte: o próprio autor

Cada viga foi nomeada de acordo com o tipo de armadura e pelo seu número em relação ao total para cada tipo de armadura, como exemplo há a viga A1-1 que é a primeira com a armadura tipo 1 e a viga A1-2 a qual é a segunda da mesma série.

Para a obtenção dos dados nos ensaios houve a fixação de extensômetros elétricos no meio do vão da armadura longitudinal e na superfície externa aos blocos, sendo estes posicionados na parte superior e na lateral inferior da viga (Figura 26). Como na região central da viga há o encontro entre blocos o extensômetro nesta área foi instalado sobre uma placa fina de PVC, o qual é detalhado na

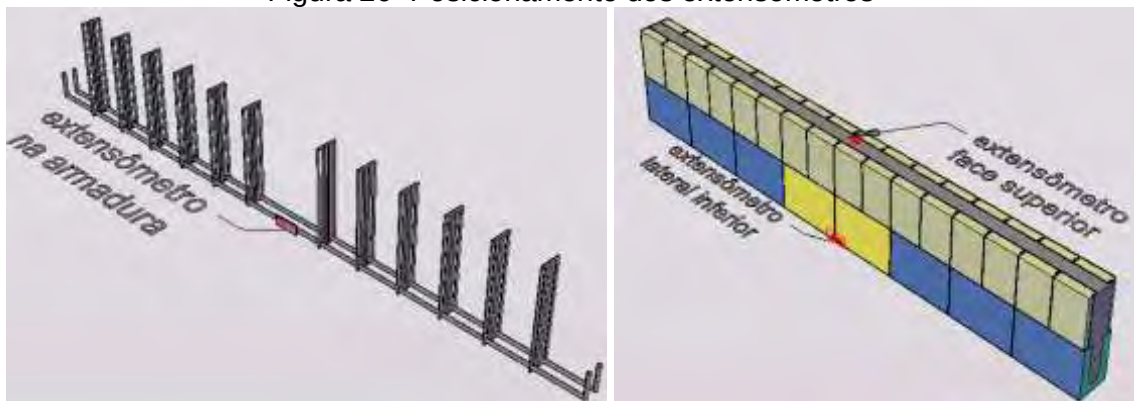
Figura 25 e posteriormente sobre a superfície da alvenaria, detalhe na Figura 27. Também houve o monitoramento dos deslocamentos verticais no meio do vão, para isto foram empregados LVDTs.

Figura 25- Detalhe do extensômetro colado no PVC



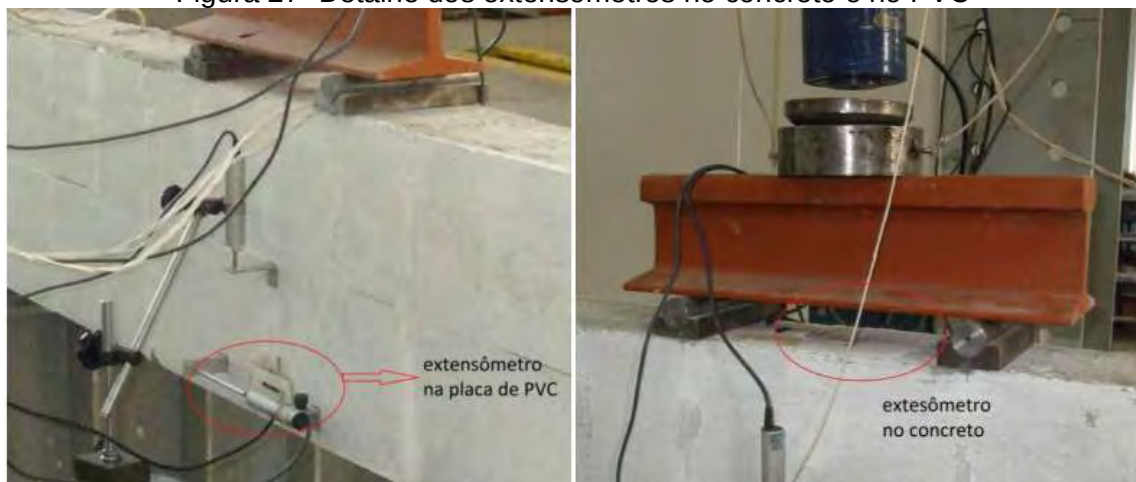
Fonte: o próprio autor

Figura 26- Posicionamento dos extensômetros



Fonte: o próprio autor

Figura 27- Detalhe dos extensômetros no concreto e no PVC



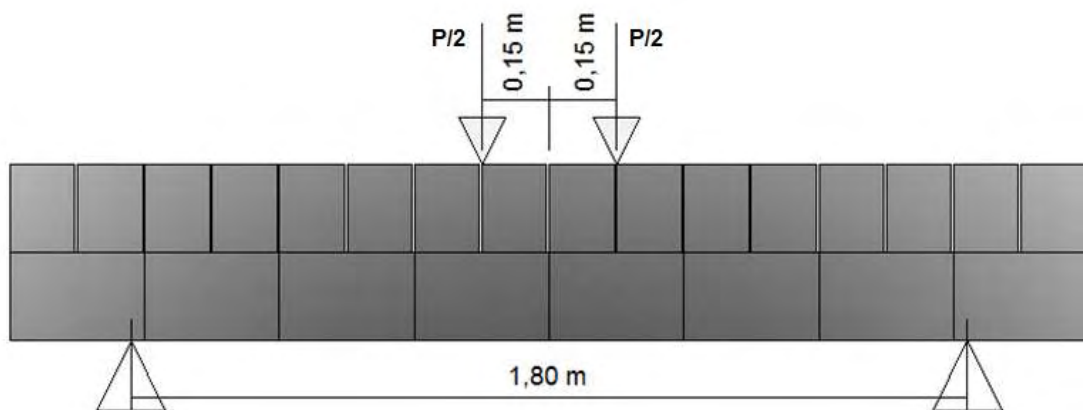
Fonte: o próprio autor

Durante a realização dos ensaios as vigas permaneceram devidamente apoiadas em suas extremidades, sendo que o carregamento sobre os elementos foi

feito através da aplicação de carga concentrada em dois pontos equidistantes em 15 cm do centro da viga. A

Figura 28 mostra o esquema de carregamento e apoio das vigas e a Figura 29 ilustra uma das vigas prontas para o ensaio.

Figura 28- Representação da aplicação de carregamento na viga



Fonte: o próprio autor

Figura 29- Viga pronta para ensaio



Fonte: o próprio autor

4. RESULTADOS

4.1. EVOLUÇÃO DAS FISSURAS

Para facilitar o entendimento sobre a evolução das fissuras nas vigas ensaiadas foi feita uma nomenclatura para indicar a posição dos blocos de cada fiada na viga. Desta forma, como mostra a Figura 30, tem-se para a primeira fiada os blocos com a letra A seguido do número de sua posição, de forma similar na segunda fiada os blocos foram nomeados com a letra B seguidos do número. Para mencionar uma junta, informaram-se os blocos que a formam, exemplificando para a junta no centro da primeira fiada seria descrita como junta A4-A5.

Figura 30- Nomenclatura para posição dos blocos na viga

B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16
A1		A2		A3		A4		A5		A6		A7		A8	

Fonte: o próprio autor

4.1.1. Viga A1-1

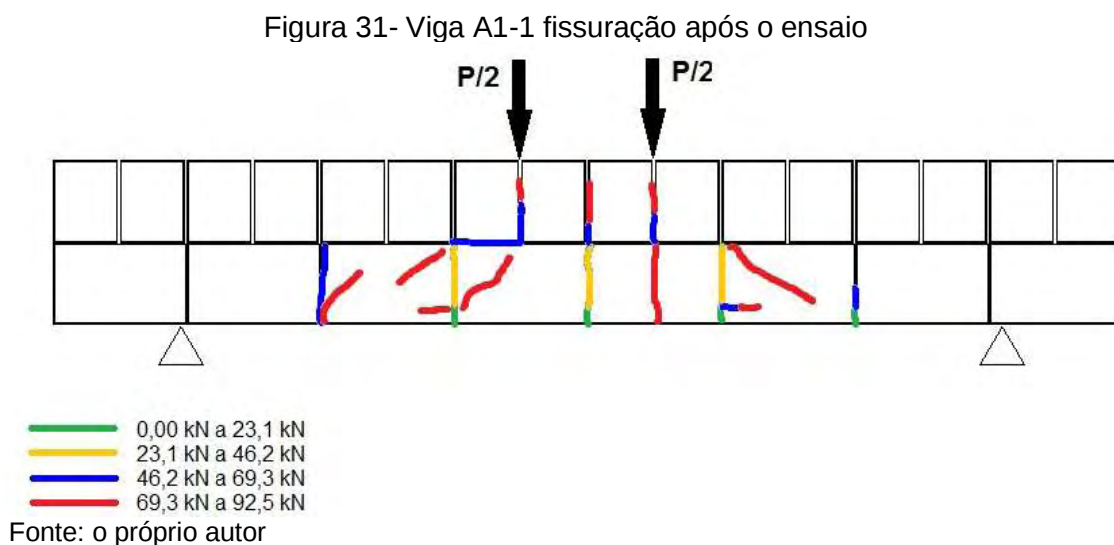
Esta foi a quarta viga ensaiada e devido ao descolamento precoce da placa de PVC que ocorreu nos ensaios anteriores nesta optou-se em colocá-la alguns centímetros acima da linha da armadura. Esta mudança visou obter dados numa faixa de carregamento maior para o extensômetro colado no PVC.

O surgimento e evolução das fissuras seguiram a seguinte sequência:

- Carregamento em 30,0kN: surgimento das primeiras fissuras na viga localizadas nas juntas A3-A4, A4-A5 e A5-A6.
- Carregamento em 45,0kN: surgimento de fissura na junta A6-A7.
- Carregamento em 52 kN: visualização de uma pequena fissura na junta A2-A3 já quase atingindo a junta entre as fiadas e soltura da placa de PVC.

- Carregamento em 60 kN: as fissuras observadas anteriormente passaram a “caminhar” horizontalmente na junta entre as fiadas, bem como início de fissuração das nas juntas B7-B8, B8-B9 e B9-B10.
- Carregamento em 65 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 70 kN: fissura horizontal na linha de armadura no bloco A6.
- Carregamento em 80 kN: ocorrem as primeiras fissuras inclinadas na viga localizadas nos blocos A3, A4 e A6.
- Carregamento em 87 kN: fissura inclinada no bloco A3.
- Carregamento em 90 kN: aparecimento de uma segunda fissura inclinada no bloco A3.
- Carregamento em 92,5 kN: a viga A1-1 atinge sua carga máxima.

A Figura 31 exibe uma representação da viga A1-1 após o ensaio.



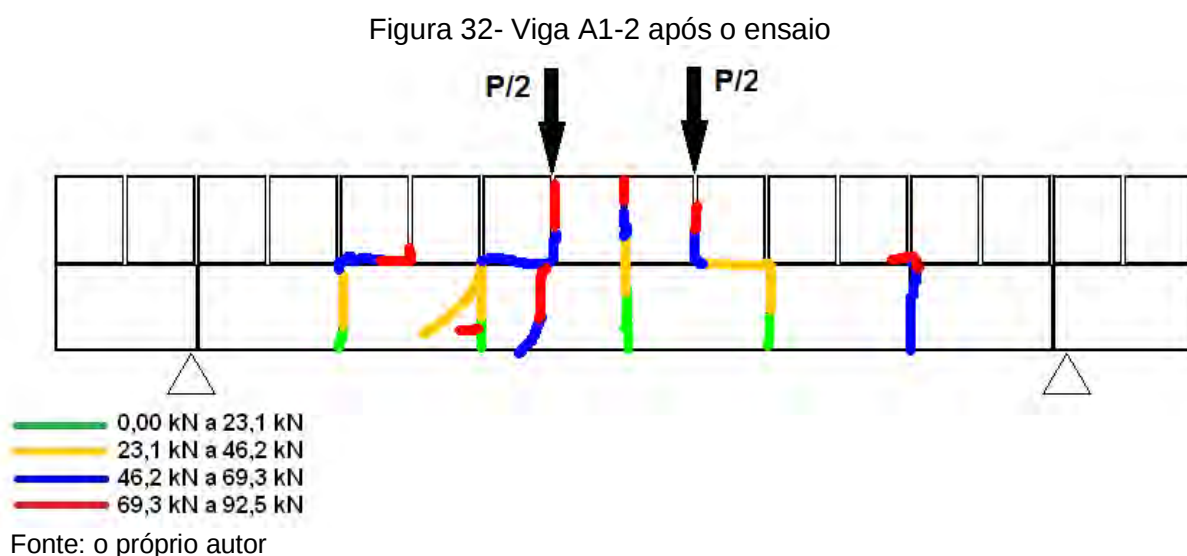
4.1.2.Viga A1-2

A viga A1-2 teve a seguinte evolução das fissuras:

- Carregamento em 20 kN: surgimento das primeiras fissuras da viga localizadas na junta A4-A5.

- Carregamento em 30 kN: descolamento da placa de PVC, fissuras nas juntas A3-A4 e A5-A6e surgimento da primeira fissura inclinada localizada no bloco A3.
- Carregamento em 40 kN: as fissuras anteriores começam a atingir a junta entre as fiadas.
- Carregamento em 50 kN: surgem fissuras nas juntas A2-A3, A6-A7 e B8-B9.
- Carregamento em 60 kN: fissura vertical no meio do bloco A4 e nas juntas B7-B8 e B9-B10.
- Carregamento em 66 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 80 kN: fissura vertical no bloco A5.
- Carregamento em 85 kN: fissura horizontal na linha de armadura no bloco A4.
- Carregamento em 92,5 kN: a viga A1-2 atingiu sua carga máxima.

A Figura 32 exibe uma representação da viga A1-2 após o ensaio.



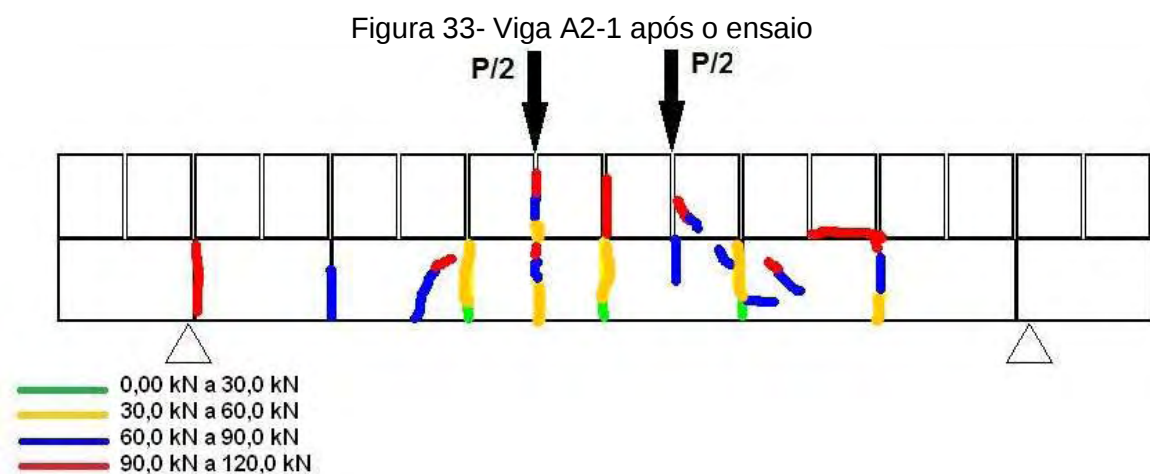
4.1.3.Viga A2-1

A viga A2-1 teve a seguinte evolução das fissuras:

- Carregamento em 35 kN: início da fissuração da viga simultaneamente nas juntas A3-A4, A4-A5 e A5-A6.

- Carregamento em 50 kN: as fissuras anteriores já atingiam metade da altura da viga e as fissuras A3-A4 e A5-A6 passaram a percorrer horizontalmente na viga em direção ao centro da viga.
- Carregamento em 55 kN: descolamento da placa de PVC.
- Carregamento em 60 kN: fissuração na junta A6-A7 e início das fissuras na segunda fiada nas juntas B7-B8 e B8-B9.
- Carregamento em 70 kN: surgimento de fissura inclinada no bloco A3 e de fissura vertical nos blocos A4 e A5.
- Carregamento em 83 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 85 kN: aparecimento de fissura vertical no bloco B10.
- Carregamento em 90 kN: no bloco A6 surge a primeira fissura horizontal na linha de armadura e também uma fissura inclinada, já na junta A1-A2 é detectada uma abertura.
- Carregamento em 110 kN: a fissura da junta A6-A7 passa a percorrer horizontalmente na viga.
- Carregamento em 120 kN: a viga atinge sua carga máxima.

A Figura 33 exhibe uma representação da viga A2-1 após o ensaio.



Fonte: o próprio autor

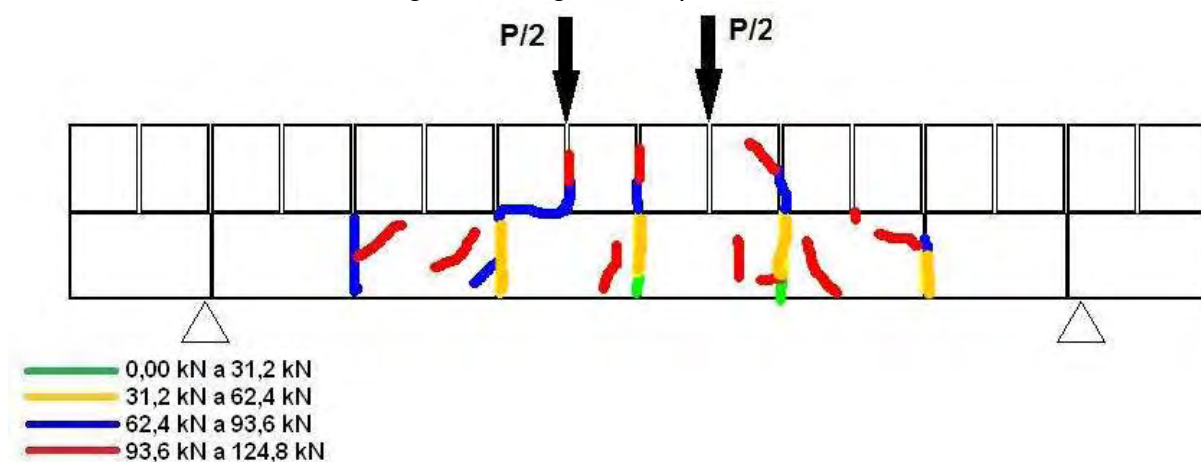
4.1.4.Viga A2-2

A viga A2-2 teve a seguinte evolução das fissuras:

- Carregamento em 35 kN: aparecimento da primeira fissura na viga localizada na junta A4-A5.
- Carregamento em 45 kN: surgimento de fissuras nas juntas A3-A4 e A5-A6.
- Carregamento em 60 kN: as fissuras das juntas A3-A4, junta A4-A5 e junta A5-A6 atingem o encontro entre as duas fiadas da viga, sendo que a primeira passou a percorrer horizontalmente na junta das fiadas.
- Carregamento em 65 kN: fissuração da junta A6-A7.
- Carregamento em 70 kN: início do aparecimento de fissuras na segunda fiada nas juntas B10-B11 e B8-B9.
- Carregamento em 80kN: fissura horizontal pouco acima da linha de armadura no bloco A6 e abertura na junta A2-A3.
- Carregamento em 89 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 90 kN: fissura na junta B7-B8 e aparecimento de fissura inclinada nos blocos A3, A6 e B10.
- Carregamento em 105 kN: surge uma fissura vertical no bloco A5 e inclinada nos blocos A3 e A6.
- Carregamento em 120 kN: fissura horizontal pouco acima da linha de armadura no bloco A5 e inclinada no A3.
- Carregamento em 124,8: a viga atinge a carga máxima.

A Figura 34 exhibe uma representação da viga A2-2 após o ensaio.

Figura 34- Viga A2-2 após o ensaio



Fonte: o próprio autor

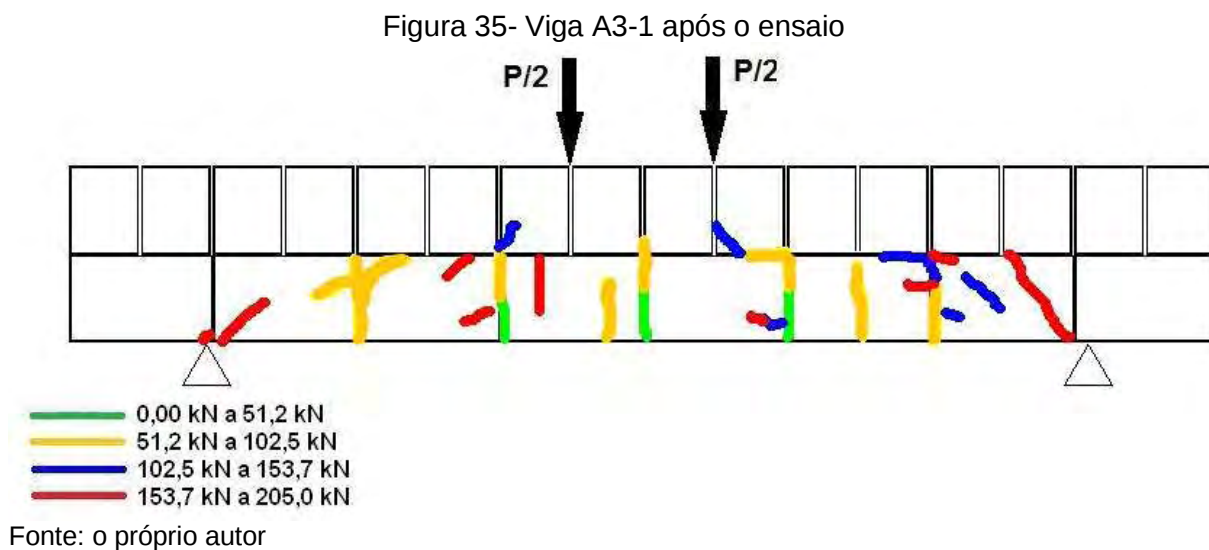
4.1.5.Viga A3-1

Diferentemente das anteriores essa apresentou fissuras em número maior, porém com menores aberturas. Sua sequência de aparecimento foi a seguinte:

- Carregamento em 30 kN: primeira fissura a aparecer na viga localizada na junta A4-A5.
- Carregamento em 45 kN: detectadas duas fissuras, uma na junta A3-A4 e outra na A5-A6.
- Carregamento em 60 kN: as aberturas anteriores atingem metade da altura da viga.
- Carregamento em 70 e 75 kN: as duas primeiras fissuras inclinadas aparecem no bloco A7.
- Carregamento em 80 kN: vista uma fissura já atingindo metade da altura da viga na junta A2-A3 e uma vertical no bloco 4.
- Carregamento em 90 kN: início do aparecimento de fissuras na segunda fiada na junta B8-B9, vertical no bloco B7 e inclinada no B10.
- Carregamento em 100 kN: duas fissuras inclinadas nos blocos B6 e B12.
- Carregamento em 110 kN: aparecimento de uma fissura horizontal na linha de armadura no bloco A3 e de duas inclinadas nos blocos A4 e A6.
- Carregamento em 120 kN: a fissura na junta B8-B9 já atinge o topo da viga, porém sem causar esmagamento no graute.

- Carregamento em 125 kN: a placa de PVC se solta.
- Carregamento em 130 kN: abertura inclinada no bloco A2 e de duas horizontais no bloco A6 ambas acima da linha da armadura.
- Carregamento em 136 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 155 kN: duas fissuras inclinadas aparecem uma no bloco A2 e outra no A7, sendo que esta última evoluindo para o apoio. Formação também de mais três aberturas verticais com duas no bloco A5 e uma no A6.
- Carregamento em 170 kN: mais fissuras inclinadas aparecem sendo uma no bloco A3, uma no A6 e outra no A2, esta última evoluindo para o apoio.
- Carregamento em 185 kN: no apoio sob o bloco A8 há a soltura de um pequeno pedaço do bloco.
- Carregamento em 205 kN: a viga atingiu sua carga máxima.

A Figura 35 exibe uma representação da viga A3-1 após o ensaio.



4.1.6.Viga A3-2

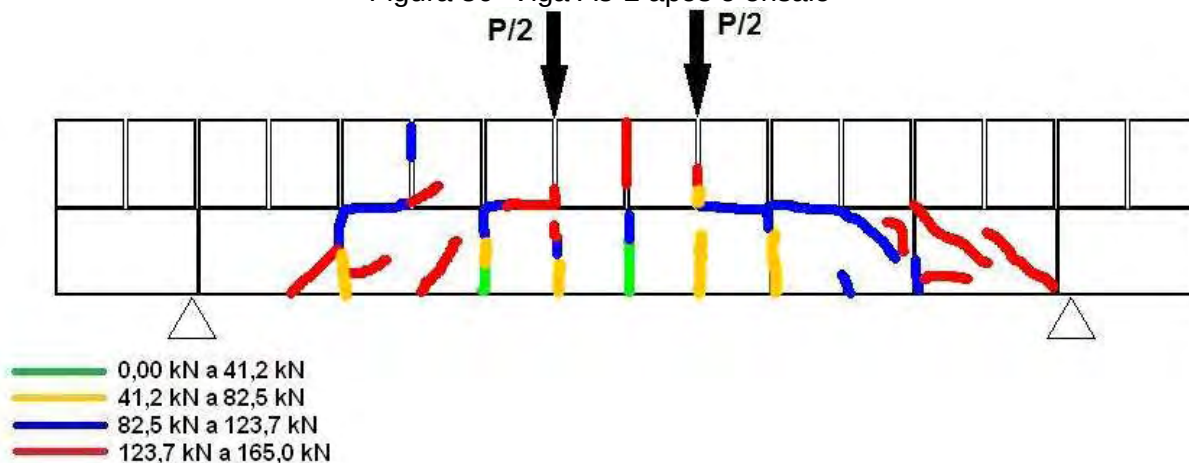
A viga A3-2 teve a seguinte evolução das fissuras:

- Carregamento em 40 kN: surge a primeira fissura da viga na junta A4-A5.
- Carregamento em 50 kN: observação de fissuras nas juntas A3-A4 e A5-A6.

- Carregamento em 55 kN: a fissura da junta A4-A5 já atinge metade da altura da viga.
- Carregamento em 75 kN: as fissuras das juntas A3-A4 e A5-A6 já atingem metade da altura da viga e passam a percorrer horizontalmente na viga, também surgem novas aberturas na junta A2-A3 e no bloco A5.
- Carregamento em 85 kN: fissura na junta A6-A7 e uma vertical no bloco A4, também ocorre o início da fissuração da segunda fiada na junta B9-B10.
- Carregamento em 90 kN: aparece uma fissura inclinada no bloco A6.
- Carregamento em 100 kN: mais uma fissura no bloco A6, agora vertical.
- Carregamento em 112 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 120 kN: detectada uma fissura na junta B5-B6, inclinada nos blocos A3 e A6 e vertical no B10.
- Carregamento em 130 kN: mais duas fissuras inclinadas aparecem, sendo uma no bloco A3 e outra no A6.
- Carregamento em 140 kN: no bloco A7 aparece uma fissura inclinada próximo ao apoio.
- Carregamento em 145 kN: a fissura da junta B5-B6 passa a percorrer inclinada no bloco B6 e no bloco A7 surge a primeira fissura horizontal na linha da armadura.
- Carregamento em 160 kN: ocorre uma fissura inclinada no bloco A2 e na junta entre os blocos A6 e B12 aparece uma abertura horizontal.
- Carregamento em 168 kN: surgem mais duas fissuras inclinadas no bloco A7 e a viga atinge sua carga máxima.

A Figura 36 exhibe uma representação da viga A3-2 após o ensaio.

Figura 36- Viga A3-2 após o ensaio



Fonte: o próprio autor

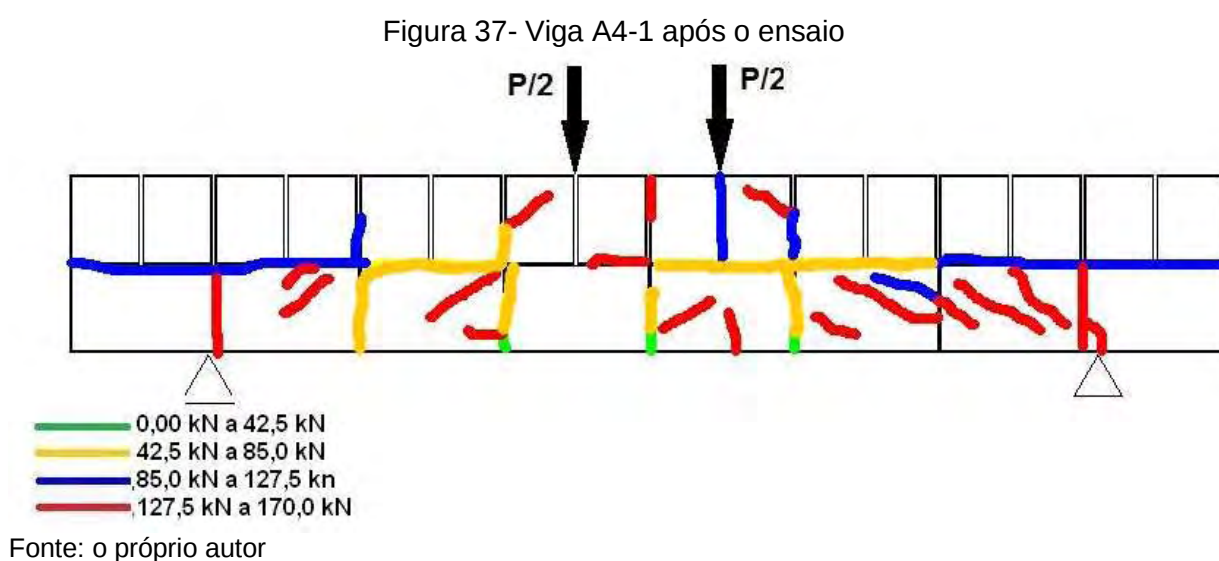
4.1.7. Viga A4-1

A viga A4-1 teve a seguinte evolução das fissuras:

- Carregamento em 35 kN: primeiras fissuras da viga ocorrendo na junta A4-A5.
- Carregamento em 45 kN: princípio de fissuras nas juntas A3-A4 e A5-A6.
- Carregamento em 65 kN: as fissuras nas juntas A4-A5 e A5-A6 já atingem metade da altura da viga. Também começou a acontecer fissuras na junta entre as fiadas na região sobre os blocos A3 e A5.
- Carregamento em 70 kN: na junta A2-A3 é avistada uma fissura quase atingindo a junta entre as fiadas.
- Carregamento em 75 kN: a partir desta marca começa a ocorrer fissuras na segunda fiada, sendo que a primeira delas acontece na junta B6-B7.
- Carregamento em 100 e 110 kN: surge uma fissura na junta B9-B10 e B11-B12 respectivamente. A fissura na junta entre as fiadas evolui ainda mais de forma a atingi a região sobre os blocos A1, A2, A7 e A8.
- Carregamento em 107 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 120 kN: ocorre uma fissura importante na junta A7-A8 que teve sua base sobre o apoio da viga.
- Carregamento em 135 kN: surgem fissuras inclinadas nos blocos A3, A7 e B12 e aparece a primeira fissura na linha de armadura no bloco A3.

- Carregamento em 145 kN: ocorrência de fissuras inclinadas nos blocos A2, A6 e B7 e no bloco A5 de fissura vertical.
- Carregamento em 160 kN: mais uma fissura inclinada aparece no bloco A2 e ocorre um estalo na placa de PVC.
- Carregamento em 170 kN: avistam-se as três últimas fissuras inclinada sendo uma no bloco A5 e duas no A7, neste ponto ocorre a carga máxima da viga.

A Figura 37 exibe uma representação da viga A4-1 após o ensaio.



4.1.8.Viga A4-2

A viga A4-2 teve a seguinte evolução das fissuras:

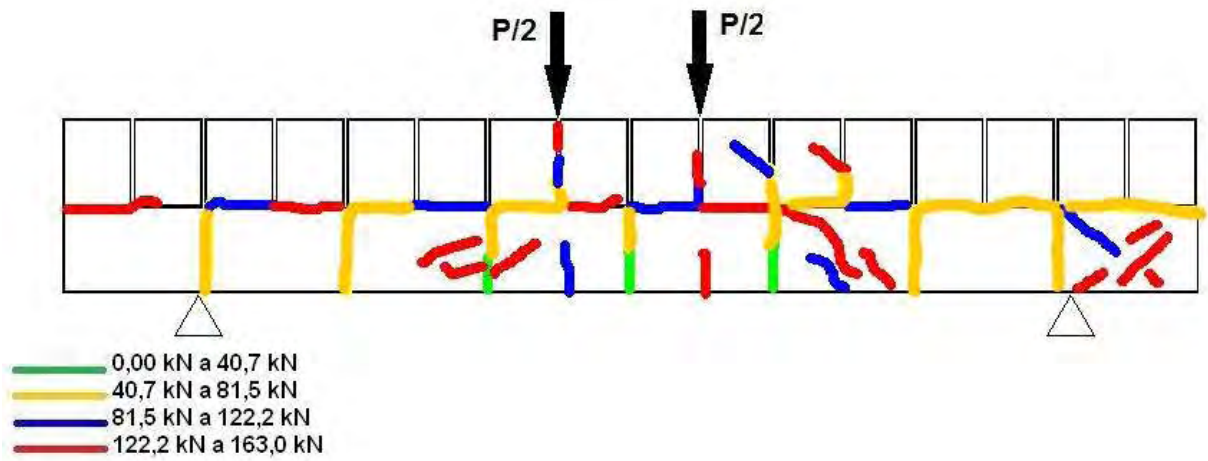
- Carregamento em 40 kN: aparecem as primeiras fissuras da viga nas juntas A3-A4, A4-A5 e A5-A6.
- Carregamento em 50 kN: as fissuras nas juntas A3-A4 e A5-A6 já atingem metade da altura da viga e passam a percorrer horizontalmente em direção ao centro da viga.
- Carregamento em 60 kN: fissuras nas juntas A2-A3 e A6-A7 e a junta A4-A5 já atinge metade da altura da viga.
- Carregamento em 75 kN: ocorre uma fissura nas juntas B7-B8 e B10-B11 dando início às fissuras na segunda fiada. Nesse ponto acontecem duas

fissuras importantes nas juntas A1-A2 e A7-A8 localizadas sobre ambos os apoios.

- Carregamento em 80 e 85 kN: ocorre uma evolução da fissura na junta entre as fiadas através da formação de aberturas sobre os blocos A8 e A3.
- Carregamento em 100 kN: surgem duas fissuras verticais, sendo uma no bloco B10 e outra no A6.
- Carregamento em 101 kN: viga atinge o estado limite de serviço para deformação excessiva de 3,6 mm.
- Carregamento em 120 kN: a fissura da junta A1-A2 passa a “caminhar” horizontalmente na junta entre as fiadas em direção ao centro da viga.
- Carregamento em 127 kN: surgem duas fissuras no bloco A3 sendo uma inclinada e outra horizontal um pouco acima da linha de armadura.
- Carregamento em 135 kN: ocorre uma fissura vertical no bloco A5 e inclinadas nos A6 e B11, já sobre o bloco A1 é visualizada uma fissura na junta entre as fiadas.
- Carregamento em 145 kN: aparecimento de mais uma fissura inclinada no bloco A6.
- Carregamento em 155 kN: no bloco A8 aparecem duas fissuras inclinadas, já no A4 surge uma fissura inclinada pouco acima da linha de armadura.
- Carregamento em 163 kN: no bloco A8 aparecem mais duas fissuras inclinadas e também uma pequena abertura vertical partindo do topo deste bloco. Nesse ponto a viga atinge seu carregamento máximo.

A Figura 38 exhibe uma representação da viga A4-2 após o ensaio.

Figura 38- Viga A4-2 após o ensaio



Fonte: o próprio autor

5. Análise dos resultados

Neste capítulo serão apresentadas as análises dos estados limites de serviço e último para as vigas ensaiadas de acordo com o proposto na NBR 15961(2011) e quando necessário buscando apoio na NBR 6118 (2003).

Também será apresentada a análise interna de distribuição de tensões, na qual se buscou determinar qual o melhor formato de distribuição de tensões que mais se aproxima do experimental. Em todas as análises fez-se a comparação do quanto os resultados experimentais distanciaram dos modelos teóricos e de norma.

5.1. Momento de fissuração

Para o cálculo do momento de fissuração das vigas de alvenaria estrutural buscou-se amparo na norma de concreto, observando-se as devidas adequações para o caso. De acordo com a NBR-6118 (2003) no item 17.3.1 o momento de fissuração é obtido através da seguinte equação:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto.

$$\alpha = \begin{cases} 1,2 & \text{para seções T ou duplo T} \\ 1,5 & \text{para seções retangulares} \end{cases}$$

$$f_{ct} = \begin{cases} f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} & \text{estado limite de deformação excessiva} \\ f_{ctk inf} = 0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3} & \text{estado limite de formação de fissura} \end{cases}; \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

Para este trabalho, no lugar de f_{ck} foi utilizado o valor da resistência à compressão média do prisma (f_{prm}). A seguir está descrita a sequência de cálculo para o momento de fissuração.

$\alpha = 1,5$ (seção retangular)

$$f_{ct} = 0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3} \rightarrow f_{ct} = 0,21 \cdot (14,3)^{2/3}$$

$$f_{ct} = 1,24 \text{ MPa ou } 0,124 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14,0 \cdot 38,0^3}{12}$$

$$I_c = 64.017,3 \text{ cm}^4$$

Como a seção da viga possui uma forma regular o centro de gravidade está localizado no centro da seção, assim o valor de y_t pode ser calculado da seguinte forma:

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{38,0}{2} \rightarrow y_t = 19,0 \text{ cm}$$

Então com os resultados acima na equação 6 tem-se:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,124 \cdot 64.017,3}{19,0}$$

$$M_r = 623,66 \text{ kN.cm}$$

Este valor significa que as primeiras fissuras na viga irão surgir quando o momento fletor estiver em 623,66 kN.cm. A seguir, na Tabela 7, tem a comparação entre o momento de fissuração obtido pela norma e o momento em que se observaram as primeiras fissuras durante o ensaio.

A última coluna da Tabela 7 mostra em quanto o valor obtido pelo ensaio distanciou-se do obtido pela norma, assim quando se observa que a média foi de 99,17% isto significa que as fissuras obtidas durante os ensaios aconteceram com um valor de 99,17% a mais do que o esperado pela norma.

Tabela 7: Momento de fissuração nas vigas

Viga	M fissuração Ensaio (kN.cm)	M fissuração Norma (kN.cm)	Ensaio-norma (%)
A1-1	1.125,00	623,66	80,39
A1-2	750,00	623,66	20,26
A2-1	1.312,50	623,66	110,45
A2-2	1.312,50	623,66	110,45
A3-1	1.125,00	623,66	80,39
A3-2	1.500,00	623,66	140,52
A4-1	1.312,50	623,66	110,45
A4-2	1.500,00	623,66	140,52
Média			99,17

Fonte: o próprio autor

5.2. Estado limite de serviço: deformação excessiva

O item 10.3 da NBR 15961-1 (2011) estabelece o valor limite para os deslocamentos em elementos de alvenaria estrutural. Para este caso, a norma institui que os elementos estruturais que servirem de apoio para a alvenaria não poderão ter deslocamentos maiores do que $L/500$, 10 mm ou $\theta = 0,0017$ rad. Assim o deslocamento limite (δ_{lim}) para as vigas não poderá ser maior que:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{500} = \frac{1800 \text{ mm}}{500} \rightarrow \delta_{lim} = 3,6 \text{ mm}$$

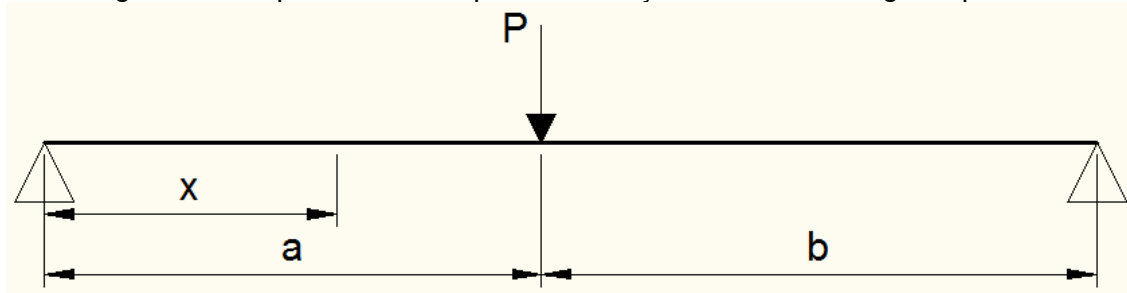
Este valor significa que quando a viga obtiver a flecha de 3,6 mm essa terá atingido o estado limite de serviço para o caso de deslocamento limite. A determinação teórica das flechas no centro da viga foi obtida através da seguinte expressão:

$$\delta = \frac{P}{6 \cdot EI} \cdot \left[\frac{b \cdot x^3}{L} - \frac{a \cdot b \cdot x}{L} \cdot (2 \cdot L - a) - (x - a)^3 \right]$$

Equação 2

onde P, a, b e x estão representados na Figura 39.

Figura 39- Esquema estático para a obtenção da flecha de viga biapoiada



Fonte: o próprio autor

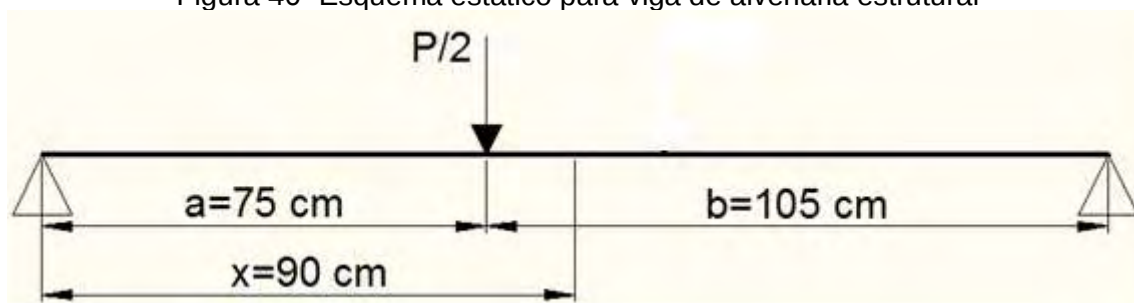
Para as vigas de alvenaria estrutural foi considerado o efeito da diminuição da rigidez do elemento causado pelo aparecimento de fissuras. Assim utilizou-se a rigidez equivalente da viga fissurada (EI_{eq}) e a equação 2 toma a seguinte forma:

$$\delta = \frac{(P/2)}{6 \cdot EI_{eq}} \cdot \left[\frac{b \cdot x^3}{L} - \frac{a \cdot b \cdot x}{L} \cdot (2 \cdot L - a) - (x - a)^3 \right]$$

Equação 3

Onde os valores de x , a e b estão indicados na Figura 40.

Figura 40- Esquema estático para viga de alvenaria estrutural



Fonte: o próprio autor

Como as cargas estão distribuídas simetricamente na viga e considerando o princípio de superposição de efeitos a flecha pode ser calculada da seguinte forma:

$$\delta = 2 \cdot \left\{ \frac{(P/2)}{6 \cdot EI_{eq}} \cdot \left[\frac{b \cdot x^3}{L} - \frac{a \cdot b \cdot x}{L} \cdot (2 \cdot L - a) - (x - a)^3 \right] \right\}$$

Equação 4

A seguir é feita a determinação da rigidez equivalente através da seguinte expressão indicada no item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (2003):

$$EI_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2 \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad \text{Equação 5}$$

onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_2 = momento de inércia da seção no estágio II (fissurada);

M_a = momento fletor atuante na seção crítica da viga;

M_r = momento fletor de fissuração;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Com exceção de (M_a) todos os outros parâmetros permanecem constantes durante o ensaio, os quais têm seus valores apresentados a seguir:

- De acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (2003) o E_{cs} será calculado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \rightarrow E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{pr m}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{14,3}$$

$$E_{cs} = 18.000,0 \text{ Mpa ou } 1.800,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow I_c = \frac{14 \cdot 38^3}{12} \rightarrow I_c = 64.017,3 \text{ cm}^4$$

$$f_{ct} = 0,3 \cdot (f_{pr m})^{2/3}$$

$$f_{ct} = 1,77 \text{ Mpa ou } 0,177 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \rightarrow M_r = \frac{1,5 \cdot 0,177 \cdot 64.017,3}{19,0}$$

$$M_r = 894,56 \text{ kN.cm}$$

A seguir, será apresentada a sequência de cálculo do I_2 para a viga A1-1. Como este procedimento será o mesmo para as demais vigas e para melhor visualização dos dados calculados, estes foram organizados na Tabela 8. No entanto cabe lembrar que cada viga teve um valor de altura útil real diferente, por este motivo os valores de X_2 e I_2 serão diferentes para cada viga.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \rightarrow \alpha_e = \frac{21.000}{1.800}$$

$$\alpha_e = 11,67$$

$$\frac{b}{2} \cdot X_2^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot X_2 - (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot d = 0 \rightarrow$$

$$\frac{14}{2} \cdot X_2^2 + (11,67 - 1) \cdot 1,6 \cdot X_2 - (11,67 - 1) \cdot 1,6 \cdot 33,0 = 0$$

$$X_2 = 7,83 \text{ cm}$$

$$I_2 = \frac{b \cdot X_2^3}{3} \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - X_2)^2 \rightarrow$$

$$I_2 = \frac{14 \cdot 7,83^3}{3} \cdot (11,67 - 1) \cdot 1,6 \cdot (33,0 - 7,83)^2$$

$$I_2 = 13.052,39 \text{ cm}^4$$

onde:

α_e : relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto (item 17.3.2.1.1);

X_2 : posição da linha neutra no estágio II;

Tabela 8- Resumo do cálculo de X_2 e I_2

Viga	X_2 (cm)	I_2 (cm ⁴)
A1-1	7,83	13.052,39
A1-2	7,90	13.485,59
A2-1	9,40	18.229,04
A2-2	9,37	17.982,47
A3-1	12,19	28.753,82
A3-2	12,19	28.753,82

Fonte: o próprio autor

Os valores das flechas foram calculados para cada valor de carga ao longo dos ensaios das vigas, com base nos procedimentos indicados pela NBR-6118-

2003, de modo a obter os momentos correspondentes às flechas limites. Esses valores foram comparados com os valores experimentais, estando apresentados na Tabela 9.

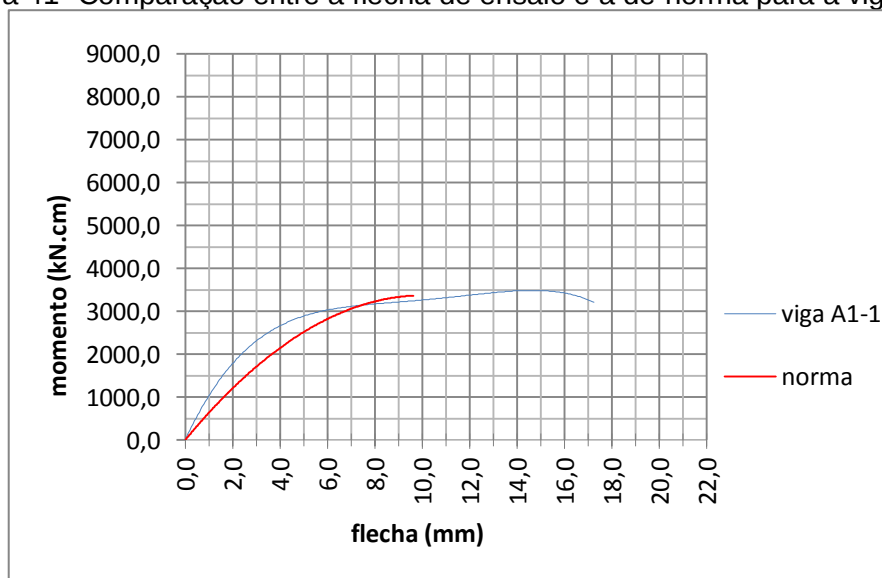
Tabela 9- Deslocamentos limites: teórico e experimental.

Viga	E.L.S. flecha ensaio (kN.cm)	E.L.S. flecha norma (kN.cm)	Ensaio-norma (%)
A1-1	2.441,25	1.908,00	27,95
A1-2	2.464,50	1.933,50	27,46
A2-1	3.115,13	2.212,12	40,82
A2-2	3.322,13	2.194,13	51,41
A3-1	5.087,63	3.094,13	64,43
A3-2	4.189,13	3.083,25	35,87
A4-1	4.014,75	3.100,88	29,47
A4-2	3.792,38	3.045,75	24,51
Média			37,74

Fonte: o próprio autor

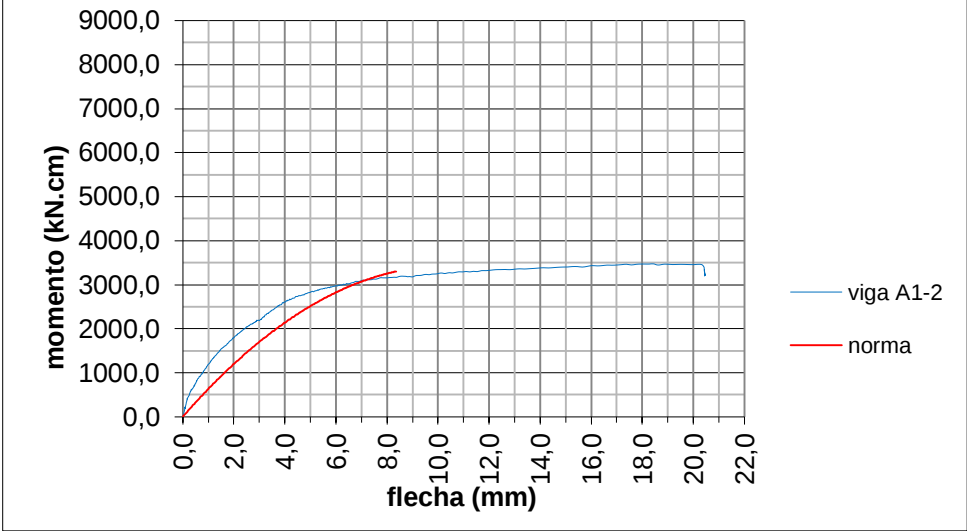
Da Figura 41 até a Figura 48 foi feita a representação gráfica para que houvesse melhor visualização e comparação entre os resultados lidos nos ensaios e os valores obtidos com a norma ABNT 6118 (2003).

Figura 41- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A1-1



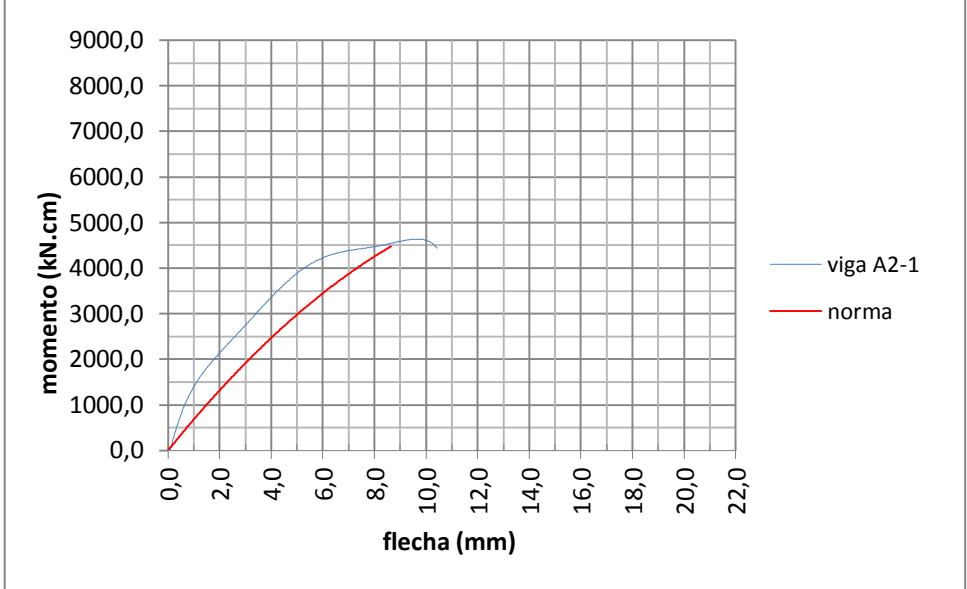
Fonte: o próprio autor

Figura 42- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A1-2



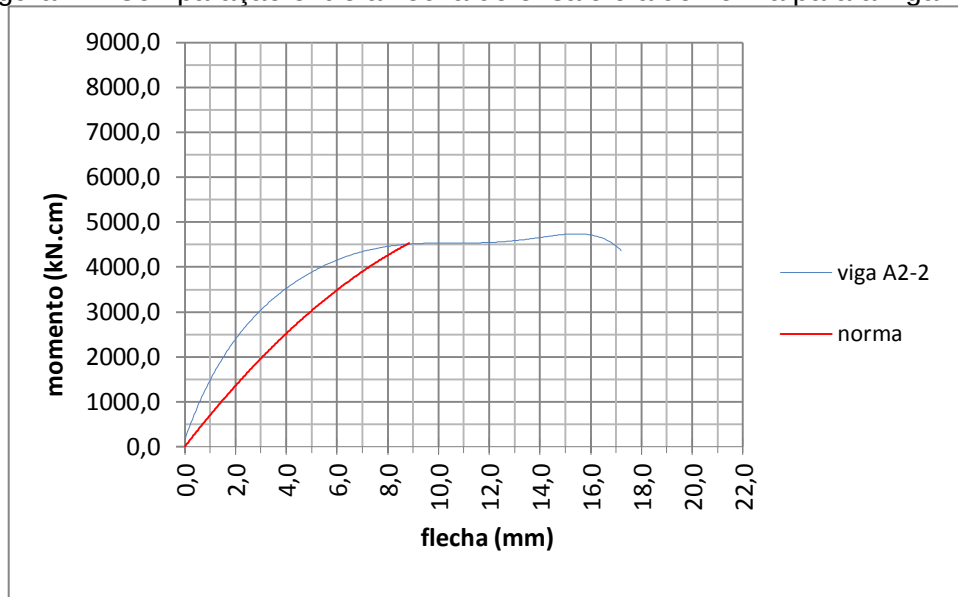
Fonte: o próprio autor

Figura 43- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A2-1



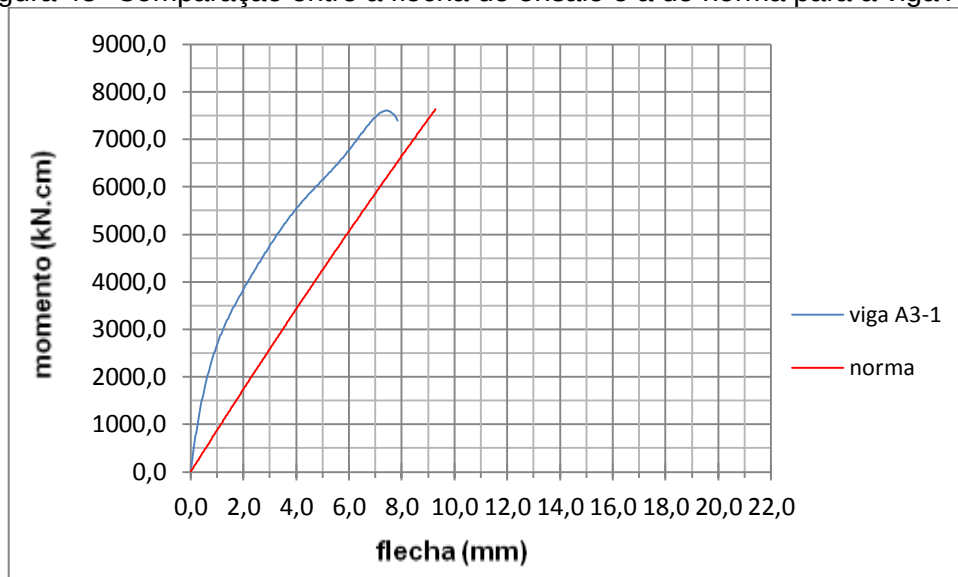
Fonte: o próprio autor

Figura 44- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A2-2



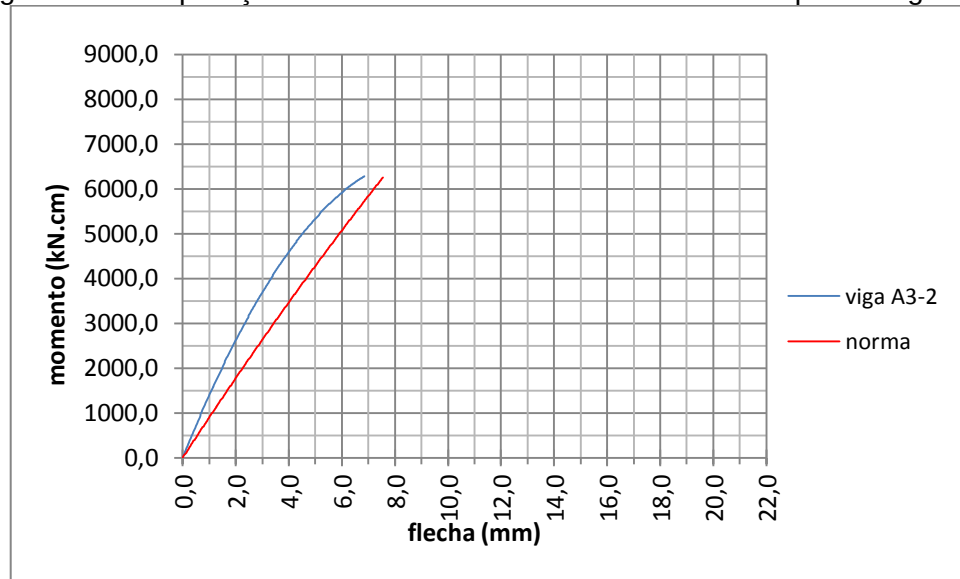
Fonte: o próprio autor

Figura 45- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A3-1



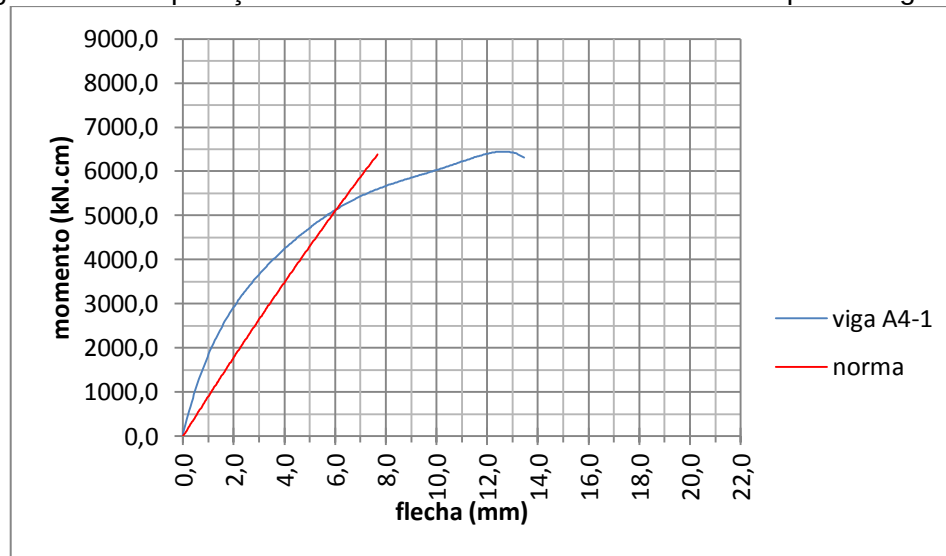
Fonte: o próprio autor

Figura 46- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A3-2



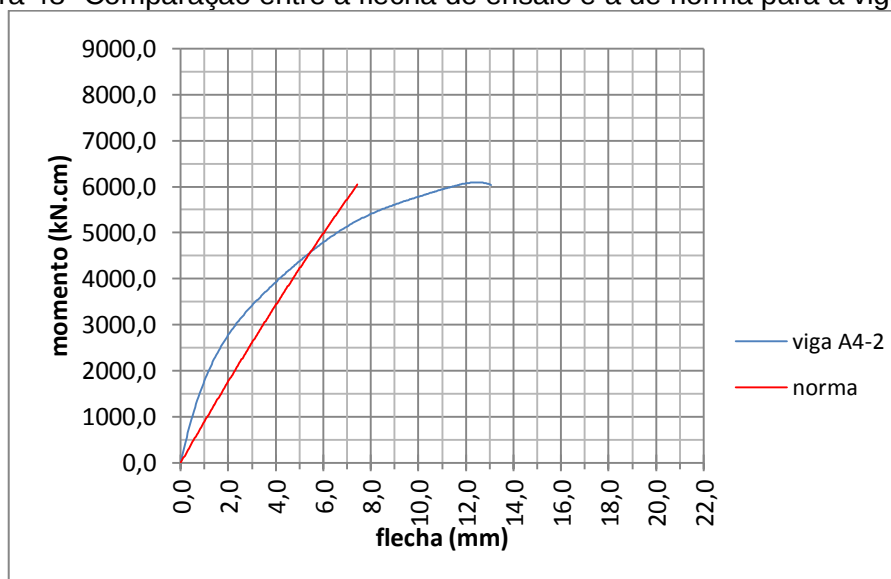
Fonte: o próprio autor

Figura 47- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A4-1



Fonte: o próprio autor

Figura 48- Comparação entre a flecha de ensaio e a de norma para a viga A4-2



Fonte: o próprio autor

5.3.Estado limite último e momento resistente máximo

Segundo a NBR 15961-1 (2011) o momento fletor resistente é calculado pela seguinte expressão:

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot z \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad \text{Equação 7}$$

onde:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d$$

$$f_s = 0,5 \cdot f_{yd}$$

Devido a situação de ensaio nos cálculos ao invés de usar o valor de f_d foi utilizado o valor de f_{prm} e no lugar de f_{yd} usou-se o valor de f_{yk} . A seguir o cálculo detalhado do momento fletor resistente para a viga A1-1.

$$d = 33,0 \text{ cm}$$

$$f_s = 0,5 \cdot f_{yk} \rightarrow f_s = 0,5 \cdot 50,0$$

$$f_s = 25,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) = 33 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{1,6 \cdot 25}{14 \cdot 33 \cdot 1,43} \right) \leq 0,95 \cdot 33$$

$$z = 32,0 \text{ cm} \leq 31,35 \text{ cm (não ok!)}$$

$$\therefore z = 31,35 \text{ cm}$$

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot z \leq 0,4 \cdot f_{pr m} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_R = 1,6 \cdot 25,0 \cdot 31,35 = 1.254,0 \text{ kN.cm} \leq 0,4 \cdot 1,43 \cdot 33,0^2$$

$$M_R = 1.254,0 \text{ kN.cm} \leq 8.720,71 \text{ kN.cm (ok!)}$$

$$\therefore M_R = 1.254,0 \text{ kN.cm}$$

De forma análoga este cálculo foi realizado para as demais vigas e seus resultados estão presentes na Tabela 10.

Tabela 10- Resumo do cálculo do momento resistente

Viga	d (cm)	z (cm)	M _R (kN.cm)
A1-1	33,00	31,35	1.254,00
A1-2	33,50	31,83	1.273,00
A2-1	32,60	30,97	1.935,63
A2-2	32,40	30,78	1.923,75
A3-1	31,70	28,58	3.572,27
A3-2	31,70	28,58	3.572,27

Fonte: o próprio autor

A Tabela 11 mostra na segunda coluna o valor máximo do momento alcançado no ensaio de cada viga, já na terceira coluna está o momento em que se chegou ao estado limite último utilizando os dados dos LVDTs, na quarta coluna estão os valores dos momentos últimos considerando que as vigas fossem de concreto armado (valores obtidos com base no dimensionamento da NBR 6118), na quinta coluna está o momento fletor resistente segundo a NBR 15961 de cada viga e na última coluna foi feita a comparação entre o momento resistente e o valor do momento do estado limite último.

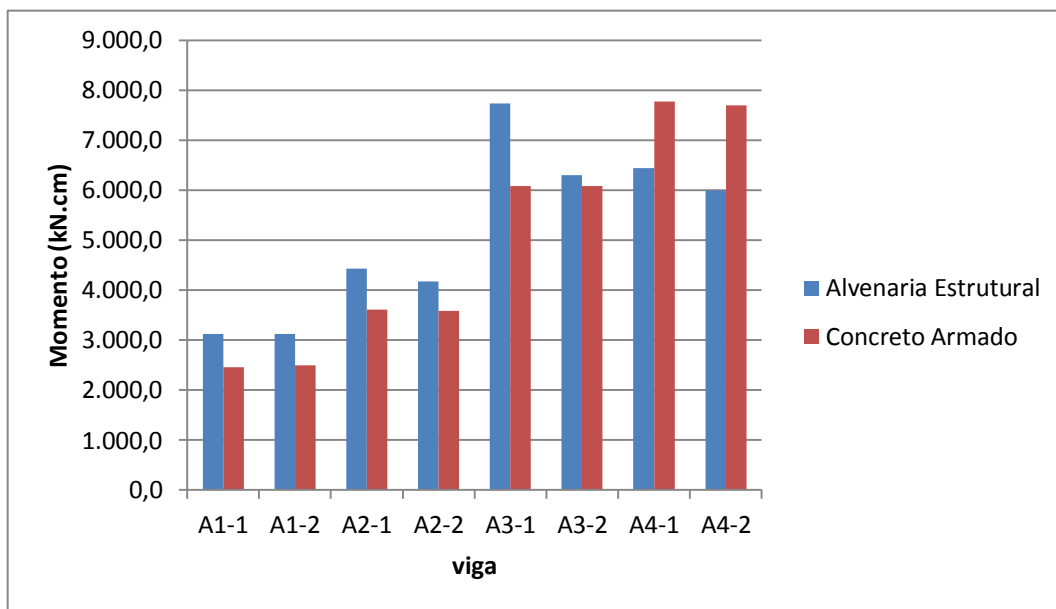
Tabela 11- Momento fletor resistente

Viga	M.máximo ensaio (kN.cm)	E.L.U. ensaio (kN.cm)	E.L.U conc (kN.cm)	M.norma (kN.cm)	Ensaio-norma (%)
A1-1	3.469,88	3.129,98 ₁	2.451,95	1.254,00	149,60
A1-2	3.473,25	3.127,50 ₁	2.491,95	1.273,00	145,68
A2-1	4.633,13	4.434,50 ₁	3.615,90	1.935,63	129,10
A2-2	4.676,63	4.179,00 ₁	3.590,90	1.923,75	117,23
A3-1	7.731,00	7.731,00 ₃	6.088,60	3.572,27	107,97
A3-2	6.301,50	6.301,50 ₃	6.088,60	3.572,27	76,40
A4-1	6.444,75	6.438,00 ₂	7.776,25	-	-
A4-2	6.120,75	5.995,13 ₂	7.701,51	-	-
Média:					121,00
1- escoamento do aço; 2- encurtamento do concreto; 3- valor máximo do ensaio					

Fonte: o próprio autor

Na Figura 49, há uma comparação entre os valores dos momentos últimos (ELU) para as vigas de alvenaria estrutural ensaiadas e suas semelhantes de concreto armado (valores teóricos).

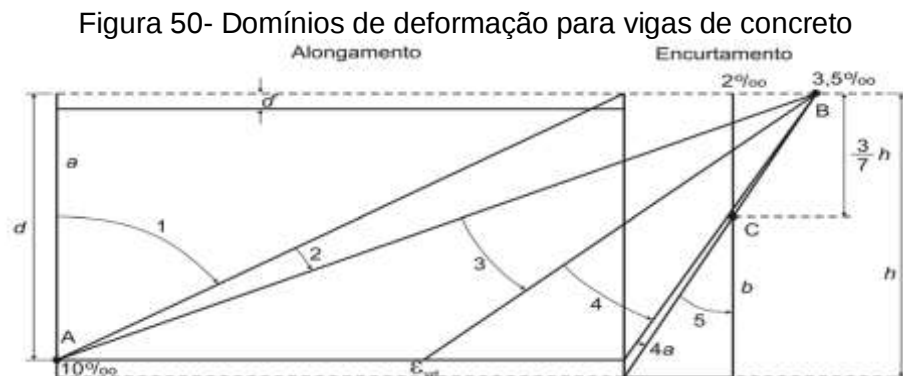
Figura 49- Momentos últimos para vigas de alvenaria estrutural e concreto armado



Fonte: o próprio autor

5.4. Domínios de deformação

A NBR 6118 (2003) traz no item 17.2.2 o gráfico dos domínios de deformação para as vigas de concreto armado (Figura 50).



Uma vez possuindo o gráfico de tensão x deformação do prisma para esta configuração de viga de alvenaria estrutural (representado na Figura 19), pode-se observar que o ponto de início de escoamento do prisma comprimido corresponde ao valor de 1,5 ‰ e conhecendo-se o comportamento do aço tem-se que:

$$\sigma_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500,0 \text{ MPa}}{1,15}$$

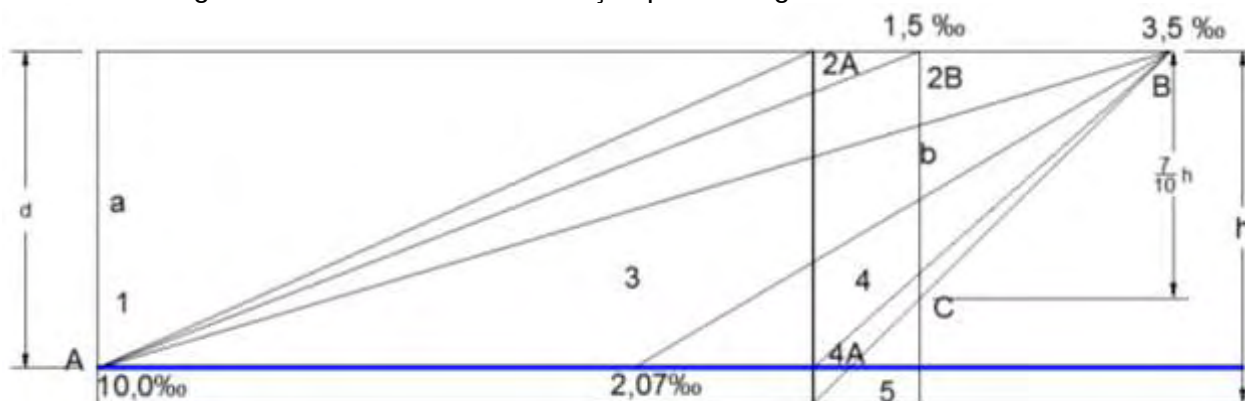
$$\sigma_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{\sigma_{yd}}{E} = \frac{434,78 \text{ MPa}}{210.000,0 \text{ MPa}}$$

$$\varepsilon_{yd} = 0,00207 \text{ ou } 2,07 \text{ ‰}$$

Assim, os domínios de deformação para as vigas ensaiadas puderam ser determinados através da Figura 51 e na Tabela 12 está o domínio atingido por cada viga ao atingir o ELU. É importante salientar que os alongamentos medidos nas armaduras tracionadas foram obtidos através das leituras dos LVDTs instalados nas linhas das mesmas.

Figura 51- Domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural



Fonte: o próprio autor

Tabela 12- Domínios de deformação

Viga	E.L.U. Ensaio (kN.cm)	ϵ_p (‰)	ϵ_s (‰)	Domínio de deformação
A1-1	3.129,98	2,06	10,02	2b
A1-2	3.127,50	2,21	10,07	2b
A2-1	4.434,50	2,33	10,08	2b
A2-2	4.179,00	2,00	10,03	2b
A3-1	7.731,00	2,66	5,90	Indeterminado
A3-2	6.301,50	2,16	3,74	Indeterminado
A4-1	6.438,00	3,50	3,71	3
A4-2	6.025,88	3,50	2,71	3

Fonte: o próprio autor

5.5. Análise interna da viga

Neste tópico buscou-se fazer uma comparação entre os valores das resultantes e do momento interno das vigas nas situações do ensaio e teórico, com a finalidade de tentar determinar qual a forma da distribuição de tensões na região comprimida da viga, se linear ou retangular, que dará o resultado mais próximo do ensaio.

Porém nem todas das vigas fizeram parte desta análise, uma vez que algumas apresentaram braço de alavanca fora da seção da viga, este fato pode ser observado nas tabelas colocadas no apêndice deste trabalho. Outra ressalva é de que a deformação do aço utilizado foi obtida através da leitura dos LVDTs colocados horizontalmente na viga, uma vez que os extensômetros colados nas armaduras não geraram dados confiáveis neste experimento.

Esta análise acabou sendo realizada apenas para as vigas A3-1, A3-2, A4-1 e A4-2 tomando-se quatro valores de momentos a partir de 60% do valor máximo atingido por cada viga. No apêndice deste trabalho está a representação do posicionamento das resultantes de cada uma das vigas analisadas neste item.

- **Viga A3-1**

Os valores das resultantes do aço e do concreto, o braço de alavanca interno da viga e a profundidade da linha neutra do ensaio tiveram que ser calculados para a comparação com a análise teórica. Para isto se seguiu a seguinte marcha de cálculo:

- Determinação da tensão atuante no aço obtido através do gráfico de tensão deformação do material, empregando-se as leituras obtidas pelos LVDTs.
- Determinar a resultante de tração no aço através da seguinte expressão:

$$R_{st} = \frac{\sigma_s}{A_s}$$

- Fazer o equilíbrio das resultantes de tração e compressão do elemento da seguinte forma:

$$R_{st} - R_{cc} = 0;$$

- Cálculo do braço de alavanca interno (Z):

$$Z = \frac{M}{R_{cc}}$$

- Cálculo da profundidade da linha neutra (x):

$$x = \frac{\varepsilon_p \cdot d}{(\varepsilon_p + \varepsilon_s)}$$

Os resultados do ensaio para a viga A3-1 podem ser observados na Tabela 13.

Tabela 13- Dados obtidos no ensaio da viga A3-1

M (kN.cm)	ϵ_p (‰)	ϵ_s (‰)	σ_s (kN/cm ²)	R_{st} (kN)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	X (cm)
6.156,00	1,76	4,69	50,00	250,00	250,00	24,62	8,64
7.125,38	2,29	5,47	50,00	250,00	250,00	28,50	9,35
7.314,75	2,38	5,65	50,00	250,00	250,00	29,26	9,41
7.479,75	2,48	5,90	50,00	250,00	250,00	29,92	9,38

Fonte: o próprio autor

onde:

M= momento atuante na viga;

ϵ_p =deformação na região comprimida da viga;

ϵ_s = alongamento registrado na armadura (LVDT).

No caso da viga A3-1 o diagrama retangular foi o que mais se aproximou dos valores obtidos no ensaio e para a obtenção dos dados analíticos da viga se seguiu a seguinte sequência:

- Determinação da tensão no concreto através do gráfico de tensão x deformação do prisma (
- Figura 19).
- Cálculo da resultante do concreto:

$$R_{cc} = \sigma \cdot (0,8 \cdot x) \cdot b$$

onde:

b: largura da viga.

- Cálculo do braço de alavanca interno (Z):

$$Z = d \cdot \frac{0,8 \cdot x}{2}$$

- Cálculo do momento fletor (M):

$$M = Z \cdot R_{cc}$$

Os valores da resultante R_{cc} e do momento fletor assim obtidos estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14- Dados teóricos da viga A3-1

ϵ_p (‰)	σ_p (kN/cm ²)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	M (kN.cm)
1,76	1,43	138,44	28,24	3.909,92
2,29	1,43	149,77	27,96	4.187,55
2,38	1,43	150,72	27,94	4.210,37
2,48	1,43	150,29	27,95	4.200,05

Fonte: o próprio autor

Com os valores da resultante no concreto e do momento fletor para as situações de ensaio e teórico fez-se a comparação de quanto o ensaio distanciou-se em relação ao analítico. Esta comparação está apresentada na Tabela 15.

Tabela 15- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A3-1

Rcc (kN)		Momento fletor (kN.cm)		Ensaio –teórico	
Ensaio	Teórico	Ensaio	Teórico	Rcc (%)	M(%)
250,00	138,44	6.156,00	3.909,92	80,58	57,45
250,00	149,77	7.125,38	4.187,55	66,92	70,16
250,00	150,72	7.314,75	4.210,37	65,88	73,73
250,00	150,29	7.479,75	4.200,05	66,35	78,09

Fonte: o próprio autor

- **Viga A3-2**

Da mesma forma que na viga A3-1, aqui o diagrama retangular de tensões foi o que mais se adequou aos resultados obtidos no ensaio. Assim sendo a marcha de cálculo dos dados teóricos desta viga será o mesmo da viga A3-1. Os resultados do ensaio, do analítico e a divergência entre eles estão mostrados respectivamente nas Tabela 16, Tabela 17 e Tabela 18.

Tabela 16- Dados obtidos no ensaio da viga A3-2

M (kN.cm)	ϵ_p (‰)	ϵ_s (‰)	σ_s (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	R _{cc} (kN)	Z (cm)	X (cm)
5.035,13	1,53	2,67	50,00	250,00	250,00	20,14	11,56
5.821,50	1,86	3,18	50,00	250,00	250,00	23,29	11,69
6.037,13	1,97	3,37	50,00	250,00	250,00	24,15	11,70
6.116,63	2,01	3,40	50,00	250,00	250,00	24,47	11,78

Fonte: o próprio autor

Tabela 17- Dados teóricos da viga A3-2

ϵ_p (‰)	σ_p (kN/cm ²)	R _{cc} (kN)	Z (cm)	M (kN.cm)
1,53	1,43	185,09	27,08	5.011,78
1,86	1,43	187,17	27,03	5.058,24
1,97	1,43	187,45	27,02	5.064,52
2,01	1,43	188,72	26,99	5.092,96

Fonte: o próprio autor

Tabela 18- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A3-2

R _{cc} (kN)		Momento fletor (kN.cm)		Ensaio – teórico	
Ensaio	Teórico	Ensaio	Teórico	R _{cc} (%)	M(%)
250,00	185,09	5.035,13	5.011,78	35,07	0,47
250,00	187,17	5.821,50	5.058,24	33,57	15,09
250,00	187,45	6.037,13	5.064,52	33,37	19,20
250,00	188,72	6.116,63	5.092,96	32,47	20,10

Fonte: o próprio autor

• Viga A4-1

Os dados do ensaio foram conseguidos da mesma forma que nas vigas anteriores, porém para determinar os valores das resultantes de compressão no aço e no concreto (R_{cs} e R_{cc} respectivamente) foi seguida a seguinte sequência:

- Determinar a deformação do aço comprimido (ϵ_{sc}) através de semelhança de triângulos:

$$\epsilon_{sc} = \frac{\epsilon_c \cdot (x - 1,125)}{x}$$

- Determinação da tensão no aço comprimido através do gráfico de tensão x deformação do material e posteriormente o cálculo da resultante do aço comprimido (R_{sc});
- Equilíbrio entre resultante de tração e compressão:

$$R_{st} - (R_{sc} + R_{cc}) = 0$$

Os resultados do ensaio da viga A4-1 estão descritos na Tabela 19.

Tabela 19- Dados obtidos no ensaio da viga A4-1

M (kN.cm)	ϵ_p (‰)	ϵ_s (‰)	σ_s (kN/cm ²)	R_{st} (kN)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	X (cm)
3.825,38	0,96	0,33	6,86	243,60	44,38	199,22	11,92
5.114,25	1,74	1,25	26,18	250,00	82,49	167,51	14,92
6.001,88	2,93	2,32	48,72	250,00	125,00	125,00	17,34
6.186,75	3,19	2,95	50,00	250,00	125,00	125,00	18,82

Fonte: próprio autor

Para a viga A4-1 a distribuição triangular foi a que mais se adequou aos valores do ensaio. Sua marcha de cálculo será mesma utilizada para distribuição retangular com exceção da resultante do concreto e do braço de alavanca. Estes foram obtidos da seguinte forma:

- Determinação da resultante do concreto:

$$R_{cc} = \frac{\sigma_c \cdot x}{2} \cdot l$$

- Determinação do braço de alavanca interno (Z):

$$Z = d - (x/3)$$

Os resultados da análise teórica da viga A4-1 estão expostos na Tabela 20.

Tabela 20- Dados teóricos da viga A4-1

ε_p (‰)	σ_p (kN/cm ²)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	M (kN.cm)
0,96	1,28	83,50	28,69	3.757,46
1,74	1,43	117,97	27,87	5.818,43
2,93	1,43	137,51	27,22	7.577,45
3,19	1,43	137,17	27,23	7.569,71

Fonte: o próprio autor

De forma análoga ao apresentado nas vigas anteriores a Tabela 21 exibe uma comparação de quanto o valor alcançado no ensaio distanciou-se do teórico.

Tabela 21- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A4-1

R_{cc} (kN)		Momento fletor (kN.cm)		Ensaio – teórico	
Ensaio	Teórico	Ensaio	Teórico	Rcc (%)	M(%)
199,22	83,50	3.825,38	3.757,46	138,58	1,81
167,51	117,97	5.114,25	5.818,43	41,99	-12,10
125,00	137,51	6.001,88	7.577,45	-9,10	-20,79
125,00	137,17	6.186,75	7.569,71	-8,87	-18,27

Fonte: o próprio autor

- **Viga A4-2**

Da mesma forma que na viga A4-1, aqui o diagrama triangular de tensões foi o que mais se adequou aos resultados obtidos no ensaio. Assim, a marcha de cálculo dos dados teóricos desta viga será o mesmo da viga A4-1. Os resultados do ensaio, do analítico e a divergência entre eles estão mostrados respectivamente nas Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24.

Tabela 22- Dados obtidos no ensaio da viga A4-2

M (kN.cm)	ε_p (‰)	ε_s (‰)	σ_s (kN/cm ²)	R_{st} (kN)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	X (cm)
3.678,00	1,07	1,56	32,69	163,45	51,35	112,10	18,55
4.889,25	1,99	1,92	40,39	201,95	97,22	104,73	18,37
5.627,25	2,77	2,29	48,09	240,45	125,00	115,45	15,85
5.931,38	3,34	2,59	50,00	250,00	125,00	125,00	17,08

Fonte: o próprio autor

Tabela 23- Dados teóricos da viga A4-2

ϵ_p (‰)	σ_p (kN/cm ²)	R_{cc} (kN)	Z (cm)	M (kN.cm)
1,07	1,33	119,61	27,52	4.866,82
1,99	1,43	160,41	26,46	7.226,21
2,77	1,43	172,74	26,05	8.333,92
3,34	1,43	177,63	25,88	8.432,39

Fonte: o próprio autor

Tabela 24- Discrepância do ensaio em relação ao teórico viga A4-2

R_{cc} (kN)		Momento fletor (kN.cm)		Ensaio – teórico	
Ensaio	Teórico	Ensaio	Teórico	R_{cc} (%)	M(%)
112,10	119,61	3.678,00	4.866,82	-6,29	-24,43
104,73	160,41	4.889,25	7.226,21	-34,71	-32,34
115,45	172,74	5.627,25	8.333,92	-33,17	-32,48
125,00	177,63	5.931,38	8.432,39	-29,63	-29,66

Fonte: o próprio autor

6. Conclusões

Após a análise dos dados e comportamento das vigas ensaiadas chega-se às seguintes conclusões e observações:

- Flecha limite (ELS): dos resultados contidos na Tabela 9, que indicam os valores limites das flechas, pode-se concluir que os valores dos momentos correspondentes obtidos através da NBR-6118 foram conservadores (menores) para todos os casos, em relação ao medido experimentalmente. As vigas com menor taxa de armadura parecem apresentar valores mais próximos.
- Flechas máximas: com relação às flechas finais apresentadas pelas vigas (Figura 41 a Figura 46), observou-se que o modelo teórico foi excessivamente conservador para as vigas com menor taxa de armadura. Contudo, esse comportamento inverteu-se no caso das vigas com maior taxa de armadura.
- Momento de fissuração (ELS): de um modo geral, o aparecimento das primeiras fissuras ocorreu com um momento aproximadamente duas vezes maior do que o estimado pela NBR-6118 (Tabela 7).
- Momentos de ruptura (ELU): A NBR 15961-1 demonstrou-se extremamente conservadora na previsão do momento último resistente de uma viga de alvenaria estrutural. Essa diferença tendeu a diminuir na medida em que houve o aumento na taxa de armadura (Tabela 11).
- Comparando os momentos de ruptura (ELU) obtidos nos ensaios com os momentos teóricos de vigas equivalentes de concreto armado, segundo a NBR 6118, observa-se que as vigas de alvenaria tendem a apresentar valores superiores às vigas de concreto ($\cong 20\%$), conforme Figura 49
- A introdução de armadura comprimida, no caso da vigas A4, não interferiu nos valores dos momentos últimos quando comparadas com as vigas A3

(mesmo valor de A_s). Contudo, as vigas com armadura dupla apresentaram uma configuração final de ruína diferente das demais vigas, caracterizando-se pelo surgimento de uma fissura proeminente na junta horizontal, ao longo do comprimento de toda a viga (Figura 37 e Figura 38).

Conforme observado no apêndice A2, a análise da distribuição das tensões e resultante internas experimentalmente medidas nas vigas demonstrou que:

- Por motivo que não foi possível ser identificado no presente trabalho, nas vigas A1 e A2 não foi possível conseguir o equilíbrio estático teórico das mesmas, uma vez que o braço de alavanca do momento interno resistente (Z) permanecia fora da seção transversal das mesmas.
- No caso da viga A3-2 (Tabela 18), considerando uma distribuição retangular de tensões, os resultados teóricos e experimentais permaneceram relativamente próximos, sendo o modelo analítico inferior ao experimental. No caso das vigas A4 (Tabela 21 e Tabela 24), empregando-se um distribuição triangular de tensões, os valores continuaram relativamente próximos, contudo, sendo agora o modelo analítico superior ao experimental.

Com relação à execução em laboratório das vigas ensaiadas, pode ser observado o seguinte:

- Do ponto de vista prático esta configuração de viga de alvenaria torna-se pouco viável devido à dificuldade de passar os estribos entre os blocos da segunda fiada. Durante a construção das vigas notou-se que mesmo pequenas inclinações nos estribos prejudicavam o posicionamento dos blocos da segunda fiada, conduzindo a perda da modulação e à limitações no diâmetro das barras que podem ser utilizadas nos estribos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, L.C. **Solicitações normais: cálculo no estado limite último**. Campinas: UNICAMP, 2002. 19p. Apostila – Universidade Estadual de Campinas.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 10837/1989**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118/2003**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15961-1/2011**: alvenaria estrutural- blocos de concreto, parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2011a. 42 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15961-2/2011**: alvenaria estrutural- blocos de concreto, parte 2: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011b. 35 p.

CAMACHO, J.S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria cerâmica**. 1995. 157 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CAMACHO, J.S. **Estudos do esforço cortante Ilha Solteira**. Ilha Solteira: Unesp/FE/DEC, 2004. 35 f. Apostila.

CAMACHO, J.S. **Estudos das vigas flexão normal e simples**. Ilha Solteira: Unesp/FE/DEC, 2006a. 41 f. Apostila.

CAMACHO, J.S. **Introdução ao estudo do concreto armado**. Ilha Solteira: Unesp/FE/DEC, 2006b. 41 f. Apostila.

CAMACHO, J.S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Ilha Solteira: Unesp/FE/DEC, 2006c. 53 f. Apostila.

FEREIG, S. M. Shear strength of reinforced concrete masonry beams with web reinforcement. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 91, n. 4, p. 415-422, 1994.

HAACH, V. G. **Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis**. 2009. 366 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2009.

HILAL, S. M.; BAHNASAWY, H. H.; KHAFAGA, M. A. Structural behaviors of reinforced concrete masonry beams under shear stresses. In: DHIR, R. K.; PAINE, K. A. (Ed.). **Radical design and concrete practices**: proceedings of the International Seminar held at the University of Dundee: creating with concrete. Londres: Thomas Telford, 1999. p. 165-175.

GALAL, K. ; ENGINSAL, M. A. Flexural behavior of GFPR-Reinforced concrete masonry beams. **Journal of Composites for Construction**, Reston, v. 15, n. 1, p.21-31, 2011.

Jang, J. J.; Hart, G. C. Analysis of concrete masonry beams. **Journal of Structural Engineering**, Keelung, Taiwan, v. 121, n. 11, p.1598-1602, 1995.

LANDINI, F. S. **Comportamento a flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural**. 2001. 135 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

SUTER, G. T.; FENTON, G. A. Flexural capacity of reinforced masonry Members. **ACI Journal**, Farmington Hills, v. 83, n. 1, p.127-136, 1986.

SUTER, G. T.; KELLER, H. Shear capacity of Reinforced Concrete Masonry Beams. BORCHELT, J. G. (Ed). **Masonry**: materials. properties and performance, ASTM STP 778. [S.L]: American Society for Testing and Materials, 1982. p. 118-146.

APÊNDICE

A1. Resumo do comportamento das vigas

- **Viga A1-1**

M (kN.cm)	ε_p (‰)	ε_{LVDT} (‰)	σ_{SLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
694,50	0,07	0,20	4,27	6,83	101,65	8,57	4455,45
1386,00	0,33	1,78	37,38	59,81	23,17	5,12	1369,34
2082,00	0,74	3,45	50,00	80,00	26,03	5,82	684,54
2773,88	1,37	5,35	50,00	80,00	34,67	6,72	384,29
3195,14	2,20	10,87	50,00	80,00	39,94	5,56	243,11
3264,81	2,44	12,25	50,00	80,00	40,81	5,48	219,04

Onde:

M= momento atuante;

ε_p = deformação na zona de compressão;

ε_{LVDT} = deformação no aço obtido através da leitura dos LVDTs horizontais;

σ_{SLVDT} = tensão no aço obtida através dos dados dos LVDTs horizontais;

R_{st}= força de reação no aço tracionado;

X = profundidade da linha neutra;

Z= distância entre as reações;

L/f: relação entre o vão e flecha.

- **Viga A1-2**

M (kN.cm)	ε_p (‰)	ε_{LVDT} (‰)	σ_{SLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
684,38	0,11	0,40	8,47	13,55	50,50	7,19	4133,18
1384,88	0,36	1,69	35,49	56,78	24,39	5,85	1416,21
2065,50	0,73	3,56	50,00	80,00	25,82	5,64	700,25
2772,75	1,37	5,60	50,00	37,74	73,46	6,19	381,88
3114,00	2,18	9,76	50,00	80,00	38,93	6,03	246,85
3178,13	2,73	12,30	50,00	80,00	39,73	5,99	199,66

- **Viga A2-1**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{LVDT}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
901,50	0,23	0,38	7,98	19,95	45,19	12,23	2873,10
1800,38	0,49	1,32	27,72	69,30	25,98	8,83	1243,95
2701,13	0,93	1,97	41,30	103,25	26,16	10,47	615,81
3604,13	1,40	2,46	50,00	125,00	28,83	11,82	402,55
4126,50	1,67	2,88	50,00	125,00	33,01	11,96	334,17
4306,88	2,10	7,54	50,00	125,00	34,46	7,10	265,12

- **Viga A2-2**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{LVDT}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
936,38	0,19	0,58	12,25	30,63	30,58	8,14	3412,32
1877,25	0,46	1,58	33,18	82,95	22,63	7,44	1312,43
2820,00	0,89	3,00	50,00	125,00	22,56	7,52	652,29
3751,50	1,40	4,39	50,00	125,00	30,01	7,99	408,21
4163,63	1,93	9,16	50,00	125,00	33,31	4,83	296,91
4313,25	2,32	13,54	50,00	125,00	34,51	4,83	247,07

- **Viga A3-1**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{LVDT}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
1539,00	0,29	0,37	7,77	38,85	39,61	14,54	2125,15
3076,50	0,64	1,71	35,91	179,55	17,13	9,03	945,38
4614,00	1,15	3,12	50,00	250,00	18,46	8,88	803,21
6156,00	1,76	4,69	50,00	250,00	24,62	9,00	432,22
7125,38	2,29	5,47	50,00	250,00	28,50	9,73	280,07
7314,75	2,38	5,65	50,00	250,00	29,26	9,80	252,53

- **Viga A3-2**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{LVDT}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	R _{st} (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
1259,63	0,35	0,79	16,59	82,95	15,19	10,12	2227,72
2517,38	0,66	1,37	28,77	143,85	17,50	10,75	972,71
3779,25	1,06	1,94	40,74	203,70	18,55	11,64	571,97
5035,13	1,53	2,67	50,00	250,00	20,14	12,03	383,43
5821,50	1,86	3,18	50,00	250,00	23,29	12,17	312,72
6037,13	1,97	3,37	50,00	250,00	24,15	12,18	292,04

- **Viga A4-1**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{\text{LVDT}}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	Rst (kN)	Rsc(kN)	Rcc (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
1276,88	0,19	0,33	6,86	34,30	9,02	25,28	39,17	11,70	3146,85
2556,75	0,45	1,25	26,18	130,90	20,64	110,26	16,97	8,49	1090,91
3825,38	0,96	2,32	48,72	243,60	44,32	199,28	11,92	9,32	529,10
5114,25	1,74	2,95	50,00	250,00	82,41	167,59	14,92	11,79	280,53
6001,88	2,93	3,85	50,00	250,00	125,00	125,00	17,34	13,74	200,45
6186,75	3,19	4,22	50,00	250,00	125,00	125,00	18,82	13,70	166,90

Onde:

Rsc= força de reação no aço comprimido;

Rcc= força de reação na zona de compressão.

- **Viga A4-2**

M (kN.cm)	$\varepsilon_p(\text{‰})$	$\varepsilon_{\text{LVDT}}(\text{‰})$	σ_{sLVDT} (kN/cm ²)	Rst (kN)	Rsc(kN)	Rcc (kN)	Z (cm)	X (cm)	L/f
1213,13	0,21	0,23	4,90	24,50	10,29	14,21	63,09	63,06	3146,85
2444,25	0,54	1,10	23,10	115,50	25,43	90,07	18,14	18,13	1090,91
3678,00	1,07	1,56	32,69	163,45	51,40	112,05	18,55	18,55	529,10
4889,25	1,99	1,92	40,39	201,95	97,29	104,66	18,38	18,37	280,53
5627,25	2,77	2,29	48,09	240,45	125,00	115,45	15,85	15,85	200,45
5931,38	3,34	2,59	50,00	250,00	125,00	125,00	17,08	17,08	166,90

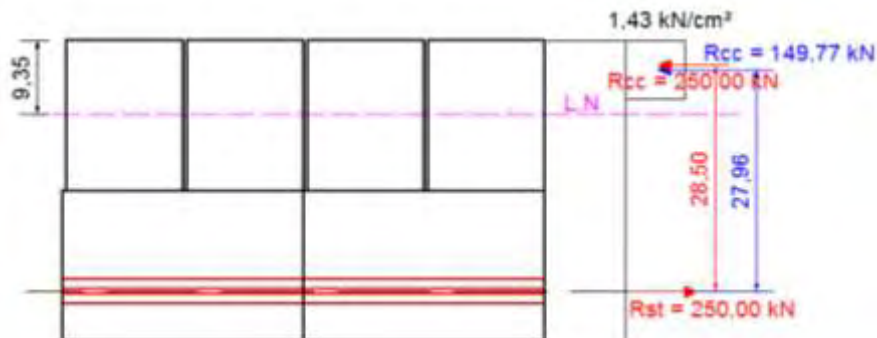
A2. Análise interna das vigas

- **Viga A3-1:**

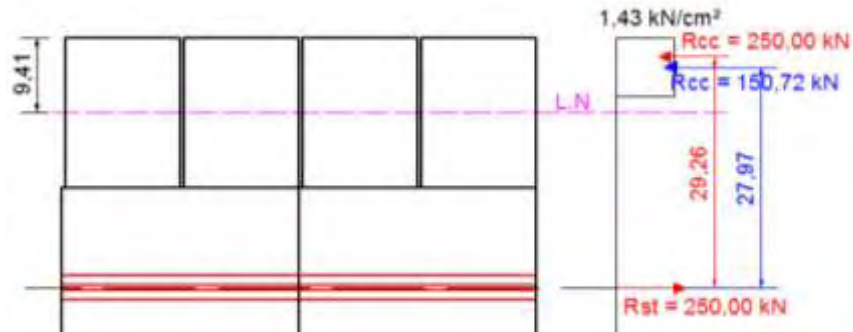
a. Momento ensaio: 6.156,00 kN.cm; Dimensões em centímetros



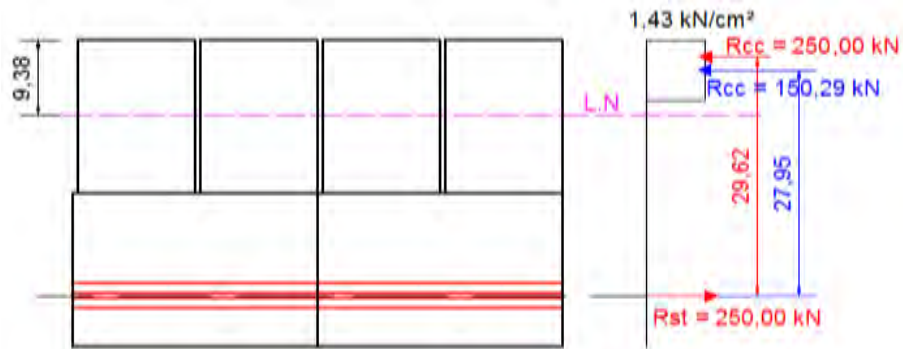
b. Momento ensaio: 7.125,38 kN.cm; Dimensões em centímetros



c. Momento ensaio: 7.314,75 kN.cm; Dimensões em centímetros

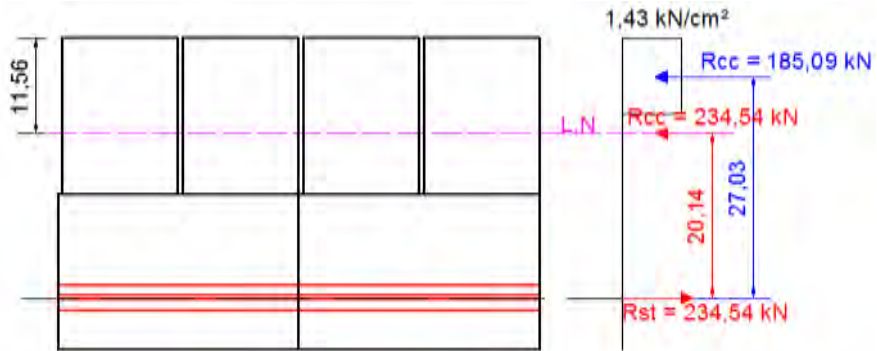


d. Momento ensaio: 7.479,75 kN.cm; Dimensões em centímetros

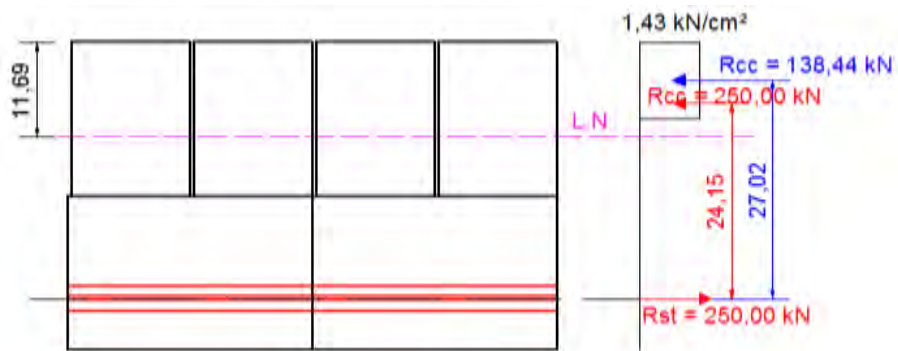


- **Viga A3-2**

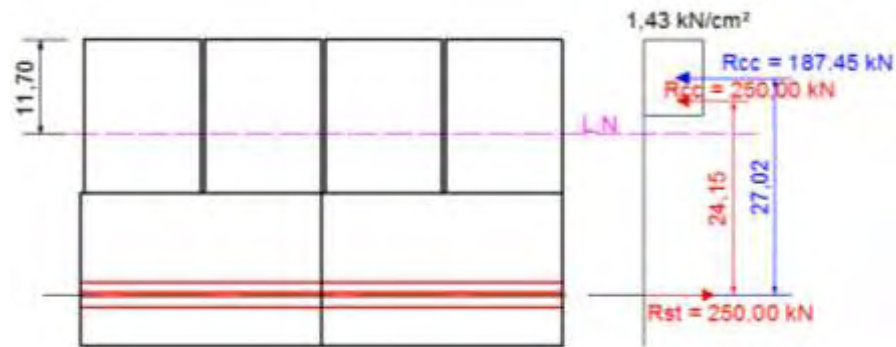
a. Momento ensaio: 5.035,13 kN.cm; Dimensões em centímetros



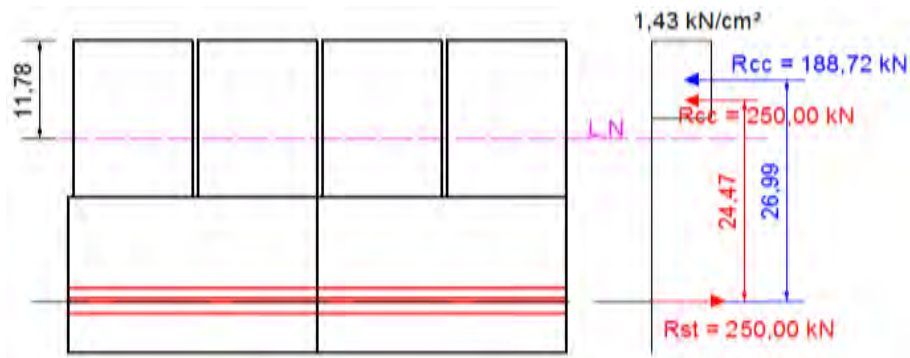
b. Momento ensaio: 5.821,50 kN.cm; Dimensões em centímetros



c. Momento ensaio: 6.037,13 kN.cm; Dimensões em centímetros

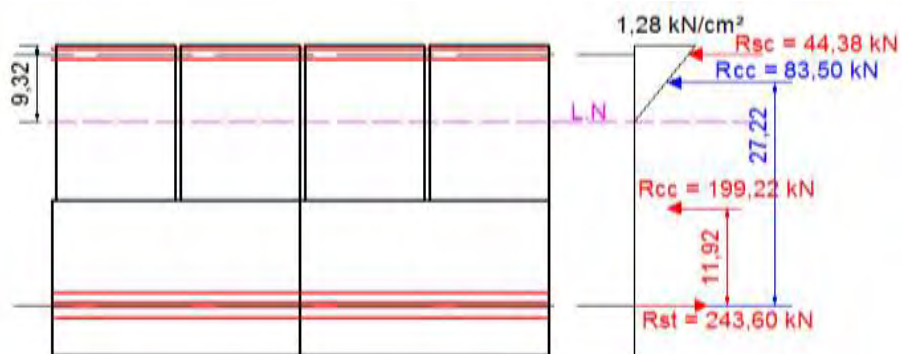


d. Momento ensaio: 6.116,63 kN.cm; Dimensões em centímetros

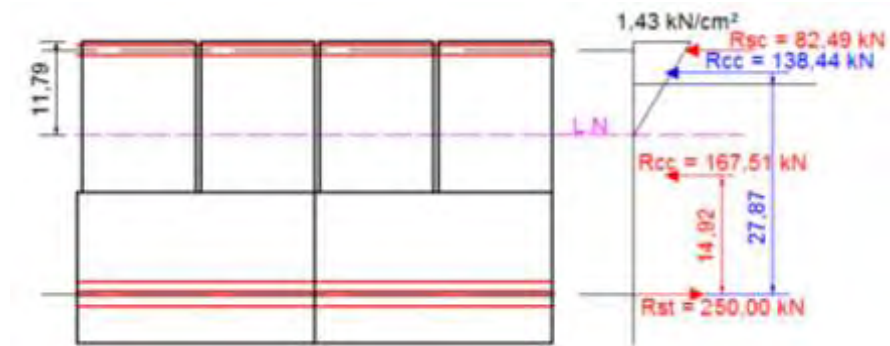


- **Viga A4-1**

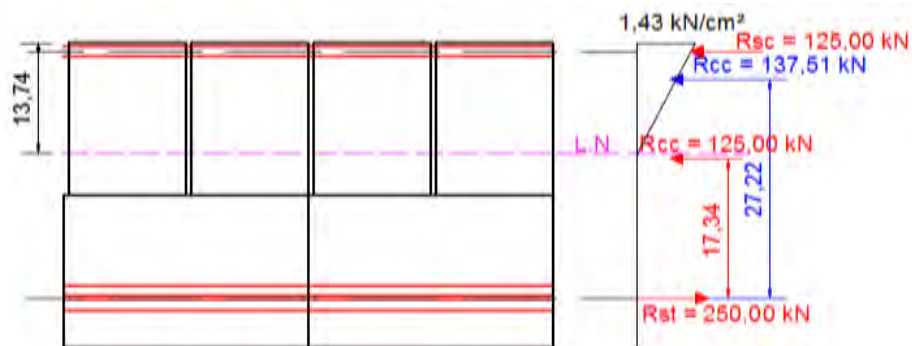
a. Momento ensaio: 3.825,38 kN.cm; Dimensões em centímetros



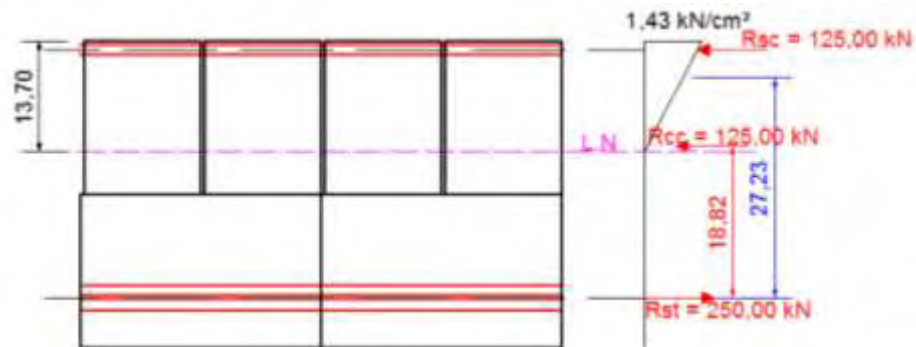
b. Momento ensaio: 5.114,25 kN.cm; Dimensões em centímetros



c. Momento ensaio: 6.001,88 kN.cm; Dimensões em centímetros

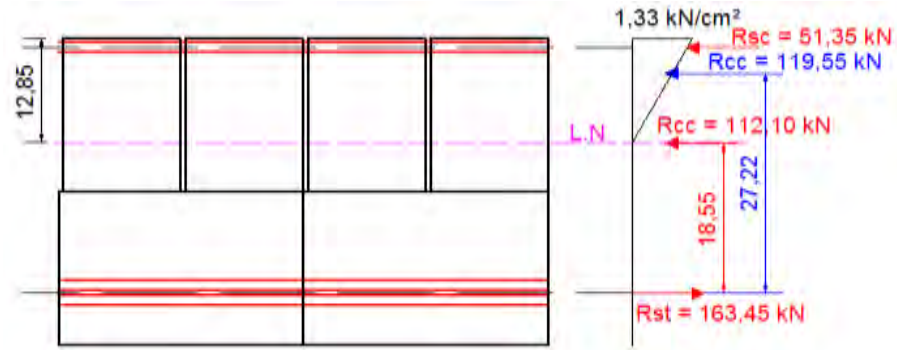


d. Momento ensaio: 6.186,75 kN.cm; Dimensões em centímetros

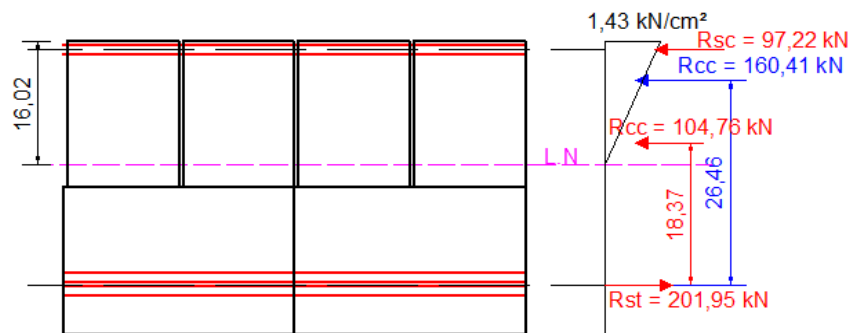


- **Viga A4-2**

a. Momento ensaio: 3.678,00 kN.cm; Dimensões em centímetros



b. Momento ensaio: 4.889,25 kN.cm; Dimensões em centímetros



c. Momento ensaio: 5.627,25 kN.cm; Dimensões em centímetros

