

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”

FACULDADE DE ENGENHARIA

CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

Eng. Civil Leandro de Faria Contadini

**Análise teórica e experimental do comportamento de
vigas de alvenaria estrutural armada sujeitas à
flexão simples**

Ilha Solteira – SP
Fevereiro 2014

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

“Análise teórica e experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada sujeitas à flexão simples”

LEANDRO DE FARIA CONTADINI

Orientador: Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho
Co-orientador: Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia - UNESP – Campus de Ilha Solteira, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Conhecimento: Estruturas

Ilha Solteira – SP
Fevereiro/2014

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

C759a Contadini, Leandro de Faria.
Análise teórica e experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada sujeitas à flexão simples / Leandro de Faria Contadini. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2014
155 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2014

Orientador: Jefferson Sidney Camacho
Co-orientador: Guilherme Aris Parsekian
Inclui bibliografia

1. Alvenaria estrutural. 2. Vigas de alvenaria estrutural. 3. Flexão simples.



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

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

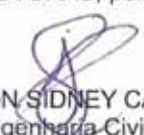
TÍTULO: Análise teórica e experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada sujeitas à flexão simples

AUTOR: LEANDRO DE FARIA CONTADINI

ORIENTADOR: Prof. Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

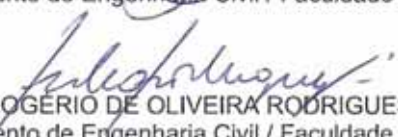
CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. GUILHERME ARIS PARSEKIAN

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. LUIZ ROBERTO PRUDÊNCIO JÚNIOR

Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Santa Catarina

Data da realização: 24 de fevereiro de 2014.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Mércia de Faria e Geraldo Contadini Júnior.
Aos meus avós Geraldo Contadini, Meiry Neuza de Melo
Contadini e Maria Monte Verde.

A minha namorada e grande amiga Phamela Camila Peres
Ferreira.

Pela educação, confiança, afeto e pelo que vocês
representam em minha vida.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela minha existência e por me dar forças para concluir mais esta etapa da minha vida.

A minha mãe Mércia de Faria e meu pai Geraldo Contadini Júnior por toda a estrutura para concluir meus estudos. Pela paciência e sabedoria que me passaram ao longo da minha trajetória. E por serem meus pais. Não poderia deixar de mencionar também meus avós Geraldo Contadini, Meiry Neuza de Melo Contadini e Maria Monte Verde por serem pais duas vezes.

À minha namorada e amiga, Phamela Camila Peres Ferreira. Pessoa paciente e carinhosa que me auxiliou durante todos os momentos da pesquisa e fora dela. Também aos seus pais Aldenor e Suely.

Aos meus tios e tias Márcia, Mara, Magda, Evilar, Edmar, Nivaldo, Guerra, Rosane, Ricardo, Paulo Henrique e Maury. Também ao grande amigo e parceiro de minha mãe, Osni Pela preocupação e apoio durante todo este tempo.

Aos meus primos que considero irmãos: Rafael, Isabella e Bruna.

Aos Professores Doutores Jefferson Sidney Camacho (orientador) e Guilherme A. Parsekian (co-orientador) por terem me direcionado durante o desenvolvimento deste trabalho. Aqui agradeço também a todos os funcionários da UNESP – Campus de Ilha Solteira – por sempre terem me ajudado durante minha estada nesta Universidade.

Aos amigos conquistados no NEPAE – Núcleo de Estudo e Pesquisa em Alvenaria Estrutural: Pierre, Renato, Gabriela, Flávio, Ronaldo, Gilson, Natália, Gugu, João Vitor e Mauro, aos quais agradeço por toda ajuda e pelas conversas amigáveis que tivemos dentro e fora do laboratório.

Aos meus amigos que, muitas vezes longe, estiveram comigo: Robert, Júnior, Willian, Fernando, Natália, Anne Elise, Ludmila, Everton, Ellen, Gustavo, Guilherme, Vinícius, Vinício, Leandro, Lucas, Caio César, Cássio e Rafael.

A Rose, família e amigos de Indaiatuba – SP, muito obrigado por sempre me receber tão bem e fazer eu me sentir como se estivesse em casa.

As empresas COPEL, ENGENHARIA, INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA. e TECNOBENS, ambas de Araçatuba – SP, pela doação dos blocos de concreto. A empresa ArcelorMittal Brasil de Piracicaba – SP pela doação das barras de aço. A Prefeitura Municipal de Ilha Solteira pela doação dos agregados. Obrigado por confiarem no meu trabalho.

RESUMO

Nos últimos anos a alvenaria estrutural tem se mostrado um sistema construtivo que agrega rapidez e economia na construção de edificações no Brasil. Devido ao seu desenvolvimento, este sistema que era empregado em edificações consideradas de pequena altura (até 4 pavimentos), passou a ser empregado também na construção de edifícios considerados altos, com mais de 20 pavimentos, apresentando, em muitos casos, pilotis tradicionalmente executados em concreto armado. Contudo, tem-se observado a execução desses pilotis em alvenaria estrutural, com vigas de alvenaria trabalhando à flexão.

Por essas razões, objetivou-se estudar essas vigas submetidas ao esforço de flexão simples de forma a entender o comportamento da seção transversal mais solicitada e as ocorrências dos estados limites de serviço e últimos, comparando os resultados com as normas NBR 6118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

No presente trabalho desenvolveu-se um programa experimental no qual foram ensaiadas 18 vigas de alvenaria compostas por canaletas e blocos de concreto, sujeitas à flexão simples. As vigas possuíam diferentes alturas (vigas canaletas, de 2 e 3 fiadas) e taxas de armadura longitudinal. Antes dos ensaios, estas foram instrumentadas, obtendo os valores de flechas, do alongamento da armadura longitudinal e do encurtamento da região comprimida.

Pôde-se perceber que o modelo de cálculo de vigas submetidas à flexão utilizado pelas NBR 6118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) conduz a valores satisfatórios de momento último, comparados com os obtidos experimentalmente. Entretanto, ao se utilizar os coeficientes de minoração das resistências, a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) fornece valores de momento último conservadores.

No final, foi possível propor um esquema de domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural armada.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Vigas de alvenaria estrutural armada. Flexão simples.

ABSTRACT

In the last years the structural masonry has been shown as one of the construction system that assembles speed and economy in building construction in Brazil. Due to its development, this system used in small height construction (till 4 floors), it started to be used also in high buildings, with more than 20 floors, showing in many cases pilotis, traditionally used in reinforced concrete. However, it has observed the execution of those pilotis in structural masonry, with masonry beams under bending.

For those reasons, was aimed to study those beams under simple bending to understand the transversal critical section behavior and the service limit state and ultimate events, comparing the results to the standards NBR 6118 (ABNT, 2007) and NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

This study developed an experimental program in witch were tested 18 masonry beams composed by channels and concrete blocks, subject to simple bending. The beams had different height (channel beams, with 2 and 3 rows) and rates of longitudinal reinforced. Before the tests, the beams were instrumented, getting data of mid-span displacement, extension of longitudinal reinforced and curtailment of the compressed region.

Could be realized that the calculation model of the beams under bending used by NBR 6118 (ABNT, 2007) and NBR 15961-1 (ABNT, 2011) leads to satisfactory values of failure moment, comparing to the one got from the experimental. However, by using the safety factors of resistance, the NBR 15961-1 (ABNT, 2011) give us last moment conservative values.

In the end, was possible to propose a scheme of deformation fields to reinforced structural masonry beams.

Keywords: Structural masonry. Reinforced structural masonry beams. Simples bending.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição do crescimento de alguns setores da economia brasileira	18
Figura 2 – Vergas feitas com canaletas de concreto.....	19
Figura 3 – Detalhe da ligação entre vigas de alvenaria estrutural utilizadas no pilotis.....	19
Figura 4 – Vigas de alvenaria estrutural utilizadas para apoiar a laje da edificação	20
Figura 5 – Exemplos de pilotis feitos de concreto armado em edificações de alvenaria estrutural	20
Figura 6 – Exemplos de edificações construídas em alvenaria estrutural nas décadas de 1960 e 1970	25
Figura 7 – Exemplos de edificações feitas de alvenaria estrutural na década de 1990	26
Figura 8 – Edificação do conjunto empresarial Park Sul	27
Figura 9 – Edificações do complexo residencial The Gift	27
Figura 10 – Esquema de ensaio do prisma convencional.....	29
Figura 11 – Esquema do sentido de atuação das tensões de compressão nas paredes e nas vigas de alvenaria estrutural.....	30
Figura 12 – Esquema de ensaio do prisma na vertical para avaliação da resistência à compressão das vigas de alvenaria estrutural.....	31
Figura 13 – Fissuras verticais originadas em vigas sujeitas a flexão	32
Figura 14 – Fissuras horizontais originadas em vigas sujeitas a flexão	33
Figura 15 – Fissuras inclinadas originadas em vigas sujeitas a flexão.....	33
Figura 16 – Fissuras típicas de flexão ocorridas na viga de alvenaria estrutural	34
Figura 17 – Fissuras típicas de cisalhamento ocorridas na viga de alvenaria estrutural	34
Figura 18 – Modelo de cálculo adotado para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada	37
Figura 19 – Modelo de cálculo adotado por Suter e Fenton (1986) para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural subarmada.....	39
Figura 20 – Esquema de ensaio adotado por Fereig (1994)	41
Figura 21 – Esquema ilustrativo das dimensões das vigas de alvenaria estrutural armada estudadas por Landini (2001) – Dimensões em centímetros.....	42
Figura 22 – Unidades de concreto utilizadas por Ring et al. (2012) para a montagem das vigas	44

Figura 23 – Esquema de ensaio das vigas utilizado por Ring et al. (2012).....	45
Figura 24 – Esquema de ensaio adotado por Ramos (2012)	47
Figura 25 – Ilustração das canaletas, dos blocos e dos prismas ensaiados na pesquisa	49
Figura 26 – Exemplo da nomenclatura adotada para as vigas de alvenaria estrutural armada..	50
Figura 27 – Tipos de unidades utilizadas na pesquisa.....	51
Figura 28 – Verificação da resistência à compressão dos blocos vazados.....	51
Figura 29 – Procedimentos seguidos para a estocagem dos agregados.....	53
Figura 30 – Produção do graute.....	55
Figura 31 – Produção do corpo de prova de graute para ensaio de compressão	56
Figura 32 – Ensaio realizado nos corpos de prova de graute	57
Figura 33 – Aspecto visual da argamassa utilizada.....	59
Figura 34 – Instrumentação utilizada para obtenção de deslocamentos, deformações e carregamento aplicado.....	61
Figura 35 – Sistema de aquisição dos dados	61
Figura 36 – Extensômetro colado em placa de PVC	62
Figura 37 – Regularização da superfície dos blocos	63
Figura 38 – Esquema de preparação das canaletas e dos blocos para o grauteamento	64
Figura 39 – Processo de grauteamento exemplificado no bloco	65
Figura 40 – Cura das canaletas e dos blocos grauteados.....	66
Figura 41 – Procedimento de montagem dos prismas grauteados	67
Figura 42 – Esquema da instrumentação utilizada nas canaletas e nos blocos grauteados.....	68
Figura 43 – Detalhe do extensômetro colado diretamente no graute	69
Figura 44 – Esquema de instrumentação utilizado nos prismas grauteados.....	70
Figura 45 – Esquema de ensaio das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados	71
Figura 46 – Ilustração do estribo utilizado nas vigas de alvenaria estrutural armada.....	74
Figura 47 – Detalhamento das vigas de alvenaria estrutural armada – Cotas em centímetros.	74
Figura 48 – Corte das seções transversais – Cotas em centímetros.....	76
Figura 49 – Ilustrações do procedimento realizado para preparar a armação das vigas de alvenaria estrutural	77
Figura 50 – Colagem do extensômetro na armadura longitudinal.....	77
Figura 51 – Montagem da primeira fiada	78
Figura 52 – Esquema de armação das vigas de alvenaria estrutural	79

Figura 53 – Detalhe da fita adesiva utilizada para fixar o estribo na canaleta	79
Figura 54 – Procedimento final realizado para confecção das vigas de alvenaria estrutural armada	80
Figura 55 – Procedimento utilizado para visualização das fissuras	82
Figura 56 – Fluxograma de montagem das vigas de alvenaria estrutural	83
Figura 57 – Esquema básico de instrumentação das vigas.....	84
Figura 58 – Detalhe dos LVDTs fixados na lateral das vigas de 2 e 3 fiadas.....	85
Figura 59 – Local utilizado para a realização dos ensaios das vigas de alvenaria estrutural armada	86
Figura 60 – Esquemas utilizados para os ensaios das vigas de alvenaria estrutural armada – Dimensões em centímetros.....	87
Figura 61 – Gráfico Tensão x Deformação das canaletas e dos blocos grauteados	92
Figura 62 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas grauteados.....	93
Figura 63 – Ilustração da canaleta e do bloco grauteados após o ensaio.....	94
Figura 64 – Exemplo dos prismas grauteados após o ensaio	95
Figura 65 – Histórico de fissuração das vigas canaletas	96
Figura 66 – Histórico de fissuração das vigas V2F1 e V2F2	98
Figura 67 – Histórico de fissuração das vigas V2F3 e V2F4	100
Figura 68 – Histórico de fissuração das vigas V2F6, V2F7 e V2F8.....	101
Figura 69 – Histórico de fissuração das vigas V3F2 e V3F3	103
Figura 70 – Histórico de fissuração das vigas V3F4, V3F5 e V3F6.....	104
Figura 71 – Comparação entre os momentos de fissuração experimentais e teóricos	106
Figura 72 – Gráfico de barras utilizado para a comparação dos momentos fletores últimos experimentais e teóricos, sem os coeficientes de minoração.....	108
Figura 73 – Gráfico de barras utilizado para a comparação dos momentos fletores últimos experimentais e teóricos, com os coeficientes de minoração	110
Figura 74 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas canaletas	112
Figura 75 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F1 e V2F2	112
Figura 76 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F3 e V2F4	113
Figura 77 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F6, V2F7 e V2F8.....	113
Figura 78 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V3F2 e V3F3	114
Figura 79 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V3F4, V3F5 e V3F6.....	114
Figura 80 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC1.....	116
Figura 81 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC2.....	117

Figura 82 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC3.....	117
Figura 83 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC4.....	118
Figura 84 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F1.....	118
Figura 85 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F2.....	119
Figura 86 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F3.....	119
Figura 87 – Gráfico Momento Fletor x Deformações para a viga V2F4	120
Figura 88 – Gráfico Momento Fletor x Deformações para a viga V2F6	120
Figura 89 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F7.....	121
Figura 90 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F8.....	121
Figura 91 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F2.....	122
Figura 92 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F3.....	122
Figura 93 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F4.....	123
Figura 94 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F5.....	123
Figura 95 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F6.....	124
Figura 96 – Domínios de deformação propostos para as vigas de alvenaria estrutural armada – Desenho sem escala.....	127
Figura 97 – Detalhe da região central das vigas canaletas após o ensaio.....	134
Figura 98 – Detalhe da região centra das vigas de 2 fiadas após o ensaio	136
Figura 99 – Detalhe da região centra das vigas de 3 fiadas após o ensaio	139
Figura 100 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas canaletas	143
Figura 101 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas de 2 fiadas.....	146
Figura 102 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas de 3 fiadas.....	151

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Correlação entre altura/espessura e os fatores de correção da resistência a compressão dos prismas	29
Quadro 2 – Valores da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos corpos de prova de argamassa, de graute e dos prismas grauteados utilizados por Landini (2001).....	42
Quadro 3 – Armaduras longitudinais e transversais utilizadas nas vigas estudadas por Landini (2001)	43
Quadro 4 – Descrição das vigas mistas estudadas por Ramos (2012).....	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Grupo de vigas ensaiadas por Landini (2001)	42
Tabela 2 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos sem graute	52
Tabela 3 – Caracterização dos agregados.....	52
Tabela 4 – Materiais e traço utilizados para a produção de graute.....	54
Tabela 5 – Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial nos corpos de prova de graute.	56
Tabela 6 – Resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral em corpos de prova de graute	56
Tabela 7 - Materiais e traço utilizados para a produção da argamassa.....	58
Tabela 8 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial em corpos de prova cúbicos (4x4x4) cm.....	60
Tabela 9 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos (5x10) cm.....	60
Tabela 10 – Descrição das vigas utilizadas na pesquisa.....	72
Tabela 11 – Dados iniciais para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada...	72
Tabela 12 – Armadura longitudinal adotada para as vigas ensaiadas	73
Tabela 13 – Relação das vigas consideradas irmãs	73
Tabela 14 – Resistência média à compressão das canaletas grauteadas.....	89
Tabela 15 – Resistência média à compressão dos blocos grauteados	89
Tabela 16 – Resistência média à compressão dos prismas de canaletas grauteados.....	90
Tabela 17 – Resistência média à compressão dos prismas de blocos grauteados	90
Tabela 18 – Resistência média à compressão dos prismas convencionais grauteados	90
Tabela 19 – Dados utilizados para a realização dos cálculos dos momentos de fissuração e momentos fletores máximos.....	105
Tabela 20 – Comparação entre os momentos de fissuração obtidos e calculados	106
Tabela 21 – Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, sem os coeficientes de minoração	107
Tabela 22 – Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, com os coeficientes de minoração	109
Tabela 23 – Valores de carregamentos quando as vigas atingiram o ELS de deformação excessiva.....	115

Tabela 24 – Encurtamento médio máximo da alvenaria e do graute na flexão e na compressão simples para os elementos constituídos de canaleta	124
Tabela 25 – Encurtamento médio máximo da alvenaria e do graute na flexão e na compressão simples para os elementos constituídos de blocos.....	124
Tabela 26 – Relação entre os domínios de deformação definidos pela NBR 6118:2007 com a profundidade da L.N. real para as vigas de alvenaria estrutural.....	126
Tabela 27 – Relação entre o domínio de deformação proposto e com a profundidade da L.N. real de cada viga	127
Tabela 28 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC1.....	142
Tabela 29 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC2.....	142
Tabela 30 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC3.....	143
Tabela 31 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC4.....	143
Tabela 32 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F1	144
Tabela 33 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F2	145
Tabela 34 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F3	145
Tabela 35 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F4	145
Tabela 36 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F6	145
Tabela 37 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F7	146
Tabela 38 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F8	146
Tabela 39 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F2	150
Tabela 40 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F3	150
Tabela 41 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F4	150
Tabela 42 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F5	150
Tabela 43 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F6	151

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Espessura da seção transversal
d	Altura útil
$d_{adotado}$	Altura útil adotada
d_{real}	Altura útil real
f_{ac}	Resistência à compressão da alvenaria
f_{ak}	Resistência característica à compressão da alvenaria
f_{am}	Resistência média a compressão da argamassa – corpos de prova cilíndricos (5x10) cm
f_{am}^*	Resistência média a compressão da argamassa – corpos de prova cúbicos (4x4x4) cm
f_b^*	Resistência à compressão da canaleta ou do bloco grauteado, ensaiado com as tensões paralelas as juntas de assentamento
f_{bm}^*	Resistência média à compressão da canaleta ou do bloco grauteado, ensaiado com as tensões paralelas as juntas de assentamento
f_{bm}	Resistência média à compressão dos blocos vazados
f_d	Resistência à compressão da alvenaria
f_{gm}	Resistência média a compressão do graute
f_{gtm}	Resistência média a tração por compressão diametral do graute
f_p	Resistência do prisma de bloco grauteado, ensaiado de forma convencional
f_p^*	Resistência à compressão do prisma de canaleta ou de bloco grauteado, ensaiado com as tensões paralelas as juntas de assentamento
f_{pd}^*	Resistência à compressão de cálculo do prisma de bloco ou de canaleta grauteado, ensaiado com as tensões paralelas as juntas de assentamento
f_{pm}	Resistência média do prisma de bloco ou de canaleta grauteado, ensaiado de forma convencional
f_{pm}^*	Resistência média à compressão do prisma de canaleta ou de bloco grauteado, ensaiado com as tensões paralelas as juntas de assentamento
f_{tk}	Resistência característica à tração da alvenaria na flexão
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
h	Altura da seção transversal
h_p	Altura do prisma ensaiado de forma convencional
t_p	Espessura do prisma ensaiado de forma convencional
x	Profundidade da linha neutra
y_t	Distância do centro de gravidade da seção transversal até a fibra mais tracionada
z	Braço de alavanca interno
A_s	Área de armadura longitudinal utilizada

$A_{s,calc}$	Área de armadura longitudinal calculada
CV	Coeficiente de variação
E_m	Módulo de elasticidade médio do graute
I_c	Momento de inércia da seção transversal
M	Momento fletor
M_{max}	Momento fletor máximo
M_r	Momento de fissuração
$M_{r,exp}$	Momento de fissuração experimental
$M_{r,teo}$	Momento de fissuração teórico
$M_{u,exp}$	Momento fletor último experimental
$\bar{M}_{u,exp}$	Momento fletor médio último experimental
$M_{u,teo}$	Momento fletor último teórico calculado com os coeficientes de minoração das resistências
$M_{u,teo}^*$	Momento fletor último teórico calculado sem os coeficientes de minoração das resistências
R_{ac}	Resultante de compressão da alvenaria
R_{st}	Resultante de tração da armadura longitudinal
α	Fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
β_1	Coeficiente que multiplica o valor da profundidade da linha neutra
γ_1	Coeficiente que multiplica a resistência à compressão da alvenaria
ε_a	Deformação da alvenaria
ε_s	Deformação do aço
ε_u	Deformação última da alvenaria comprimida
ε_y	Deformação de escoamento do aço
ε_{yk}	Deformação de escoamento característica do aço
ρ	Taxa de armadura longitudinal
σ_{n-1}	Desvio padrão
ω_{min}	Taxa mecânica mínima de armadura

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	Considerações iniciais.....	17
1.2	Objetivos.....	17
1.2.1	Objetivo geral	17
1.2.2	Objetivo específico	17
1.3	Justificativa	18
1.4	Estrutura da Dissertação	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1	Alvenaria estrutural.....	23
2.1.1	Alvenaria estrutural no Brasil.....	24
2.2	Elementos de alvenaria estrutural armada	28
2.3	Vigas de alvenaria estrutural armada submetidas ao esforço de flexão.....	32
2.4	Estados Limites.....	35
2.4.1	Estado Limite Último (ELU).....	35
2.4.2	Estado Limite de Serviço (ELS).....	35
2.4.3	Hipóteses e modelo de cálculo adotados para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada submetidas à flexão simples	36
2.5	Estudos anteriores	37
2.5.1	Suter e Fenton (1986)	38
2.5.2	Fereig (1994)	40
2.5.3	Landini (2001).....	41
2.5.4	Ring et al. (2012).....	44
2.5.5	Ramos (2012)	46
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	49
3.1	Nomenclatura adotada	49
3.2	Comentários gerais	50
3.3	Material.....	50
3.3.1	Canaletas e blocos de concreto.....	51
3.3.2	Agregados.....	52
3.3.3	Graute	54
3.3.4	Argamassa	58
3.3.5	Aço para armação das vigas de alvenaria estrutural.....	60

3.3.6	Instrumentação de ensaio.....	60
3.4	Método	62
3.4.1	Metodologia de montagem das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados.	63
3.4.2	Metodologia de instrumentação das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados	68
3.4.2.1	Canaletas e blocos grauteados	68
3.4.2.2	Prismas grauteados	69
3.4.3	Metodologia de ensaio das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados	71
3.4.4	Metodologia utilizada para o cálculo da armadura longitudinal e transversal das vigas de alvenaria estrutural armada	72
3.4.4.1	Procedimento de confecção das vigas de alvenaria estrutural armada	74
3.4.5	Metodologia de instrumentação das vigas de alvenaria estrutural armada	83
3.4.6	Metodologia de ensaio das vigas de alvenaria estrutural armada.....	85
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	89
4.1	Resultados obtidos nos ensaios de compressão simples realizados para as canaletas e os blocos grauteados, e para os prismas e os prismas convencionais grauteados	89
4.2	Resultados obtidos por meio dos ensaios de flexão simples realizados nas vigas de alvenaria estrutural armada.....	95
4.2.1	Histórico de fissuração	96
4.2.1.1	Vigas canaletas.....	96
4.2.1.2	Vigas de 2 fiadas.....	98
4.2.1.3	Vigas de 3 fiadas.....	102
4.2.2	Análise dos momentos fletores.....	105
4.2.2.1	Momentos de fissuração	106
4.2.2.2	Momentos fletores últimos	107
4.2.3	Flechas.....	111
4.2.4	Deformações.....	115
4.2.5	Domínios de deformações	125
5	CONCLUSÕES	129
5.1	Comentários finais	131
	REFERÊNCIAS	132
	APÊNDICE A – Detalhes da região central das vigas após os ensaios	134
	APÊNDICE B – Histórico de deformações nas seções transversais	142

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As vigas de alvenaria estrutural armada são elementos estruturais compostos por vários materiais de diferentes propriedades físicas. Na presente pesquisa foram confeccionadas estas vigas utilizando canaletas e blocos de concreto, graute, argamassa e aço, constituindo-se, portanto, em um elemento heterogêneo. Com isto, uma das formas de se estudar seu real comportamento é por meio da análise experimental, obtendo resultados e comparando-os com trabalhos anteriores e com as normas técnicas vigentes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa é analisar o comportamento no estado limite último (momento fletor último) e de serviço (momento de fissuração e flechas limites) de vigas de alvenaria estrutural armada compostas por blocos e canaletas de concreto sujeitas à flexão normal simples e então, comparar os resultados obtidos com os teóricos fornecidos pelas NBR 6118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

1.2.2 Objetivo específico

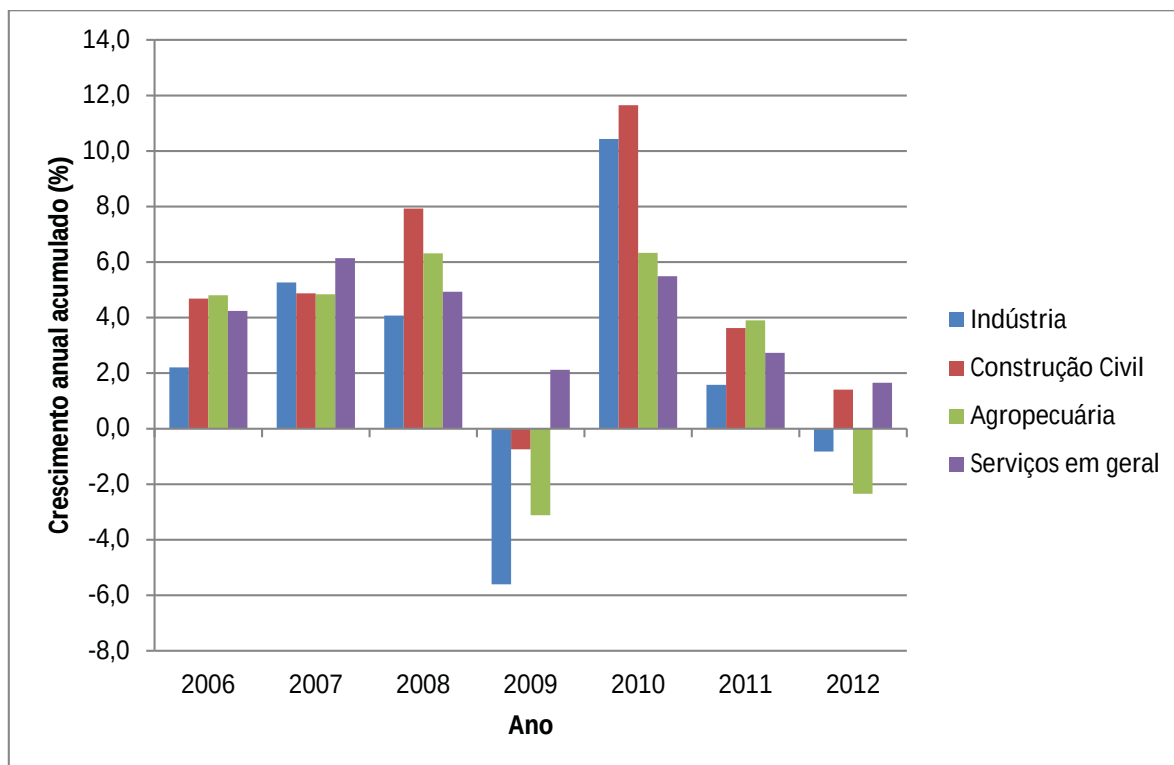
Uma vez ensaiadas e analisadas todas as vigas do presente trabalho, o objetivo específico será comparar os encurtamentos máximos da alvenaria na compressão simples e na flexão.

Ainda, analisar as deformações da seção transversal mais solicitada comparando com a teoria dos domínios de deformação apontada pela NBR 6118 (ABNT, 2007).

1.3 Justificativa

De acordo com a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (2013), a Construção Civil foi um dos setores que mais cresceu nos últimos sete anos em comparação com os setores da Indústria, Agropecuária e Serviços Gerais, como mostra o gráfico da Figura 1.

Figura 1 – Distribuição do crescimento de alguns setores da economia brasileira



Fonte: Câmara Brasileira da Indústria da Construção (2013)

Com a crescente demanda de obras de engenharia, mais especificadamente, obras do setor imobiliário, a alvenaria estrutural tem sido um sistema construtivo muito empregado devido a sua rapidez na execução, agregado a redução de custos. Desta forma, a utilização de vigas de alvenaria estrutural neste sistema construtivo vem sendo mais frequente.

Usualmente, esses elementos estruturais são utilizados nas aberturas de portas e janelas (vergas e contravergas). Mais recentemente estão sendo empregados na construção de muros de arrimo e, em alguns casos de edificações mais altas, nos pavimentos de transição, chamados de pilotis. As Figuras 2, 3 e 4 ilustram a utilização de vigas de alvenaria estrutural com as finalidades mencionadas anteriormente.

Figura 2 – Vergas feitas com canaletas de concreto



Fonte: Dados do próprio autor

Figura 3 – Detalhe da ligação entre vigas de alvenaria estrutural utilizadas em pilotis



Fonte: Cortesia do Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho (2013)

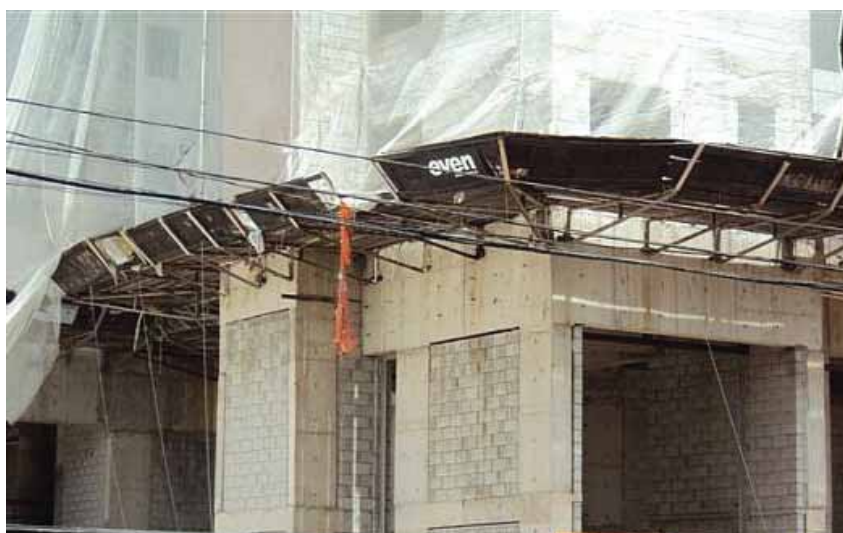
Figura 4 – Vigas de alvenaria estrutural utilizadas para apoiar a laje da edificação



Fonte: Cortesia do Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho (2013)

Entretanto, principalmente no caso dos pilotis, esses elementos são ainda pouco utilizados devido a pouca informação que as normas brasileiras referentes à alvenaria estrutural fornecem aos seus usuários. Sendo assim, pilotis em concreto armado são mais comuns em obras de alvenaria estrutural, como exemplificam as Figuras 5 (a) e 5 (b).

Figura 5 – Exemplos de pilotis feitos de concreto armado em edificações de alvenaria estrutural



(a) Pilotis do edifício residencial *The Gift* na cidade de São Paulo



(b) Detalhe de pilotis em concreto armado

Fonte: Figura 5 (a) – Rocha (2013)

Figura 5 (b) – Cortesia do Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho (2013)

Desta forma, caso haja mais estudos e um melhor entendimento sobre vigas de alvenaria estrutural sujeitas ao esforço de flexão, estes elementos poderão ser empregados com maior frequência em pilotis de edificações de alvenaria estrutural, com uma melhor segurança para quem os dimensiona e os executa; e com isto, gerar vantagens como:

- Redução do desmatamento para fabricação de fôrmas, uma vez que os blocos de concreto do tipo canaleta utilizados nas vigas de alvenaria estrutural servem como fôrma;
- Redução do custo com projetos e mão de obra para a fabricação das vigas de alvenaria estrutural;
- Diminuição na ocorrência de acidentes, devido ao número reduzido de trabalhadores na obra;
- Melhor compatibilização entre os materiais utilizados no pilotis e na edificação de alvenaria estrutural, já que ambos são constituídos pelos mesmos materiais e;
- Diminuição no custo final da obra se os itens acima forem considerados nos cálculos.

1.4 Estrutura da Dissertação

No capítulo 1 foram mostrados os objetivos e as justificativas para a realização deste trabalho.

O capítulo 2 apresentará a revisão bibliográfica levantada, abordando temas sobre a alvenaria estrutural e seu histórico no Brasil, o modo de fissuração de vigas de alvenaria estrutural armada e as hipóteses utilizadas para o dimensionamento da armadura longitudinal. Também neste capítulo, são resumidos cinco trabalhos realizados com o tema: vigas de alvenaria estrutural. Estes trabalhos foram de grande valia para compor a estrutura da pesquisa.

O capítulo 3 mostrará os materiais e métodos utilizados para a montagem, instrumentação e realização dos ensaios de compressão simples nas canaletas e nos blocos grauteados, nos prismas e prismas convencionais grauteados, e de flexão nas vigas de alvenaria estrutural armada.

No capítulo 4 serão apresentados os resultados obtidos as observações realizadas sobre os mesmos.

E finalmente, no capítulo 5 serão mostradas as conclusões do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Alvenaria estrutural

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo tradicional, tendo sido muito utilizada desde o início da atividade humana para executar estruturas com os mais variados fins (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Camacho (2006) cita que a alvenaria estrutural é um processo construtivo em que os principais elementos que desempenham a função estrutural são de alvenaria, sendo estes projetados e dimensionados de forma a suportarem os esforços atuantes e executados de forma racional. Estes esforços são, predominantemente, de compressão e por esta razão o principal conceito estrutural deste sistema construtivo é a transmissão destas tensões do topo para a base.

Segundo Hendry et al. (2004), para projetar a alvenaria estrutural é de grande importância conhecer e entender o comportamento dos materiais que a compõe. Com isto, pode-se entender que cada material possui sua importância dentro do conjunto resistente.

Os esforços atuantes em uma edificação de alvenaria estrutural, de acordo com Ramalho e Corrêa (2003), podem ser divididos em verticais e horizontais, sendo estes:

- Esforços verticais: peso próprio da estrutura, ações das lajes e sobrecargas permanentes e acidentais e;
- Esforços horizontais: ação de ventos e o desaprumo.

As cargas verticais são responsáveis pelo maior nível de tensões de compressão que chegam à base da edificação, enquanto os esforços horizontais são responsáveis pela flexão e cisalhamento que ocorrem nas paredes resistentes, gerando assim tensões de tração e de compressão na alvenaria estrutural.

De acordo com Landini (2001), a essência da alvenaria estrutural está na modulação - compatibilização das dimensões do projeto arquitetônico com as dimensões das unidades (blocos ou tijolos) - e por consequência, obtém-se a racionalização do projeto, equilibrando assim a qualidade, o custo e a produtividade do mesmo. Com isto, consegue-se obter vantagens deste método construtivo, tais como a redução de desperdícios e de materiais utilizados, a rapidez na execução e a racionalização dos serviços, que somadas resultam em baixo custo de produção se comparado com processos construtivos tradicionalmente utilizados. Outra

vantagem da alvenaria estrutural, como citada por Hendry et al. (2004), está na possibilidade de utilizá-la simultaneamente em variadas funções:

- Na absorção e transmissão dos esforços atuantes na estrutura;
- Para a vedação da edificação, gerando a proteção térmica, acústica e contra as intempéries e;
- Na separação dos cômodos da edificação.

2.1.1 Alvenaria estrutural no Brasil

No Brasil, de acordo com Mohamad et al. (2010), somente na década de 1960 que a alvenaria estrutural começou a prevalecer-se como um sistema construtivo racional, sendo utilizada desta maneira pela primeira vez na cidade de São Paulo. Antes desta época, este tipo de sistema construtivo era realizado de modo empírico, sem nenhuma normatização nacional que regesse o seu dimensionamento e sua execução de forma adequada. Ainda segundo os mesmo autores, as edificações em alvenaria estrutural desta época possuíam uma altura relativamente baixa, chegando até quatro pavimentos sem pilotis.

Ramalho e Corrêa (2003) e Mohamad et al. (2010) mostram um resumo das construções em alvenaria estrutural com blocos de concreto nas décadas de 1960 e 1970, com duas destas ilustradas nas Figuras 6 (a) e 6 (b) a seguir:

- 1966 – Conjunto habitacional *Central Park* Lapa, situado na cidade de São Paulo - SP. As edificações feitas em alvenaria estrutural armada de blocos de concreto possuem 4 pavimentos e paredes de 19 cm de espessura;
- 1970 – Edifício Muriti, situado na cidade de São José dos Campos - SP. A edificação possui 16 pavimentos em alvenaria estrutural de blocos de concreto;
- 1972 – Ampliação do conjunto habitacional *Central Park* Lapa. Foram construídos mais 4 edifícios em alvenaria estrutural armada de blocos de concreto com 12 pavimentos cada;
- 1977 – Edifício Jardim Prudêncio, localizado na cidade de São Paulo - SP. Pioneiro em ser o edifício construído em alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto sílico-calcário com 9 pavimentos e paredes de 24 cm de espessura.

Figura 6 – Exemplos de edificações construídas em alvenaria estrutural nas décadas de 1960 e 1970



(a) Edificação do conjunto habitacional
Central Park Lapa



(b) Edifício Muriti

Fonte: www.comunidadeconstrução.com.br

Mohamad et al. (2010) citam que somente na década de 1980 os blocos cerâmicos começaram a ser utilizados na alvenaria estrutural armada e não armada, devido a introdução no mercado de unidades com dimensões modulares e furos na vertical que facilitavam a passagem de instalações elétricas sem que houvesse a necessidade de se rasgar a alvenaria.

Foi nesta época que também começaram a surgir às primeiras normatizações para a alvenaria estrutural de blocos de concreto e blocos cerâmicos. Com isto, foi possível construir edificações com paredes menos espessas (geralmente paredes de 14 cm de espessura) e mais racionais, utilizando melhor as vantagens deste sistema construtivo.

Na década de 1990 vários edifícios foram construídos em alvenaria estrutural com altura mais elevada (até 22 pavimentos) e arquitetura diferenciada, em comparação com os demais edifícios que utilizaram o mesmo sistema construtivo construídos entre as décadas de 1960 a 1980. São destacados alguns exemplos deste tipo de edifício construídos neste período:

- 1989/1990 – COHAB Parque D. Pedro, situado na cidade de São Paulo. Conjunto habitacional com 3 edifícios feitos em alvenaria estrutural de blocos de concreto sobre pilotis de concreto armado. Cada edifício possui 18 pavimentos, o pavimento de transição e paredes de 19 cm de espessura.

- 1994 – Edifício residencial Solar dos Alcântara, localizado na cidade de São Paulo. Edifício residencial com uma laje de transição em concreto armado, feita no pavimento térreo na qual foi erguida a alvenaria estrutural do 1º até o 21º pavimento, com blocos de concreto de 14 cm de espessura.
- 1998 – *Park Sul Centro Empresarial*, situado na cidade de Matias Barbosa - MG. Conjunto de edifícios destinados a atividades empresariais, construído em alvenaria estrutural de blocos de concreto, ocupando uma área de 180.000 m². O destaque está na arquitetura diferenciada que se conseguiu nos edifícios.

As Figuras 7 (a), 7 (b) e 8 ilustram tais construções.

Figura 7 – Exemplos de edificações feitas de alvenaria estrutural na década de 1990



(a) Edifícios da COHAB Parque D. Pedro



(b) Edificação residencial Solar dos Alcântara

Fonte: Figura 7 (a) – www.comunidade-da-construcao.com.br

Figura 7 (b) – Darini (2006)

Figura 8 – Edificação do conjunto empresarial *Park Sul*



Fonte: Autor (2001)

Atualmente, a alvenaria estrutural é um sistema construtivo que vem sendo cada vez mais difundido no Brasil e apresentando obras cada vez mais diferenciadas no aspecto arquitetônico, como mostra a Figura 9.

Figura 9 – Edificações do complexo residencial *The Gift*



Fonte: www.maps.google.com.br (2013)

A Figura 9 ilustra o conjunto de edifícios residenciais de alto padrão *The Gift*, situado na cidade de São Paulo, com 5 pares de edifícios de 19 pavimentos cada, construídos com blocos de concreto.

Isto evidencia que as construções em alvenaria estrutural estão se tornando frequentes no cenário nacional, utilizando de arquitetura cada vez mais arrojada e aproveitando melhor as vantagens que este sistema construtivo oferece.

2.2 Elementos de alvenaria estrutural armada

De acordo com Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011), por meio da NBR 15961-1, define-se elemento de alvenaria estrutural armada àquele que possui armaduras passivas consideradas para resistir aos esforços solicitantes.

Segundo Hendry et al. (2004), há várias formas de se armar a alvenaria estrutural. Entre elas, pode-se citar:

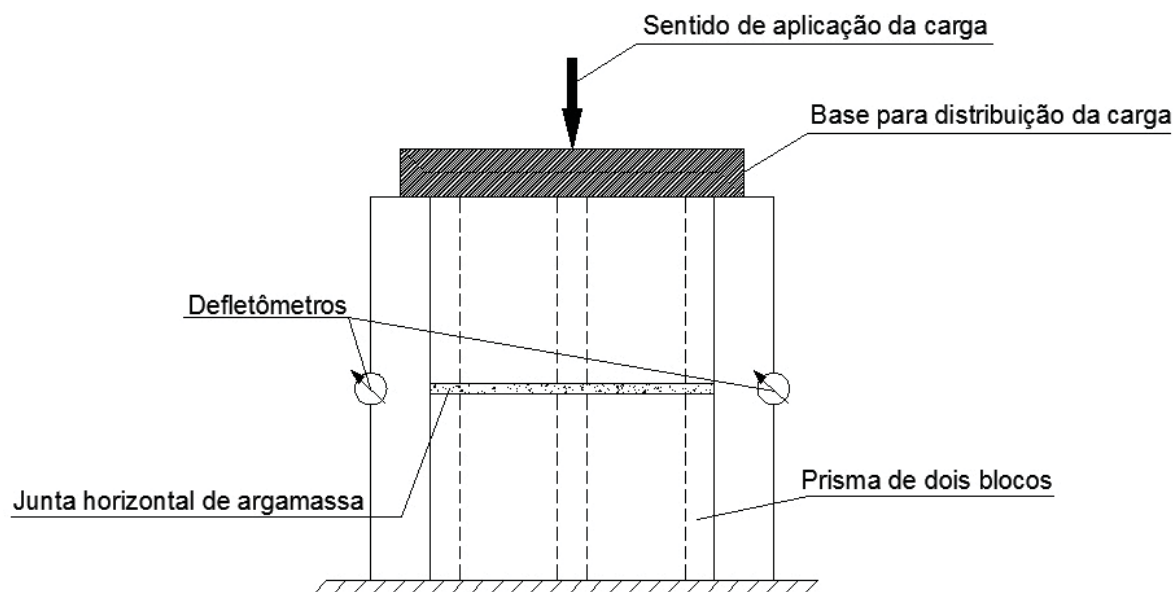
- Dispor as barras de aço horizontalmente, no meio das juntas de assentamento e no meio das juntas de amarração entre paredes e;
- Dispor as barras de aço na horizontal e na vertical dentro dos vazados das unidades.

Ramalho e Corrêa (2003) citam que a alvenaria estrutural armada é utilizada principalmente em elementos submetidos aos esforços de flexão e cisalhamento, garantindo que as tensões de tração sejam resistidas pelo aço e, conseqüentemente, aumentam a resistência do conjunto. Ainda segundo os mesmos autores, os materiais que compõem a alvenaria estrutural armada são: unidades (blocos ou tijolos), argamassas, graute e o aço.

Entende-se que o comportamento da alvenaria estrutural armada e não armada depende não somente da capacidade e qualidade de cada material utilizado, mas também da interação física entre eles. Uma das formas mais utilizadas para estimar o comportamento da alvenaria estrutural é o ensaio de prismas.

Os prismas são elementos formados pela superposição das unidades, unidas com argamassa que, no caso de unidades vazadas, podem ou não ser preenchidos com graute. A Figura 10 mostra o esquema de ensaio aplicado ao prisma convencional.

Figura 10 – Esquema de ensaio do prisma convencional



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnica (2011)

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011) de acordo com a NBR 15961-1 cita no item 6.2.5.3 que a resistência característica à compressão da alvenaria pode ser adotada como 70% da resistência à compressão do prisma convencional. Já American Society for Testing and Materials- ASTM (2012) mostra na C1314 as relações entre a resistência à compressão do prisma e a resistência da alvenaria em função das dimensões do prisma, como se verifica no Quadro 1.

Quadro 1 – Correlação entre altura/espessura e os fatores de correção da resistência à compressão dos prismas

$*h_p/t_p$	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Fator de correção	0,75	0,86	1,0	1,04	1,07	1,15	1,22
*Relação entre a altura e a espessura do prisma							

Fonte: ASTM (2012)

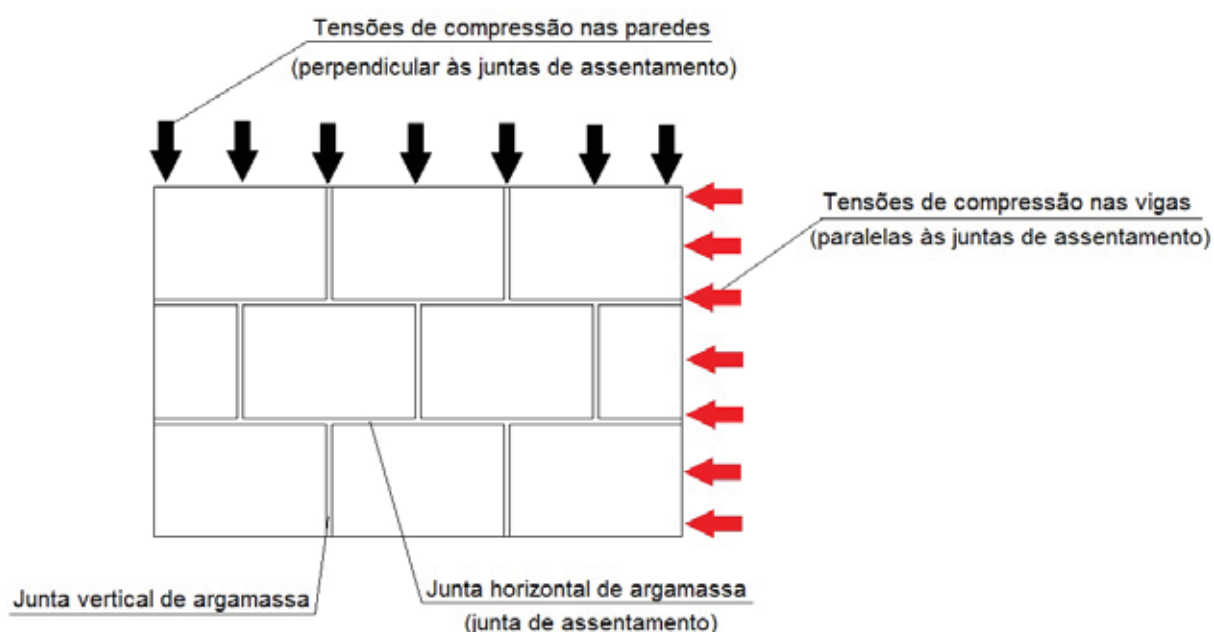
Caso o valor da relação h_p/t_p estiver entre dois valores mostrado no Quadro 1, deve-se então realizar uma interpolação linear para o cálculo do fator de correção.

Exemplificando o cálculo da resistência da alvenaria baseada nos prismas, tomamos 5 prismas grauteados de 2 blocos com dimensões de: 14 cm x 19 cm x 29 cm. Para cada prisma ensaiado à compressão, obtém-se o valor da sua resistência e multiplica-se este valor pelo fator de correção. Neste caso será necessário realizar a interpolação linear, já que a relação h_p/t_p resultará em valores diferentes do Quadro 1. Com as resistências à compressão dos prismas já

multiplicadas pelo fator de correção, realiza-se a média aritmética, calculando assim a resistência média à compressão da alvenaria.

Ring et al. (2012) mencionam que diferentemente das paredes feitas de alvenaria estrutural, onde as tensões de compressão atuam perpendicularmente às juntas de assentamento, nas vigas de alvenaria estrutural estas tensões atuam paralelamente à estas juntas, conforme o exemplo da Figura 11.

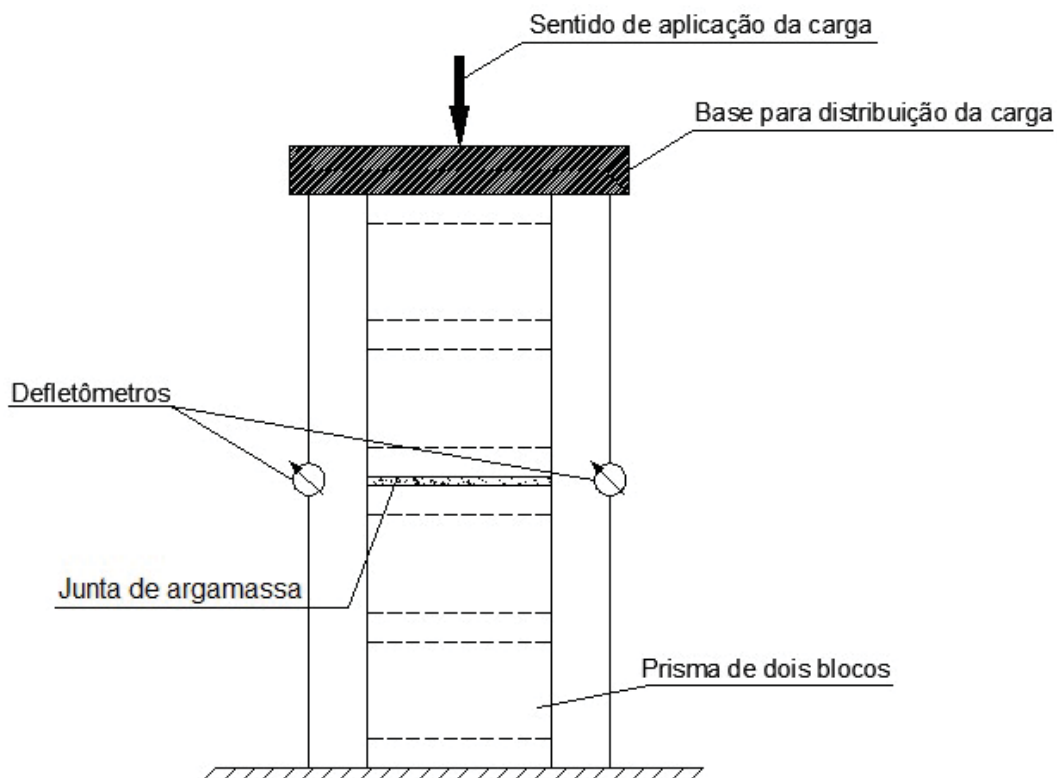
Figura 11 – Esquema do sentido de atuação das tensões de compressão nas paredes e nas vigas de alvenaria estrutural



Fonte: Dados do próprio autor

Desta forma, para uma avaliação prévia da resistência à compressão da alvenaria em vigas de alvenaria estrutural, os prismas devem então ser ensaiados com o comprimento das unidades na vertical, conforme ilustra a Figura 12.

Figura 12 – Esquema de ensaio do prisma na vertical para avaliação da resistência à compressão das vigas de alvenaria estrutural



Fonte: Dados do próprio autor

Sendo que a junta de argamassa ilustrada na figura acima representa a junta vertical de argamassa na viga de alvenaria estrutural.

Segundo Parsekian et al. (2012), a resistência do prisma ensaiado como ilustrado na Figura 12 pode ser significativamente menor do que a resistência à compressão dos prismas convencionais.

Em trabalhos realizados por Lee et al. (1984), Wong and Drysdale (1985) e Khalaf (1997), citados por Ring et al. (2012), concluiu-se que a resistência à compressão dos prismas ensaiados com as tensões atuando paralelamente às juntas de assentamento varia de 12 até 55% da resistência à compressão dos prismas ensaiados convencionalmente. Esta variação, segundo Ring et al. (2012), se deve ao fato das diferenças entre os prismas estudados em cada um destes trabalhos.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011) estabelece através da NBR 15961-1 que, quando as tensões de compressão atuam paralelamente as juntas horizontais, a resistência à compressão da alvenaria estrutural na flexão pode ser adotada igual à resistência desta na compressão simples, caso a região comprimida esteja totalmente grauteada. Caso contrário, a

resistência da compressão da alvenaria na flexão é admitida como 50% da mesma na compressão simples.

2.3 Vigas de alvenaria estrutural armada submetidas ao esforço de flexão

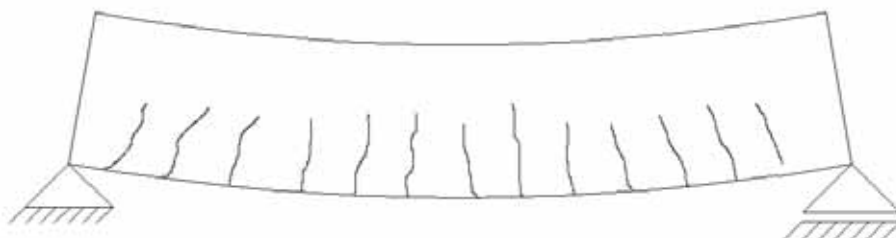
Como conhecido no ramo da Engenharia Civil, as vigas são elementos que estão predominantemente submetidas à flexão, gerando assim tensões normais de tração e de compressão nas seções transversais.

Quando um elemento estrutural está sujeito à flexão, ocorrerá com o aumento gradual do carregamento o surgimento de fissuras, podendo levar este elemento ao colapso caso o carregamento não cesse.

Landini (2001) cita que uma viga de concreto armado pode apresentar três tipos básicos de fissuras:

- Fissuras verticais: que são caracterizadas como fissuras de flexão, surgindo na borda mais tracionada e caminhando até a borda mais comprimida da peça, sendo que em teoria, o espaçamento entre elas são iguais, como ilustra a Figura 13.

Figura 13 – Fissuras verticais originadas em vigas sujeitas a flexão



Fonte: Landini (2001)

- Fissuras horizontais: que são caracterizadas como fissuras de aderência, na qual a tensão resistente de aderência entre a armadura e o concreto é menor que a tensão atuante na armadura longitudinal, surgindo na linha das armaduras de tração, como mostra a Figura 14.

Figura 14 – Fissuras horizontais originadas em vigas sujeitas a flexão



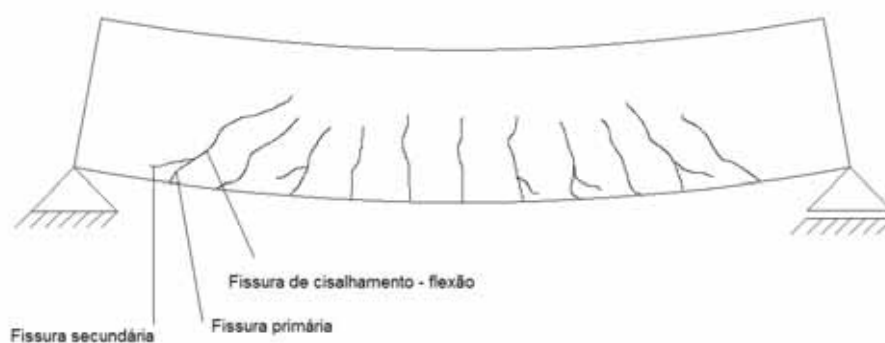
Fonte: Landini (2001)

- Fissuras inclinadas: que são caracterizadas por ocorrerem antes das fissuras de flexão e próxima destas (fissuras de cisalhamento) ou conjuntamente as fissuras de flexão, sendo uma extensão destas fissuras (fissuras de cisalhamento-flexão), como exemplificam as Figuras 15 (a) e (b).

Figura 15 – Fissuras inclinadas originadas em vigas sujeitas a flexão



(a) Fissuras inclinadas – Cisalhamento da alma

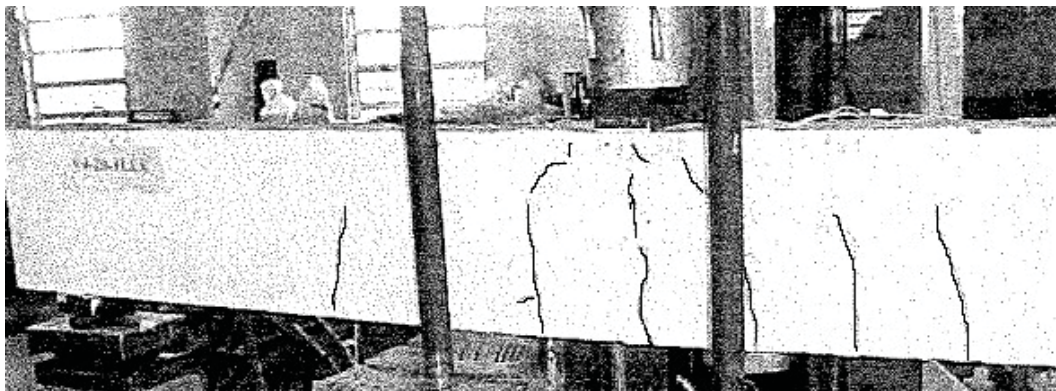


(b) Fissuras inclinadas – Cisalhamento - Flexão

Fonte: Landin (2001)

Por meio dos trabalhos realizados por Landini (2001) e Ramos (2012) pôde-se perceber que as vigas de alvenaria estrutural possuem um histórico de fissuração semelhante às vigas de concreto armado, como mostram as Figuras 16 e 17.

Figura 16 – Fissuras típicas de flexão ocorridas na viga de alvenaria estrutural



Fonte: Landini (2001)

Figura 17 – Fissuras típicas de cisalhamento ocorridas na viga de alvenaria estrutural



Fonte: Ramos (2012)

Suter e Fenton (1986) concluíram que a existência das fissuras de retração entre o graute e o bloco podia beneficiar a resistência das vigas de alvenaria estrutural armada. Segundo os autores, sem a ocorrência das fissuras de retração, não haverá a existência de um espaço entre o graute e o bloco e, pela diferença entre o coeficiente de *Poisson* do graute e do bloco, ao atingir uma tensão próxima a de ruptura, a tendência do graute será de empurrar a parede do bloco para fora, causando a ruptura do bloco na região comprimida. Com a existência deste espaço criado pela fissura de retração, ao se atingir uma tensão próxima a de ruptura, primeiramente o graute irá preencher este espaço para posteriormente aplicar uma força sobre a parede do bloco e, desta forma, o bloco romperá com uma tensão maior, comparando com o caso de não haver a ocorrência das fissuras de retração.

2.4 Estados Limites

Para que as vigas de uma estrutura suportem todas as solicitações de maneira estável, sem que haja a ruptura e grandes deformações, é necessário que se faça o dimensionamento verificando as condições limitantes da mesma, ou seja, os estados limites últimos e de serviço.

2.4.1 Estado Limite Último (ELU)

Define-se estado limite último como o “estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT, 2007, p. 4).

Desta forma, o estado limite último não se caracteriza somente quando a estrutura entra em colapso, mas também quando os materiais que a compõem atingem as deformações específicas máximas definidas por normas técnicas.

Para garantir a segurança das estruturas de alvenaria estrutural, algumas verificações quanto ao ELU devem ser realizadas, a qual se destaca neste trabalho o de esgotamento da capacidade resistente da estrutura (viga de alvenaria estrutural armada).

De acordo com Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), conforme a NBR 6118, as vigas de concreto armado sofrem a ruptura na flexão quando o aço atinge uma deformação específica de alongamento de 10‰ ou o concreto atinge uma deformação específica de encurtamento de 3,5‰, na qual as mesmas hipóteses são adotadas para as vigas de alvenaria estrutural armada.

Entretanto, segundo Ramos (2012), como na NBR 15961-1 (ABNT, 2011) o valor da resistência do aço é limitado em 50% do valor da tensão de escoamento do mesmo, isto faz com que o limite de escoamento do aço diminua e, conseqüentemente, ocasione na utilização de uma taxa maior de armadura longitudinal.

2.4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Os estados limites de serviço estão relacionados com danos causados à estrutura e que afetam a funcionalidade, aparência, conforto e durabilidade das mesmas. A verificação quanto ao ELS que se destaca neste trabalho é com relação às deformações excessivas sofridas pelas vigas de alvenaria estrutural armada, ou seja, com relação às flechas atingidas pelas mesmas durante os ensaios.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) informa no item 10.3 da NBR 15961-1 que os elementos estruturais que servem para apoiar a alvenaria não podem apresentar deslocamentos maiores do que $L/500$ ou 10mm.

O cálculo do momento de fissuração para as vigas de alvenaria estrutural armada será realizado utilizando a Eq. (1) fornecida pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007) mostrada no item 17.3.1 da NBR 6118:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot I_c}{y_t} \quad (1)$$

No qual o valor de α equivale a 1,5 (seção retangular); I_c é o momento de inércia da seção transversal da viga de alvenaria estrutural; y_t é a distância do centro de gravidade da seção transversal da viga de alvenaria estrutural até a fibra mais tracionada e f_{tk} é a resistência à tração da alvenaria na flexão.

2.4.3 Hipóteses e modelo de cálculo adotados para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada submetidas à flexão simples

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011) adota na NBR 15961-1 o critério dos estados limites para o dimensionamento da alvenaria estrutural armada e não armada. Entretanto, no presente trabalho, o dimensionamento da armadura longitudinal e transversal das vigas de alvenaria estrutural será realizado de acordo com Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), como definido na NBR 6118.

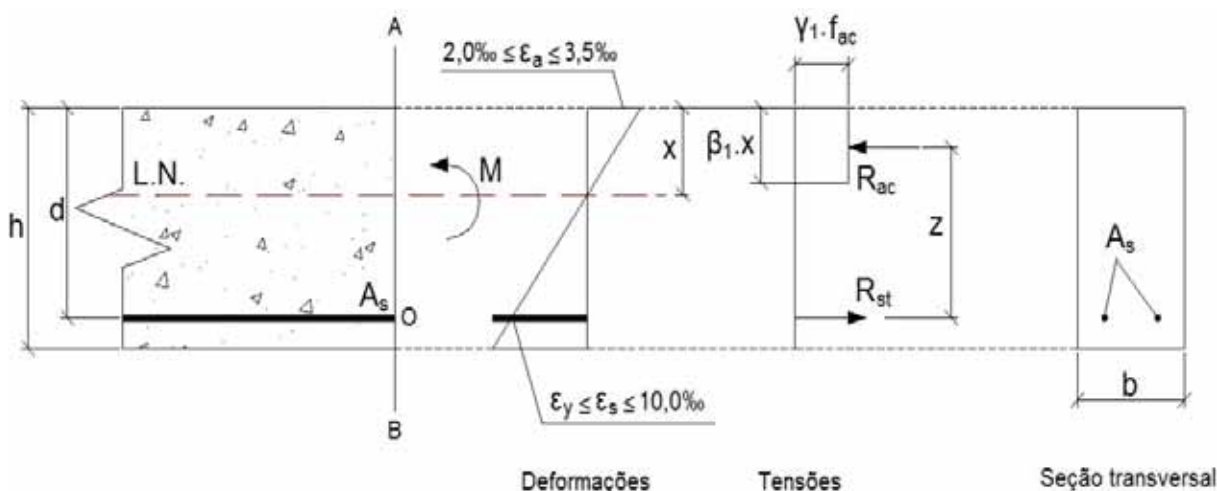
Então o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada serão consideradas hipóteses semelhantes às consideradas para as vigas de concreto armado:

- a) As seções transversais planas permanecem planas após a deformação (hipótese de Bernoulli). Com isto, o diagrama de deformação da seção é linear;
- b) É considerada a solidariedade perfeita entre a armadura longitudinal e o graute que a envolve;
- c) As tensões de tração da alvenaria podem ser desprezadas. Assim, somente a armadura longitudinal irá resistir às tensões de tração decorrentes do esforço de flexão;

- d) A distribuição das tensões de compressão na alvenaria se faz segundo o diagrama retangular uniforme, com o valor das tensões de compressão igual a $\gamma_1 \cdot f_{ac}$ e profundidade da L.N. igual a $\beta_1 \cdot x$, no qual os valores adotados para γ_1 é 1,0 e β_1 é 0,8;
- e) A ruína da seção transversal é caracterizada pelas deformações específicas máximas atingidas pela alvenaria e/ou pela armadura longitudinal. Desta forma:
- Os encurtamentos máximos da alvenaria no estado limite último são:
 - $\varepsilon_{au} = 3,5\text{‰}$ (*compressão na flexão*);
 - O alongamento máximo da armadura longitudinal tracionada no estado limite último é:
 - $\varepsilon_{su} = 10,0\text{‰}$ (*tração na flexão*).

O dimensionamento será realizado pelo equilíbrio de forças internas geradas na seção transversal mais solicitada da viga de alvenaria estrutural armada, considerando que o aço atinja a tensão de escoamento (f_{yk}) e a alvenaria atinjam a tensão de esmagamento (f_{ac}), segundo o esquema ilustrado na Figura 18.

Figura 18 – Modelo de cálculo adotado para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada



Fonte: Dados do próprio autor

2.5 Estudos anteriores

Os resumos dos estudos mostrados a seguir discorrem sobre vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidas à flexão. Nestes, os autores tentaram entender melhor o comportamento destas vigas quanto aos modos de ruptura e fissuração, ao método de dimensionamento e às deformações sofridas no decorrer dos ensaios.

2.5.1 Suter e Fenton (1986)

Os autores estudaram o comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada submetidas à flexão, cujos principais objetivos eram analisar os modos de ruptura, determinar a resistência das vigas e o encurtamento último da alvenaria na flexão.

O programa experimental composto por Suter e Fenton (1986) consistiu em ensaiar 97 vigas de alvenaria subarmada e superarmada, construídas entre os anos de 1977 a 1983, das quais:

- 78 foram vigas armadas e grauteadas, feitas com alvenaria de blocos de concreto;
- 5 foram vigas armadas e grauteadas, feitas com alvenaria de tijolos;
- 14 foram vigas armadas, feitas com alvenaria de tijolos.

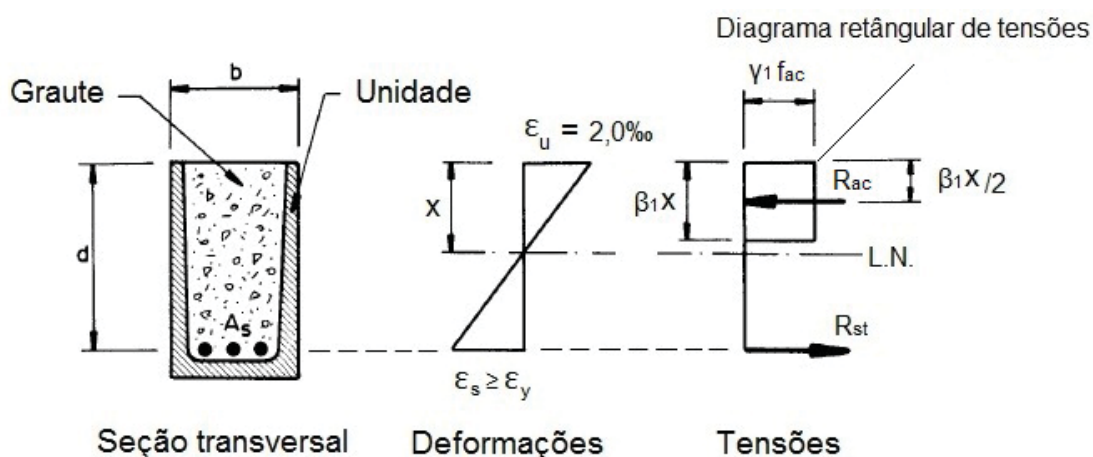
Parâmetros como a altura útil (d), a taxa de armadura (ρ), o tipo e a resistência das unidades e o tipo de graute foram sendo variados para avaliar o efeito do esforço de flexão nas vigas estudadas.

Para obter as leituras de deformação na região mais comprimida da seção transversal, as vigas foram instrumentadas com extensômetros, sendo estes aparelhos fixados na região superior das vigas, com metade do seu comprimento na unidade e a outra metade no graute.

O critério de dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada utilizado na pesquisa foi similar ao critério utilizado para vigas de concreto armado. De acordo com Suter e Fenton (1986), estudos anteriores mostraram que o comportamento entre estes dois tipos de vigas é similar e que este tipo de aproximação é muito comum na prática da Engenharia Civil.

A Figura 19 mostra o esquema de dimensionamento adotado para as vigas de alvenaria estrutural subarmada.

Figura 19 – Modelo de cálculo adotado por Suter e Fenton (1986) para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural subarmada



Fonte: Suter e Fenton (1986)

Por meio dos resultados, os autores obtiveram a expressão da capacidade resistente das vigas de alvenaria estrutural subarmadas, como mostra a Eq. (2):

$$M_u = \varphi \cdot \rho \cdot f_{yk} \cdot b \cdot d^2 \cdot \left[1 - 0,33 \cdot \rho \cdot \left(\frac{f_{yk}}{f_{ac}} \right) \right] \quad (2)$$

Então, Suter e Fenton (1986) concluíram que:

- As vigas de alvenaria estrutural armada possuíam um comportamento semelhante às vigas de concreto armado e, aparentemente, as trincas de retração ocorridas na interface graute/bloco não afetaram a resistência das vigas à flexão;
- Nas vigas subarmadas a ruptura ocorreu com o escoamento da armadura seguido da ruptura da alvenaria na região mais comprimida, enquanto nas vigas superarmadas a ruptura se deu pelo esmagamento da alvenaria na região mais comprimida, seguido do escoamento da armadura;
- As deformações sofridas pela alvenaria comprimida das vigas de alvenaria estrutural feitas com blocos de concreto variaram de 2,16‰ até 5,24‰ e;
- O valor médio da deformação última da alvenaria (ϵ_u) foi de 3,4‰;

2.5.2 Fereig (1994)

O autor investigou o efeito da armadura transversal nas vigas de alvenaria estrutural armada de blocos de concreto submetidas à flexão, avaliando a contribuição da armadura de corte para a resistência destes elementos ao esforço de cisalhamento.

Foi composto um programa experimental no qual foram ensaiadas 20 vigas de alvenaria estrutural armadas longitudinalmente e transversalmente. Todas possuíam a seção transversal de (19x40) cm e foram construídas com 2 fiadas, a primeira de canaletas e a segunda de blocos. Para a confecção das vigas, foram utilizados:

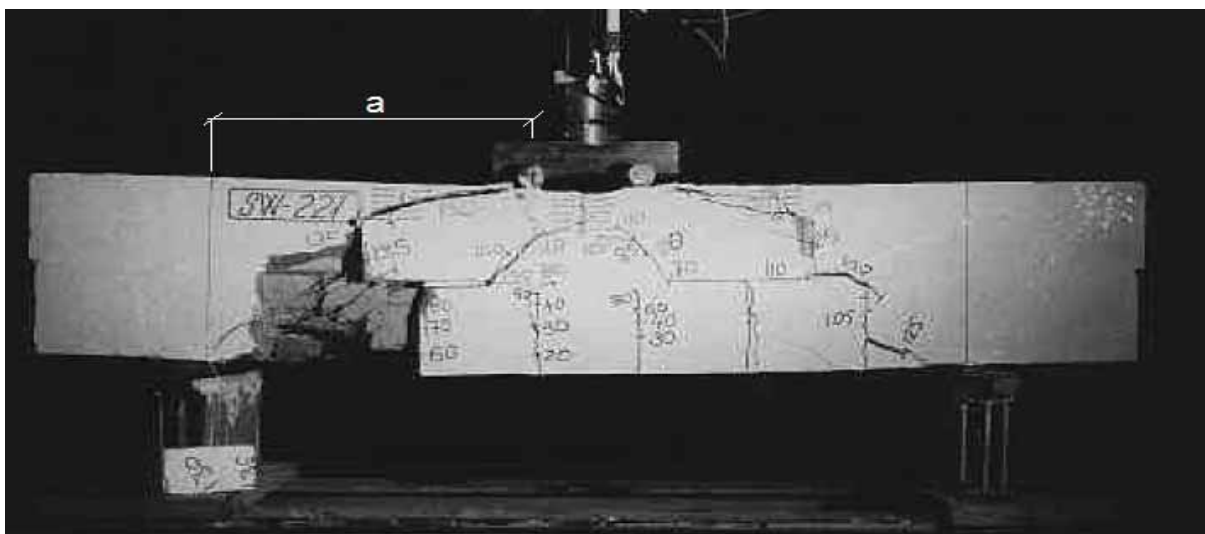
- Blocos de concreto com resistência média à compressão de 9,62;
- Argamassa tipo S, com resistência média à compressão de 16,4 MPa;
- Graute com *slump* de 20 cm e resistência média à compressão de 18,7 MPa e;
- Aço para compor as armaduras longitudinais e transversais, sendo as armaduras longitudinais compostas por barras com diâmetros de 12 mm e 18 mm e as armaduras transversais compostas por barras com diâmetros de 6 mm, 8 mm e 10 mm.

Como o parâmetro variante principal foi à relação a/d , a análise dos ensaios consistiu em dividir o conjunto de vigas em dois grupos: o primeiro com vigas que possuía a relação a/d próxima a 1,9 e o segundo com a relação a/d próxima a 3,9.

Primeiramente, as vigas foram montadas e após dois dias concretadas. Esta espera na concretagem ocorreu para que a argamassa de assentamento ganhasse resistência suficiente na hora da vibração do graute aplicado. Com relação à cura, as mesmas foram cobertas com filme plástico e molhadas todos os dias, evitando que a água evaporasse. Este procedimento ocorreu até o dia anterior ao ensaio de cada viga.

O esquema de ensaio consistiu em aplicar duas cargas concentradas, adotando o esquema estático biapoiado. A Figura 20 ilustra o esquema de ensaio adotado e a distância a utilizada na relação a/d .

Figura 20 – Esquema de ensaio adotado por Fereig (1994)



Fonte: Fereig (1994)

A partir da análise dos ensaios, Fereig (1994) chegou as seguintes conclusões:

- As fissuras nas vigas de alvenaria estrutural armada se propagam ao longo das juntas horizontais e verticais, limitando assim a efetividade da armadura transversal na resistência ao cisalhamento destas vigas. Desta forma, a utilização da analogia de treliça para o cálculo da armadura transversal superestima a contribuição desta armadura ao esforço cortante e;
- Em vigas sem a armadura transversal, quanto maior a presença do esforço cortante, ou seja, quanto menor a ocorrência da flexão pura, menor a capacidade da viga ao esforço de flexão.

2.5.3 Landini (2001)

O autor analisou o comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, confeccionadas com canaletas e blocos de concreto e sujeitas à flexão. Os resultados experimentais foram então comparados com os teóricos obtidos segundo o método de dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural armada fornecido pelas normas NBR 10837, ACI 530 e BSI 5628.

O programa experimental consistiu em ensaiar 4 vigas de alvenaria estrutural armada variando somente a altura das vigas e a taxa de armadura. Destas, duas foram armadas para que rompessem pelo esforço de flexão e as outras duas pelo esforço de cisalhamento, como mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Grupo de vigas ensaiadas por Landini (2001)

Altura das vigas	Descrição
2 fiadas	Viga armada para romper a flexão (V 2BL-FL)
	Viga armada para romper ao cisalhamento (V 2BL-CIS)
3 fiadas	Viga armada para romper a flexão (V 3BL-FL)
	Viga armada para romper ao cisalhamento (V 3 BL-CIS)

Fonte: Landini (2001)

Para cada viga, corpos de prova de argamassa, de graute, blocos e prismas convencionais foram ensaiados, obtendo assim a resistência à compressão e o módulo de elasticidade destes elementos, como mostra o Quadro 2.

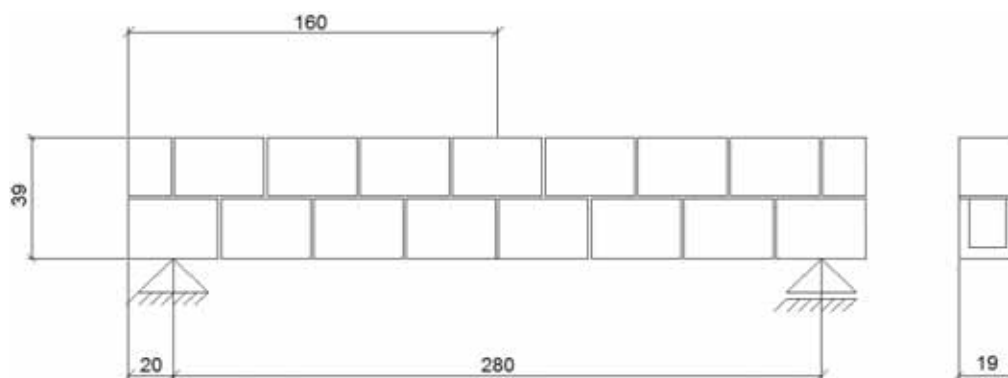
Quadro 2 – Valores da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos corpos de prova de argamassa, de graute e dos prismas grauteados utilizados por Landini (2001)

-	Graute	Argamassa	Bloco	Prisma
Resistência à compressão (MPa)	15,60	6,50	14,90	10,20
Módulo de elasticidade (GPa)	24,4	10,7	15,4	18,4

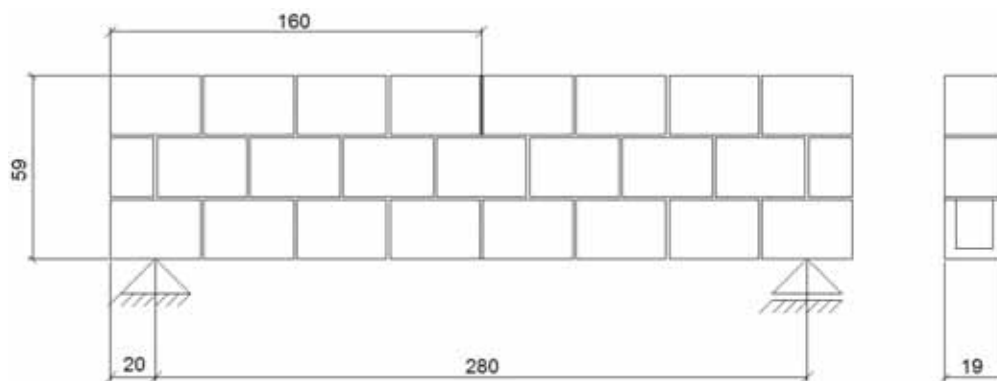
Fonte: Landin (2001)

As 4 vigas possuíam o esquema estático biapoado com uma carga aplicada no meio do vão, como exemplificam as Figuras 21 (a) e (b)

Figura 21 – Esquema ilustrativo das dimensões das vigas de alvenaria estrutural armada estudadas por Landini (2001) – Dimensões em centímetros



(a) Viga de 2 fiadas



(b) Viga de 3 fiadas

Fonte: Landin (2001)

O processo de montagem das vigas contou primeiramente com o preparo das armaduras longitudinais e transversais, instrumentando-as com extensômetros. Após a primeira fiada de canaleta ser montada, as armaduras foram inseridas e desta forma as outras fiadas foram levantadas com blocos. No final deste processo as vigas foram grauteadas, esperando 28 dias para a cura das mesmas. Todas as juntas foram argamassadas utilizando a espessura de 1 cm.

Com relação às armaduras, as vigas que teoricamente romperiam pelo esforço de flexão possuíam a área de armadura longitudinal 3 vezes menor e uma taxa de armadura de cisalhamento 2 vezes maior se comparadas com aquelas que teoricamente romperiam pelo esforço de cisalhamento, como mostra o Quadro 3.

Quadro 3 – Armaduras longitudinais e transversais utilizadas nas vigas estudadas por Landini (2001)

Viga	Área de armadura longitudinal (cm ²)	Área de armadura transversal (cm ²)	Taxa de armadura transversal (cm ² /m)
V 2BL-FL	2,46	0,62	3,10
V 3BL-FL			
V 2BL-CIS	6,28	0,28	1,40
V 3 BL-CIS			

Fonte: Landini (2001)

Por meio dos dados obtidos por Landini (2001), o mesmo concluiu que:

- O estado limite último de todas as vigas se caracterizou pelo escoamento da armadura longitudinal, mesmo para as vigas em que era esperado o escoamento da armadura transversal;
- No caso das vigas que deveriam romper a flexão, o efeito arco pode ter contribuído para a resistência da viga mais alta (V 3BL), fato não evidenciado para a viga mais baixa (V

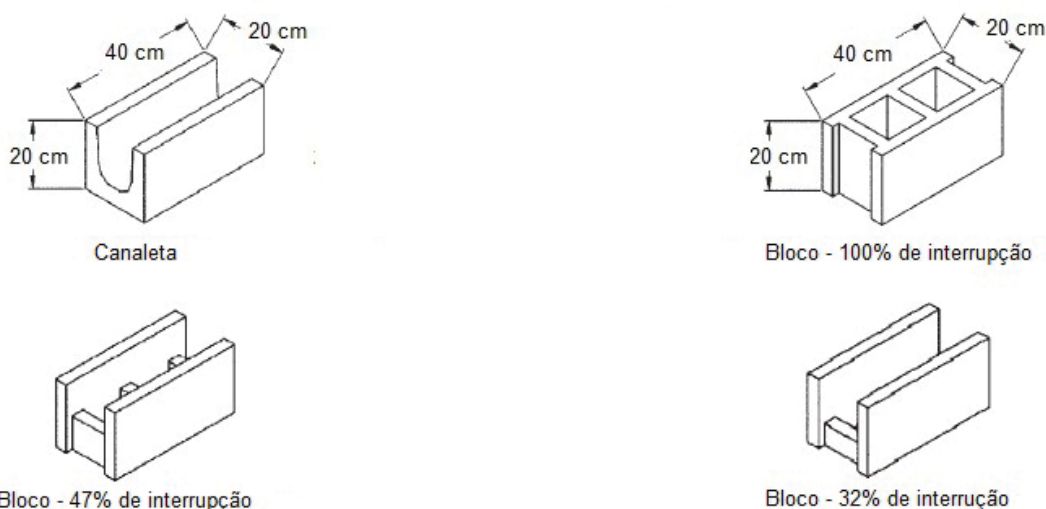
2BL). Desta forma, o comportamento proposto pelas normas ACI 530 e BSI 5628 podem ser contra a segurança para vigas mais baixas;

- As primeiras fissuras a surgirem foram verticais caracterizadas como de flexão, nas juntas verticais e, com o passar dos ensaios, se inclinavam para o ponto de aplicação de carga e;
- O próprio modo de confecção das vigas (utilizando argamassa em todas as juntas de assentamento e o graute) cria pontos frágeis no elemento estrutural, podendo estar colaborando para o comportamento não solidário dos diferentes materiais.

2.5.4 Ring et al. (2012)

Os autores estudaram a diferença entre a resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto com as tensões de compressão atuando paralelamente e perpendicularmente às juntas de assentamento para três níveis de interrupção do grauteamento, que correspondia à retirada de parte das paredes transversais dos blocos. A Figura 22 ilustra os blocos utilizados no trabalho.

Figura 22 – Unidades de concreto utilizadas por Ring et al. (2012) para a montagem das vigas



Fonte: Ring et al. (2012)

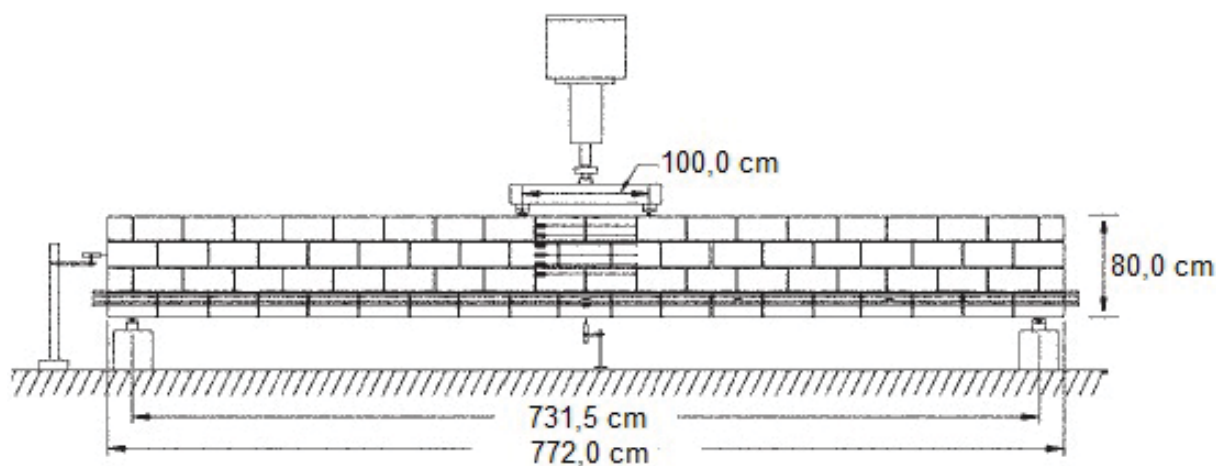
Esta comparação se deu utilizando a resistência à compressão da alvenaria na flexão (vigas de alvenaria estrutural armada) com a resistência da alvenaria na compressão simples (prismas convencionais de blocos grauteados).

Para os ensaios foram montadas 9 vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto utilizando armadura longitudinal e transversal, separadas em 3 grupos em função do nível de interrupção do grauteamento. Para a montagem das vigas foram utilizados os seguintes materiais:

- Blocos e canaletas, com a resistência média à compressão dos blocos vazados de 25,4 MPa em relação a área líquida;
- Argamassa tipo S, com a resistência média à compressão de 21,3 MPa;
- Graute com a resistência à compressão de 23,7 MPa e *slump* de 27 cm e;
- Aço utilizado para as armaduras longitudinais e transversais, com resistência média ao escoamento de 492 MPa, resistência média a ruptura de 632 MPa e deformação de escoamento de 2,6%.

Cada viga possuía 4 fiadas, sendo que a primeira constituía-se de canaletas e as três restantes de blocos. Desta forma, a seção transversal possuía dimensões de (20x80) cm, com as vigas de 772,0 cm de comprimento e vão de 713,5 cm. O esquema de ensaio adotado está ilustrado na Figura 23.

Figura 23 – Esquema de ensaio das vigas utilizado por Ring et al. (2012)



Fonte: Ring et al. (2012)

Todas as vigas estavam superarmadas de tal forma que a ruptura ocorresse pelo esmagamento da alvenaria.

As vigas foram instrumentadas para obter leituras de flecha, deslocamentos fora do plano, giro, deformação da armadura longitudinal e gradiente de deformação ao longo da seção transversal mais solicitada.

Na comparação entre a resistência à compressão da alvenaria na direção paralela (flexão) e perpendicular (compressão simples) às juntas de assentamento foram montados 5 prismas de blocos. Para tal, utilizou-se dos blocos sem a retirada de parte da parede transversal (bloco que representa 100% de interrupção do grauteamento, conforme a Figura 22).

Com relação ao modo de fissuração das vigas, surgiram primeiramente fissuras de flexão no meio do vão, ao longo das juntas verticais e, posteriormente, fissuras de cisalhamento próximas aos apoios.

As conclusões obtidas por Ring et al. (2012) foram:

- Todas as vigas romperam pelo esmagamento da alvenaria na região mais comprimida;
- A relação entre a resistência à compressão da alvenaria na flexão e o nível de grauteamento da região comprimida é linear;
- Não houve redução significativa da resistência à compressão da alvenaria quando a interrupção do grauteamento passava de 0 para 100%;
- A resistência média à compressão da alvenaria na flexão foi de 23 MPa, enquanto na compressão simples foi de 14,8 MPa.

2.5.5 Ramos (2012)

Estudou o comportamento de vigas mistas de alvenaria estrutural de blocos de concreto e de concreto submetidas à flexão. Comparando os valores de deformações e flechas obtidos nos ensaios com os valores teóricos adotados pelas normas brasileiras NBR 6118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

O programa experimental contou com a montagem e ensaio de 8 vigas mistas dimensionadas para que trabalhassem nos domínios de deformação 2a, 2b, 3 e 4, propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2007). Utilizou-se para a montagem das vigas blocos e blocos do tipo compensador, graute e aço para constituir as armaduras longitudinais e transversais. O Quadro 4 mostra a distribuição e descrição das vigas para cada domínio com as respectivas taxas de armadura longitudinal.

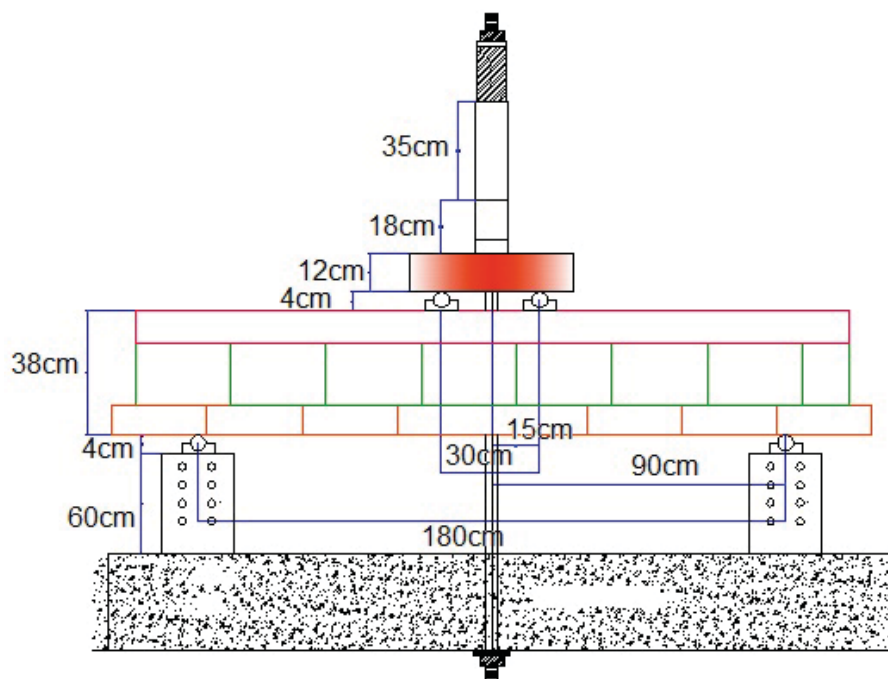
Quadro 4 – Descrição das vigas mistas estudadas por Ramos (2012)

Grupos	Nº de vigas	Denominação	Descrição	$A_{s,projeto}$ (cm ²)
1	2	VI2a	Viga dimensionada com a taxa de armadura no domínio 2a	2,5
2	2	VI2b	Viga dimensionada com a taxa de armadura no domínio 2b	4,0
3	2	VI3	Viga dimensionada com a taxa de armadura no domínio 3	8,0
4	2	VIdupla	Viga com armadura dupla	8,0 (Armadura positiva) 4,0 (Armadura negativa)

Fonte: Ramos (2012)

As vigas possuíam o comprimento total de 232 cm, vão teórico de 180 cm e seção transversal de (14x38) cm. Antes do ensaio de cada viga foi aplicada uma carga para acomodação das tensões internas, com valor de 10% da carga de ruptura prevista para cada tipo de viga. Durante o ensaio o carregamento foi sendo aplicado a uma taxa de 10 kN/min. A Figura 24 mostra o esquema de ensaio adotado.

Figura 24 – Esquema de ensaio adotado por Ramos (2012)



Fonte: Ramos (2012)

A instrumentação das vigas foi feita da seguinte maneira: 1 extensômetro foi fixado na armadura longitudinal. Na região mais comprimida da seção transversal e na linha de armadura longitudinal foi fixado 1 extensômetro colado em placa de PVC. Sensores de deslocamentos lineares (LVDT) foram posicionados, 1 horizontalmente na linha da armadura longitudinal e 1 verticalmente no meio do vão.

Com os dados obtidos Ramos (2012) concluiu que:

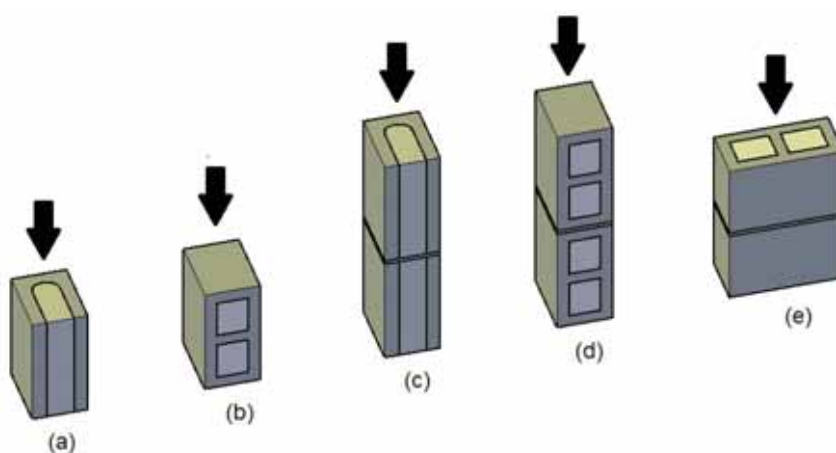
- Analisando os resultados das deformações ocorridas nas armaduras longitudinais utilizando a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), as vigas não sofreram ELU por alongamento excessivo do aço, porém a tensão aplicada nestas armaduras foi maior do que a sua resistência de cálculo;
- Com os resultados do momento último de cada viga e comparando-os com os valores teóricos obtidos por meio da NBR 6118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011), observou-se que a primeira norma forneceu valores mais próximos do real, enquanto a segunda norma forneceu valores relativamente baixos, sendo extremamente conservadora;
- Como esperado, com o aumento da taxa de armadura houve um aumento de rigidez das vigas mistas;
- Os momentos teóricos de fissuração calculados utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2007) se mostraram relativamente menores do que os reais e;
- Observando o histórico de fissuração, pode-se concluir que o esforço cortante pode ter contribuído de forma significativa para a ruptura das vigas, isto devido ao esquema de ensaio adotado (posição do carregamento e vão das vigas).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Nomenclatura adotada

A Figura 25 ilustra as canaletas, os blocos e os prismas, todos grauteados, com o sentido de carregamento indicados pelas setas, os quais foram ensaiados durante a pesquisa.

Figura 25 – Ilustração das canaletas, dos blocos e dos prismas ensaiados na pesquisa



Fonte: Dados do próprio autor

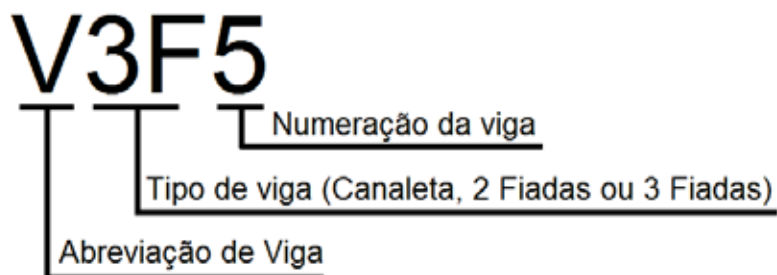
Desta forma, foram adotadas as seguintes nomenclaturas para os corpos de prova da figura acima:

- (a) Canaleta Grauteada (CG);
- (b) Bloco Grauteado (BG);
- (c) Prisma de Canaleta Grauteado (PCG);
- (d) Prisma de Bloco Grauteado (PBG) e;
- (e) Prisma Convencional Grauteado (PConv).

Durante o texto, quando for mencionado o termo “prismas grauteados”, este estará se referindo conjuntamente aos prismas de canaleta grauteados e prismas de bloco grauteados.

As vigas ensaiadas foram divididas em 3 grupos com relação a sua altura: vigas canaletas, vigas de 2 fiadas e vigas de 3 fiadas. Assim, a nomenclatura adotada para estas está definida na Figura 26.

Figura 26 – Exemplo da nomenclatura adotada para as vigas de alvenaria estrutural armada



Fonte: Dados do próprio autor

3.2 Comentários gerais

O programa experimental contou com a realização de 2 etapas. A primeira teve como objetivo a caracterização dos materiais utilizados para a confecção das vigas de alvenaria estrutural armada e a realização dos ensaios de compressão simples de 4 canaletas grauteada, 4 blocos grauteados, 6 prismas de canaletas grauteados e 6 prismas de blocos grauteados. E a segunda com a montagem e ensaio de 18 vigas de alvenaria estrutural armada e de 4 prismas convencionais grauteados.

3.3 Material

Os principais materiais empregados ao longo da pesquisa foram:

- Blocos e canaletas de concreto;
- Agregados;
- Graute;
- Argamassa;
- Aço para armação das vigas de alvenaria estrutural e;
- Instrumentação utilizada nos ensaios das canaletas e dos blocos grauteados, dos prismas grauteados e das vigas.

3.3.1 Canaletas e blocos de concreto

As canaletas e os blocos de concreto utilizados foram doados pela empresa COPEL, localizada na cidade de Araçatuba – SP. Estes foram da família M-15, com as dimensões de (14x19x29) cm e (14x19x14) cm conforme a Figura 27.

Figura 27 – Tipos de unidades utilizadas na pesquisa



Fonte: Dados do próprio autor

Esperava-se que as canaletas e os blocos, ambos sem graute, possuísem uma resistência média à compressão de aproximadamente 6 MPa e 12 MPa, respectivamente. As Figuras 28 (a) e (b) mostram o procedimento de ensaio para a verificação da resistência média à compressão dos blocos vazados.

Figura 28 – Verificação da resistência à compressão dos blocos vazados



(a) Bloco capeado com gesso



(b) Ensaio de compressão simples

Fonte: Dados do próprio autor

Foram utilizados 8 blocos sem graute para a verificação da resistência à compressão. Os resultados obtidos estão na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos sem graute

Resistência média à compressão – f_{bm} (MPa)	σ_{n-1} (MPa)	CV (%)
12,64	1,904	15,07

Fonte: Dados do próprio autor

3.3.2 Agregados

Os agregados foram doados pela Prefeitura Municipal de Ilha Solteira - SP. A Tabela 3 mostra os resultados obtidos da análise granulométrica.

Tabela 3 – Caracterização dos agregados

Agregado	Classificação	Massa unitária (kg/m³)	Módulo de finura	Diâmetro máximo (mm)
Miúdo	Areia média zona 2	1.790,00	1,92	1,18
Graúdo	Pedrisco zona 1	1606,00	5,85	9,50

Fonte: Dados do próprio autor

Para evitar que a umidade dos agregados influenciasse nos traços de graute e argamassa, os mesmos foram colocados em local aberto para secagem e, após este processo foram estocados em local fechado e sem umidade.

No caso da areia, depois de seca foi peneirada e o pedrisco, antes de colocá-lo para secar foi lavado, pois apresentava material pulverulento que poderia prejudicar as propriedades do graute. As Figuras 29 (a), (b) e (c) ilustram os procedimentos descritos anteriormente.

Figura 29 – Procedimentos seguidos para a estocagem dos agregados



(a) Lavagem do pedrisco



(b) Secagem dos agregados



(c) Estocagem dos agregados

Fonte: Dados do próprio autor

3.3.3 Graute

A escolha do traço de graute foi baseada nos trabalhos realizados por Ramos (2012), Parsekian et al. (2012) e Fortes (2013), no qual era esperado uma resistência média à compressão entre 20 à 25 MPa e *slump* entre 20 à 22 cm. Os traços em massa e em volume escolhidos, assim como os materiais utilizados para a produção do graute estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Materiais e traço utilizados para a produção de graute

Material	Massa específica aparente (kg/m³)	Proporção em volume	Proporção em massa	Relação água/cimento
Cimento Portland CP II Z - 32	1.120,00	1,00	1,00	0,65
Cal Hidratada CH III	600,00	0,10	0,05	
Areia média	1.790,00	1,50	2,40	
Pedrisco	1.610,00	1,60	2,30	

- Traço: cimento : cal : agregado miúdo : agregado graúdo

Traço em volume: 1 : 0,10 : 1,50 : 1,60

Traço em massa: 1 : 0,05 : 2,40 : 2,30

Fonte: Dados do próprio autor

O processo de mistura dos componentes consistiu nas seguintes etapas:

- Misturou-se o cimento e a cal em um mesmo balde, para que fossem lançados juntos;
- Todos os equipamentos utilizados na mistura (espátula de aço com formato triangular, carriola e betoneira) foram umedecidos;
- Lançou-se 100% do pedrisco e da areia, homogeneizando levemente a mistura, ligando a betoneira por alguns segundos;
- Lançou-se 40% da água, misturando por 2 minutos os materiais na betoneira;
- Lançou-se 100% da mistura cimento e cal e 30% da quantidade total de água, misturando por mais 2 minutos os materiais na betoneira;
- A betoneira foi desligada por 1 minuto, para que fosse desgrudado o material retido no fundo e nas pás dela e;
- Lançou-se o restante da água (30%), misturando por mais 2 minutos os materiais.

Após cada betonada o ensaio de *slump* foi realizado de acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1998), especificado na NBR NM 67. Para o traço escolhido, obteve-se o *slump* de 22 cm. As Figuras 30 (a), (b) e (c) exemplificam o processo de produção do graute.

Figura 30 – Produção do graute



(a) Mistura dos materiais em betoneira



(b) Ensaio de slump



(c) Medição do abatimento do graute

Fonte: Dados do próprio autor

A cada betonada de graute eram retirados no mínimo 2 corpos de prova cilíndricos (10x20) cm. As Figuras 31 (a) e 31 (b) exibem a produção e o corpo de prova capeado.

Figura 31 – Produção do corpo de prova de graute para ensaio de compressão



(a) Produção do corpo de prova



(b) Capeamento com enxofre

Fonte: Dados do próprio autor

Com o objetivo de obter as propriedades do traço de graute escolhido, foram ensaiados 8 corpos de prova, 5 a compressão axial e 3 a compressão diametral. As Tabelas 5 e 6 mostram os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial e diametral, respectivamente. As Figuras 32 (a) e 32 (b) ilustram os ensaios realizados.

Tabela 5 – Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial nos corpos de prova de graute

-	Resistência média à compressão axial - f_{gm} (MPa)	Módulo de elasticidade média - E_m (GPa)
	23,23	29,29
σ_{n-1} - (MPa)	1,075	1,989
CV - (%)	4,63	6,79

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 6 – Resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral em corpos de prova de graute

Resistência média à tração por compressão diametral - f_{gtm} (MPa)	σ_{n-1} (MPa)	CV (%)
3,04	0,382	12,56

- Resistência média à tração do graute calculada utilizando a NBR 7222:2011

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 32 – Ensaios realizados nos corpos de prova de graute



(a) Ensaio conjunto de compressão axial e módulo



(b) Ensaio de compressão diametral

Fonte: Dados do próprio autor

3.3.4 Argamassa

A escolha do traço da argamassa foi realizada levando em conta a sua trabalhabilidade e resistência à compressão. Pretendendo então obter uma argamassa com boa trabalhabilidade e com uma resistência à compressão entre 6,0 a 8,0 MPa, baseou-se nos autores Parsekian et al. (2012) e Fortes (2013). Os materiais utilizados e os traços em massa e em volume da argamassa estão ilustrados na Tabela 7.

Tabela 7 - Materiais e traço utilizados para a produção da argamassa

Material	Massa específica aparente (kg/m³)	Proporção em volume	Proporção em massa	Relação água/cimento
Cimento Portland CP II Z - 32	1.120,00	1,00	1,00	1,70
Cal Hidratada CH III	600,00	2,50	1,34	
Areia média	1.790,00	4,50	7,19	

- Traço: cimento : cal : agregado miúdo

Traço em volume: 1 : 2,50 : 4,50

Traço em massa: 1 : 1,34 : 7,19

Fonte: Dados do próprio autor

O processo de mistura ocorreu da seguinte maneira:

- Misturou-se o cimento e a cal em um mesmo balde, para que fossem lançados juntos na betoneira;
- Todos os equipamentos utilizados na mistura (espátula de aço com formato triangular, carriola e betoneira) foram umedecidos;
- Lançou-se 100% da areia, 100% da mistura cimento e cal e 100% da água;
- Misturaram-se todos os materiais por 2 minutos;
- A betoneira foi desligada permanecendo deste modo por 1 minuto, para então remover qualquer material retido no fundo e nas pás da betoneira e;
- Após a retirada dos materiais, a betoneira foi ligada novamente por mais 1 minuto.

As Figuras 33 (a) e (b) mostram a argamassa utilizada e os corpos de prova retirados para a verificação da resistência à compressão.

Figura 33 – Aspecto visual da argamassa utilizada



(a) Argamassa fresca



(b) Corpos de prova cilíndricos e cúbicos

Fonte: Dados do próprio autor

Durante a aplicação da argamassa, percebeu-se que a mesma perdia sua trabalhabilidade em um tempo relativamente curto (em torno de 40 minutos). Isto pôde ter acontecido pela utilização de grande quantidade de cal na mistura e, ao produzir a argamassa, os materiais eram pesados na hora, sem haver a mistura prévia da cal com o agregado miúdo.

A verificação da resistência à compressão da argamassa consistiu no ensaio de compressão axial de 7 corpos de prova cúbicos e 3 corpos de prova cilíndricos, com os resultados obtidos exibidos nas Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial em corpos de prova cúbicos (4x4x4) cm

Resistência média à compressão - f_{am}^* (MPa)	σ_{n-1} (MPa)	CV (%)
8,46	0,22	2,63

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 9 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos (5x10) cm

Resistência média à compressão - f_{am} (MPa)	σ_{n-1} (MPa)	CV (%)
6,68	0,33	4,88

Fonte: Dados do próprio autor

3.3.5 Aço para armação das vigas de alvenaria estrutural

Para compor a armação das vigas de alvenaria estrutural foi utilizado o aço Belgo 50 Soldável (Belgo 50S), doado pela empresa ArcelorMittal de Piracicaba - SP. O diâmetro das barras de aço utilizadas foram 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm, 20,0 mm, 25,0 mm e 32,0 mm. Somente as barras de 6,3 mm foram utilizadas para compor a armadura transversal, as demais foram utilizadas como armadura longitudinal.

3.3.6 Instrumentação de ensaio

Dados como carregamento aplicado, deformações e deslocamentos foram obtidos durante os ensaios utilizando os seguintes aparelhos:

- Sensores de deslocamento linear (*Linear Variable Differential Transducer* – LVDT), relógios comparadores e extensômetros (*Strain Gages*), todos da marca japonesa Kyowa;
- Célula de carga com capacidade máxima de 1000 kN;
- Sistema de aquisição de dados.

Esses aparelhos estão ilustrados nas Figuras 34 (a), 34 (b) e 35.

Figura 34 – Instrumentação utilizada para obtenção de deslocamentos, deformações e carregamento aplicado



(a) Da esquerda para direita: Extensômetro elétrico, LVDT e relógio comparador



(b) Célula de carga

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 35 – Sistema de aquisição dos dados

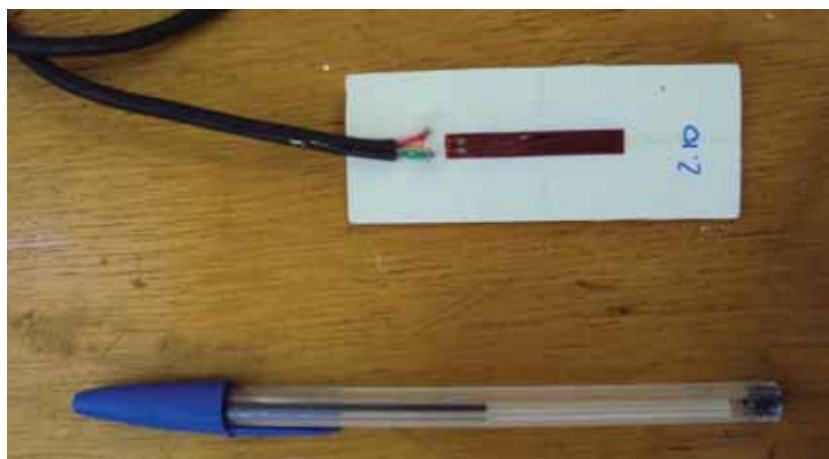


Fonte: Dados do próprio autor

A colagem de todos os aparelhos nas canaletas e blocos grauteados, nos prismas grauteados e nas vigas foi realizada utilizando a supercola da marca Loctite, conhecida no mercado como *SuperBonder*.

Por meio de ensaios anteriores realizados no Núcleo de Estudo e Pesquisa em Alvenaria Estrutural (NEPAE), optou-se pela utilização do extensômetro colado em placa de PVC de 1 mm de espessura nas vigas de alvenaria estrutural armada, instrumentação exposta a seguir na Figura 36. A utilização deste tipo de instrumentação comumente utilizada no NEPAE teve como objetivo o reaproveitamento do extensômetro e tornar o processo de ensaio mais rápido, uma vez que seu custo de aquisição no mercado é alto e a sua colagem diretamente no corpo de prova requer experiência e tempo.

Figura 36 – Extensômetro colado em placa de PVC



Fonte: Dados do próprio autor

3.4 Método

A metodologia de ensaio adotada na pesquisa seguiu primeiramente com a montagem das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados para serem ensaiados à compressão simples. Após a realização destes ensaios, as vigas de alvenaria estrutural armada foram confeccionadas e ensaiadas a flexão. Concomitante a confecção das vigas, os prismas convencionais grauteados foram montados e ensaiados à compressão simples.

Antes de cada ensaio realizado era aplicado um pré-carregamento para que houvesse acomodação das tensões internas. O valor desta carga de acomodação correspondia a 10% da carga de ruptura estimada para o corpo de prova ensaiado.

3.4.1 Metodologia de montagem das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados

A montagem destes corpos de prova seguiu as seguintes etapas:

1) Preparação dos blocos

Os blocos selecionados tiveram a superfície mais irregular retificada de forma manual, raspando-a em uma superfície de concreto, como mostram as Figuras 37 (a) e 37 (b).

Figura 37 – Regularização da superfície dos blocos



(a) Raspagem da superfície irregular dos blocos



(b) Verificação da retificação da superfície raspada

Fonte: Dados do próprio autor

Após o processo de regularização as canaletas e os blocos foram posicionados para serem grauteados. Para posicionar as unidades foi utilizada madeira compensada. Antes de lançar o graute os corpos de prova foram molhados com regador. As Figuras 38 (a) e (b) ilustram a disposição e preparação destes corpos de prova.

Figura 38 – Esquema de preparação das canaletas e dos blocos para o grauteamento



(a) Molhagem das canaletas e dos blocos



(b) Disposição final

Fonte: Dados do próprio autor

2) Grauteamento das unidades

O processo de grauteamento das unidades consistiu em preenchê-las com graute e vibrá-las utilizando um vibrador de imersão. No final deste procedimento a superfície exposta foi retificada utilizando uma régua metálica. As Figuras 39 (a), (b) e (c) exibem este procedimento.

Figura 39 – Processo de grauteamento exemplificado no bloco



(a) Preenchimento dos vazios



(b) Vibração do graute



(c) Regularização da superfície

Fonte: Dados do próprio autor

No processo de cura foi utilizado um filme plástico envolvendo a superfície exposta, como mostra a Figura 40. O filme plástico foi removido 5 dias após o processo de grauteamento.

Figura 40 – Cura das canaletas e dos blocos grauteados



Fonte: Dados do próprio autor

3) Capeamento da superfície de trabalho

Foi utilizado o gesso na regularização da superfície de trabalho das unidades. As canaletas e os blocos grauteados que foram ensaiados individualmente tiveram as duas superfícies regularizadas, enquanto as canaletas e os blocos grauteados utilizados para a montagem dos prismas tiveram somente uma superfície regularizada.

4) Montagem dos prismas

Os prismas foram montados utilizando:

- O esquadro metálico para garantir o alinhamento dos blocos;
- Chapas de madeira para apoiar os blocos;
- Nível de bolha para verificar o prumo do prisma;
- Marreta com cabeça de borracha para o ajuste fino e;
- Espaçadores de 0,9 cm de espessura para garantir que as juntas de assentamento tivessem espessuras de 1 cm.

As Figuras 41 (a) até 41 (d) apresentam o procedimento de montagem dos prismas.

Figura 41 – Procedimento de montagem dos prismas grauteados



(a) Argamassa de assentamento



(b) Espaçadores



(c) Assentamento do bloco



(d) Verificação do nivelamento

Fonte: Dados do próprio autor

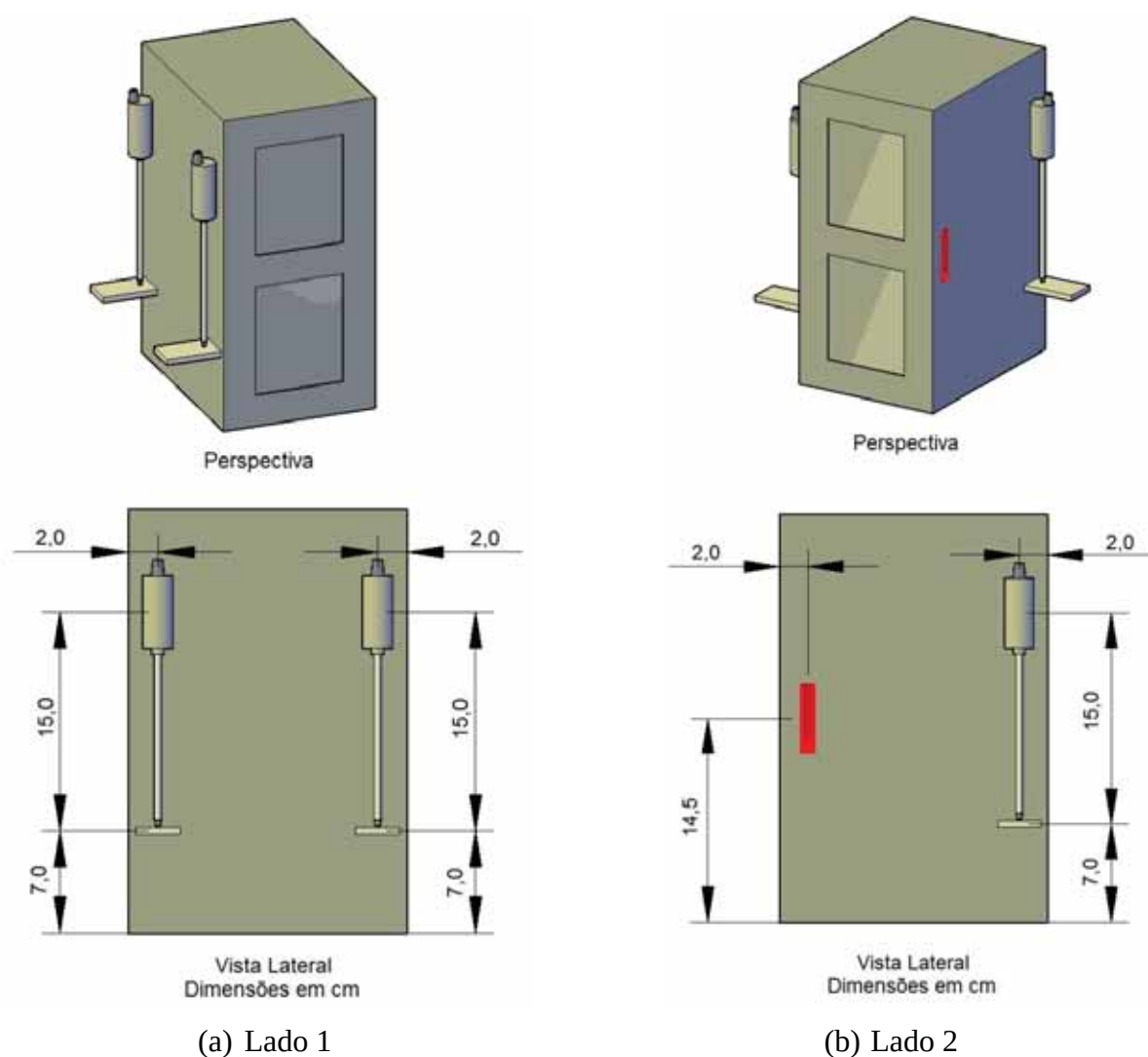
Após a colocação da unidade de cima, mostrada nas Figuras 41 (c) e (d), o espaçador foi retirado e esta unidade foi assentada utilizando o martelo com cabeça de borracha. Para terminar, o espaço deixado pelo espaçador foi preenchido com argamassa.

3.4.2 Metodologia de instrumentação das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados

3.4.2.1 Canaletas e blocos grauteados

Esses corpos de prova foram instrumentados com 3 LVDTs e 1 extensômetro, todos localizados nas laterais do corpo de prova, como exemplificado no bloco grauteado das Figuras 42 (a) e (b).

Figura 42 – Esquema da instrumentação utilizada nas canaletas e nos blocos grauteados



Fonte: Dados do próprio autor

Somente em 3 canaletas grauteadas foi adicionado 1 extensômetro em cada, fixado diretamente no graute e no centro, como detalha a Figura 43.

Figura 43 – Detalhe do extensômetro colado diretamente no graute

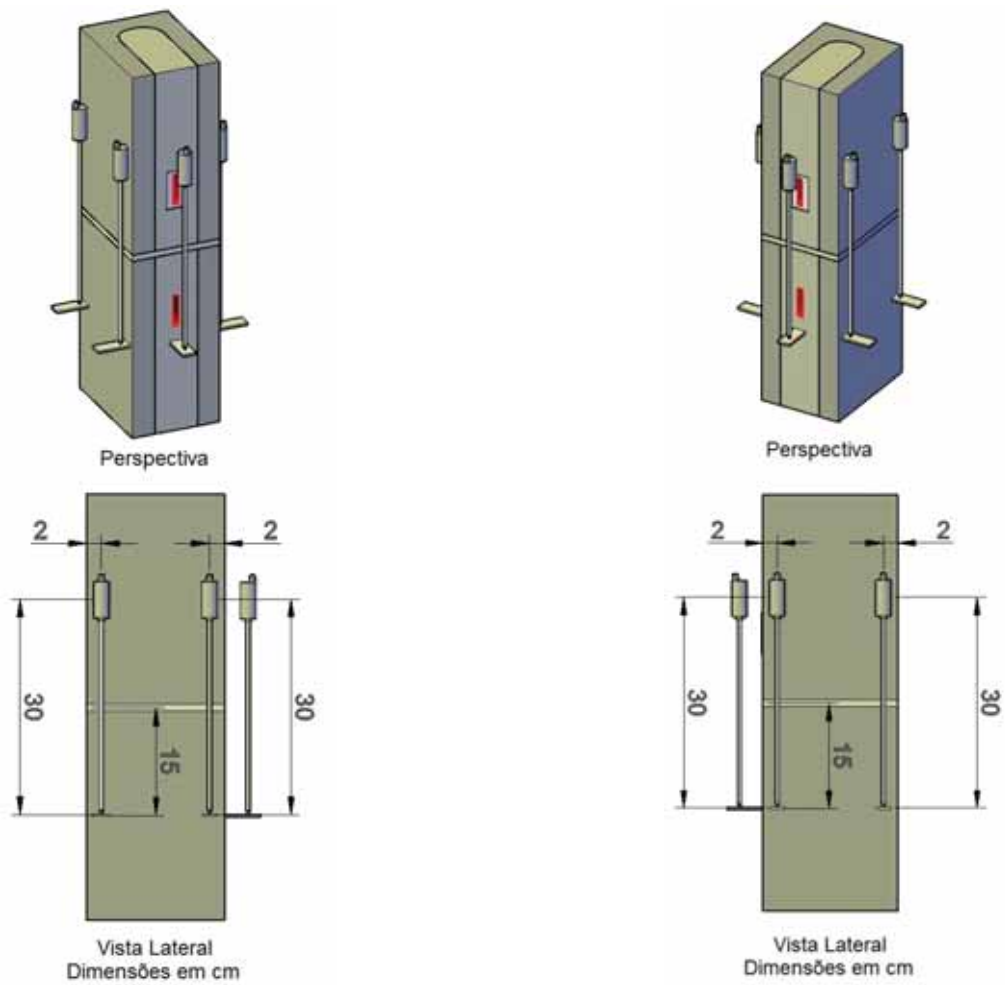


Fonte: Dados do próprio autor

3.4.2.2 Prismas grauteados

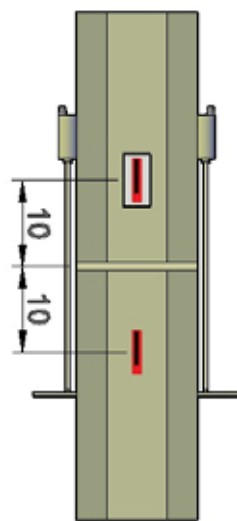
Os prismas grauteados foram montados e instrumentados com 5 LVDTs e 2 extensômetros, 1 fixado no corpo de prova e o outro colado em uma placa de PVC. Dos 5 LVDTs 4 foram fixados nas laterais dos prismas e 1 no centro, enquanto os extensômetros foram fixados no graute. As Figuras 44 (a), (b) e (c) exemplificam no prisma de canaleta grauteado o esquema de instrumentação utilizado.

Figura 44 – Esquema de instrumentação utilizado nos prismas grauteados



(a) Lado 1

(b) Lado 2



(c) Elevação frontal – Detalhe da localização dos extensômetros

Fonte: Dados do próprio autor

3.4.3 Metodologia de ensaio das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados

Os ensaios foram realizados utilizando uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 1.000 kN, uma célula de carga (somente para as canaletas e os blocos grauteados) e uma chapa para distribuição do carregamento, conforme as Figuras 45 (a) e 45 (b).

Figura 45 – Esquema de ensaio das canaletas e dos blocos grauteados, e dos prismas grauteados



(a) Esquema de ensaio das canaletas e dos blocos grauteados



(b) Esquema de ensaio dos prismas grauteados

Fonte: Dados do próprio autor.

3.4.4 Metodologia utilizada para o cálculo da armadura longitudinal e transversal das vigas de alvenaria estrutural armada

As vigas de alvenaria estrutural armada foram consideradas como vigas de concreto armado equivalentes para o cálculo da armadura longitudinal e transversal, utilizando para tal a NBR 6118:2007, as hipóteses e o modelo de cálculo referidos no item 2.4.3.

A área de armadura longitudinal foi obtida em função da armadura mínima e dos domínios de deformação 2b e 3, como descrito na Tabela 10.

Tabela 10 – Descrição das vigas utilizadas na pesquisa

Tipo de viga (altura)	Taxa de armadura	Quantidade
1 fiada (19 cm)	Armadura mínima	4
2 fiadas (39 cm)	Armadura mínima	2
	Domínio 2b	3
	Domínio 3	3
3 fiadas (59 cm)	Domínio 2b	3
	Domínio 3	3

Fonte: Dados do próprio autor

Para os cálculos realizados foram utilizados os dados iniciais referentes às dimensões das vigas e resistências da alvenaria e do aço, mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Dados iniciais para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada

Viga	Dimensões da seção transversal		
	b (cm)	h (cm)	$d_{adotado}$ (cm)
1 fiada	14	19	12
2 fiadas		39	32
3 fiadas		59	52

- Resistência da alvenaria à compressão (f_{ac}) = 22 MPa (valor adotado para o cálculo inicial);
- Aço CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- Inclinação da armadura transversal de 90°
- Taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão (ω_{min}) = 0,035

Fonte: Dados do próprio autor

Desta forma, foram obtidas as áreas de armadura longitudinal mostradas na Tabela 12.

Tabela 12 – Armadura longitudinal adotada para as vigas ensaiadas

Viga	Relação x/d	$A_{s,calc}$ (cm²)	A_s
1 fiada (canaleta)	Armadura mínima	0,26	ϕ 8,0 mm = 0,50 cm ²
2 fiadas	Armadura mínima	0,69	ϕ 10,0 mm = 0,80 cm ²
	0,17 (Domínio 2b)	3,39	ϕ 20,0 mm = 3,15 cm ²
	0,27 (Domínio 3)	5,24	ϕ 25,0 mm = 5,00 cm ²
3 fiadas	0,17 (Domínio 2b)	5,24	ϕ 25,0 mm = 5,00 cm ²
	0,27 (Domínio 3)	8,62	ϕ 32,0 mm = 8,00 cm ²

Fonte: Dados do próprio autor

No decorrer do trabalho serão consideradas vigas irmãs aquelas que tiverem a mesma altura e a mesma área de armadura longitudinal, conforme a Tabela 13.

Tabela 13 – Relação das vigas consideradas irmãs

Tipo	Altura (cm)	Diâmetro armadura longitudinal (mm)	Viga irmãs
Vigas canaletas	19	8,0	VC1, VC2, VC3 e VC4
Vigas de 2 fiadas	39	10,0	V2F1 e V2F2
		20,0	V2F3, V2F4 e V2F5
		25,0	V2F6, V2F7 e V2F8
Vigas de 3 fiadas	59	25,0	V3F1, V3F2 e V3F3
		32,0	V3F4, V3F5 e V3F6

Fonte: Dados do próprio autor

Com relação à armadura longitudinal optou-se por colocar somente uma barra de maior diâmetro.

Para a armadura transversal, com base nos cálculos realizados, definiu-se que:

- Nas vigas canaletas foram adicionados estribos a cada 7,5 cm, correspondendo a uma taxa de armadura transversal de 4,2 cm²/m e;
- No caso das vigas de 2 e 3 fiadas fossem colocados 2 estribos em cada vazado do bloco, sendo então a taxa de armadura transversal de 4,4 cm²/m.

O estribo utilizado foi de uma perna devido à facilidade de montar a armação das vigas, sendo o seu diâmetro de 6,3 mm. As Figuras 46 (a) e (b) exibem o tipo de estribo utilizado.

Figura 46 – Ilustração do estribo utilizado nas vigas de alvenaria estrutural armada



(a) Estribo ϕ 6,3 mm – vigas canaletas



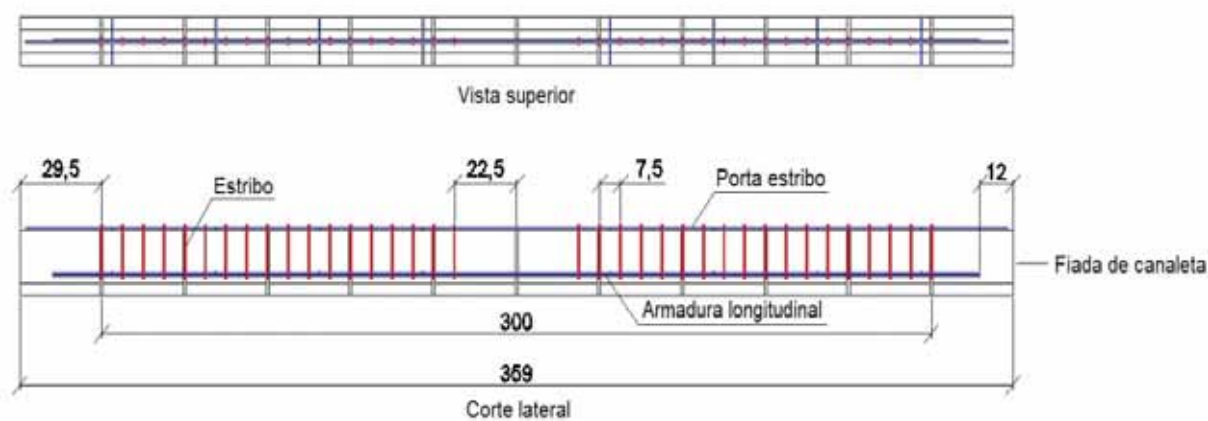
(b) Estribo ϕ 6,3 mm – vigas de 2 e 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

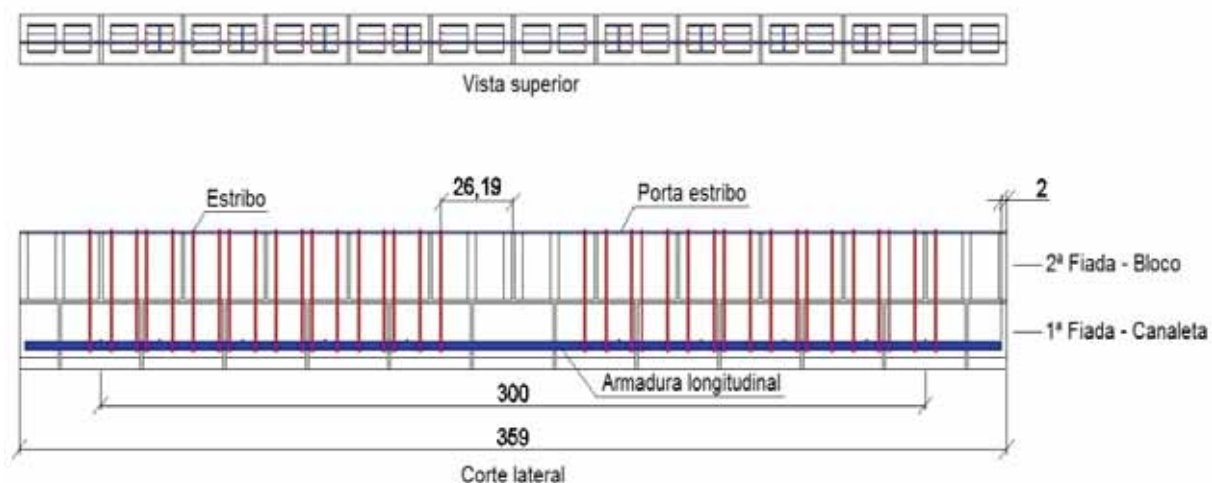
3.4.4.1 Procedimento de confecção das vigas de alvenaria estrutural armada

Primeiramente, o detalhamento da armação das vigas foi realizado como mostram as Figuras 47 (a), (b) e (c).

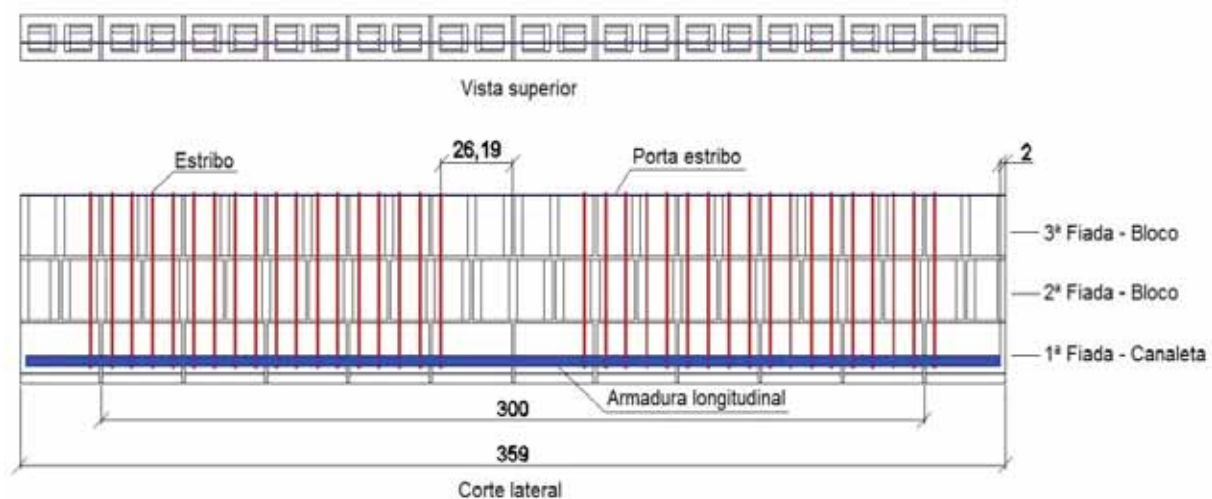
Figura 47 – Detalhamento das vigas de alvenaria estrutural armada – Cotas em centímetros



(a) Viga canaleta



(b) Viga de 2 fiadas



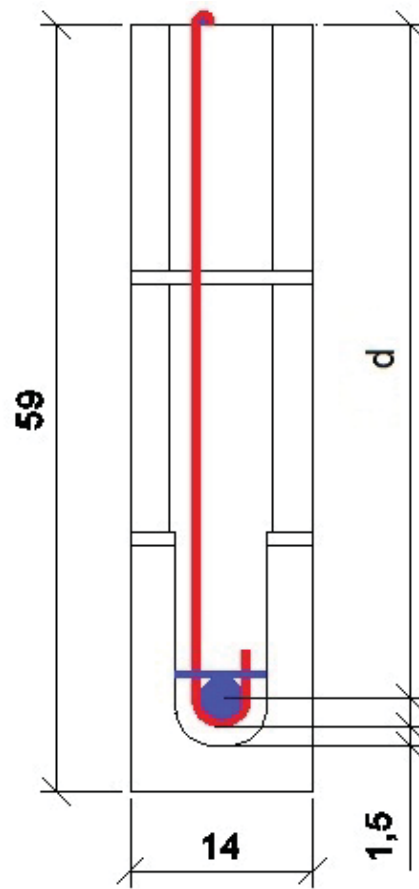
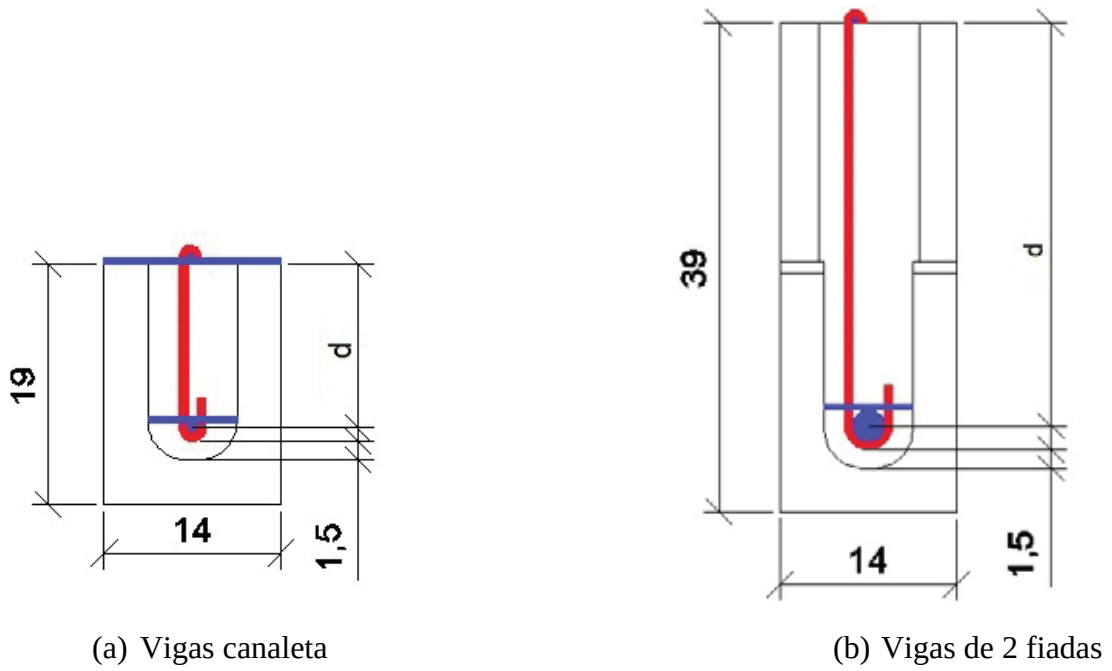
(c) Viga de 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

O comprimento dos estribos determinou a profundidade da armadura longitudinal. Assim, para garantir que o graute envolvesse toda barra longitudinal foi deixado o espaçamento de 1,5 cm em relação ao fundo da canaleta, no qual o porta estribo teve a função de segurar toda a armação, garantindo este espaço desejado.

As seções transversais das vigas estão exemplificadas nas Figuras 48 (a), (b) e (c).

Figura 48 – Corte das seções transversais – Cotas em centímetros

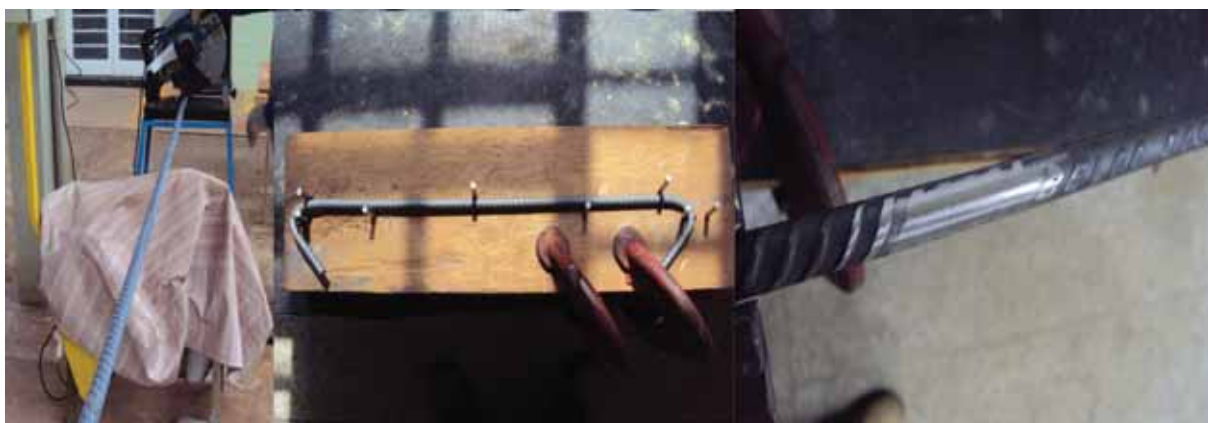


(c) Viga de 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

Realizado o detalhamento, as barras componentes das armaduras longitudinais e transversais foram cortadas com esmeril e os estribos foram devidamente dobrados. Após este procedimento o local para a colagem do extensômetro na barra longitudinal foi lixado e protegido para evitar a ocorrência da oxidação. A Figura 49 exemplifica a sequência descrita.

Figura 49 – Ilustrações do procedimento realizado para preparar a armação das vigas de alvenaria estrutural



Fonte: Dados do próprio autor

Com os componentes da armação prontos, os extensômetros foram colados nas armaduras longitudinais, como ilustram as Figura 50 (a) e 50 (b).

Figura 50 – Colagem do extensômetro na armadura longitudinal



(a) Extensômetro fixado



(b) Extensômetro pronto para utilização

Fonte: Dados do próprio autor

Em cada viga a posição de cada extensômetro fixado na barra longitudinal se situava no meio do vão.

Para de inserir a armação nas vigas, primeiramente a primeira fiada de canaleta foi disposta e alinhada utilizando uma régua de alumínio e espaçadores que garantissem o espaçamento da junta vertical em 1 cm. Após este procedimento as canaletas foram unidas com preenchimento de argamassa por toda a área transversal. As Figuras 51 (a) e (b) exemplificam o procedimento descrito.

Figura 51 – Montagem da primeira fiada



(a) Disposição da primeira fiada



(b) União das canaletas

Fonte: Dados do próprio autor

Pela experiência obtida em laboratório, após a montagem e limpeza da primeira fiada de canaleta a armação das vigas canaletas foi montada fora e disposta dentro das mesmas, enquanto a barra longitudinal e os estribos das vigas de 2 e 3 fiadas foram posicionados dentro das canaleta (1ª fiada), como mostram as Figuras 52 (a) e (b).

Figura 52 – Esquema de armação das vigas de alvenaria estrutural



(a) Vigas canaletas



(b) Vigas de 2 e 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

No caso das vigas de 2 e 3 fiadas, antes do assentamento das demais fiadas, os estribos foram fixados nas paredes das canaletas utilizando fita adesiva, como detalha a Figura 53.

Figura 53 – Detalhe da fita adesiva utilizada para fixar o estribo na canaleta



Fonte: Dados do próprio autor

À medida que os blocos eram assentados as fitas adesivas eram retiradas. Após 2 dias de cura da argamassa o porta estribo foi inserido nas vigas de 2 e 3 para que então estas fossem devidamente limpas, retirando resquícios de argamassa de dentro das vigas de forma a garantir a aderência entre o graute e a armação e posicionamento corretamente a armação. Salientando que a espessura das juntas verticais e horizontais foi de 1 cm.

Antes de grautear cada viga, a altura útil real foi medida e elas foram molhadas para evitar a retração do graute. Após o grauteamento as mesmas ficaram em processo de cura por 7 dias, utilizando para isto filme plástico e molhagem com regador durante este período. Este processo final de confecção das vigas está exemplificado nas Figuras 54 (a) a 54 (d).

Figura 54 – Procedimento final realizado para confecção das vigas de alvenaria estrutural armada



(a) Assentamento dos blocos vazados – vigas de 2 e 3 fiadas



(b) Grauteamento das vigas



(c) Vibração do graute



(d) Cura – Utilização de filme plástico

Fonte: Dados do próprio autor

Após o processo de cura, com o objetivo de melhorar a visualização das fissuras durante os ensaios, as vigas foram pintadas com tinta a base de resina acrílica (tinta acrílica base d' água) dissolvida em água, passando 2 demãos para que não se formasse uma camada espessa. As Figuras 55 (a) e (b) exemplificam o processo de pintura e o resultado final.

Figura 55 – Procedimento utilizado para visualização das fissuras



(a) Pintura com tinta acrílica

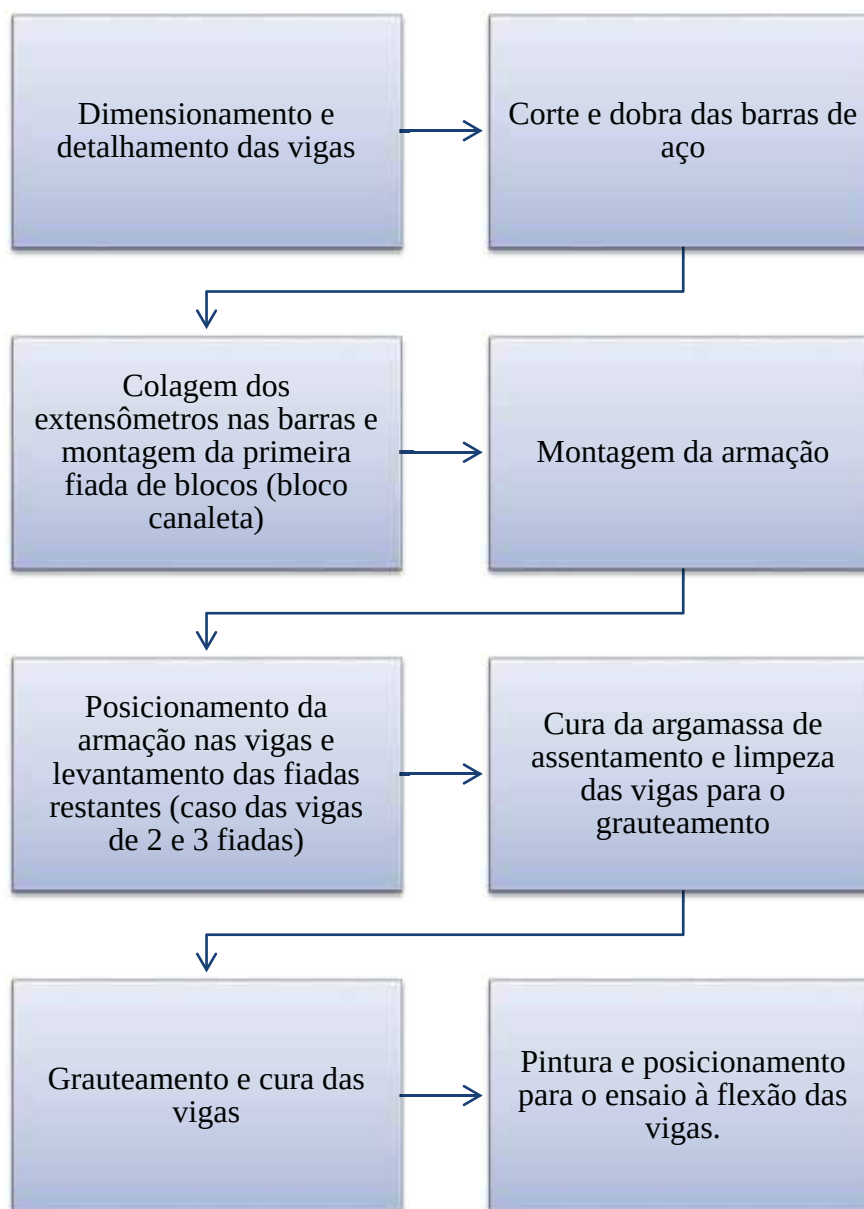


(b) Resultado final

Fonte: Dados do próprio autor

De forma resumida, o fluxograma apresentado na Figura 56 mostra o procedimento seguido para a confecção das vigas de alvenaria estrutural.

Figura 56 – Fluxograma de montagem das vigas de alvenaria estrutural



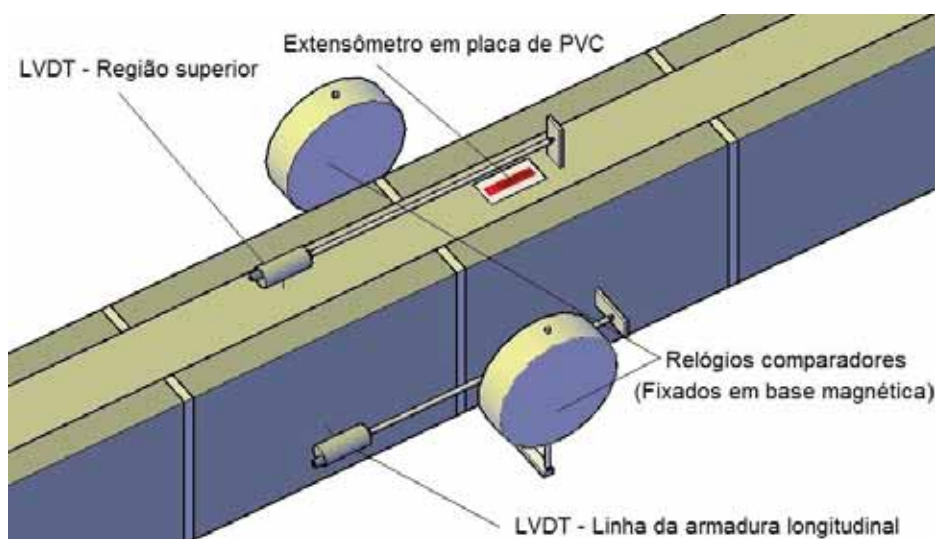
Fonte: Dados do próprio autor

3.4.5 Metodologia de instrumentação das vigas de alvenaria estrutural armada

Basicamente, para obtenção das deformações nas vigas foram utilizados 1 extensômetro em placa de PVC e 1 LDVT na região superior, 1 extensômetro fixado diretamente na armadura longitudinal, 1 LVDT na linha da armadura longitudinal e 1 extensômetro em régua de PVC na região inferior. As flechas foram obtidas utilizando 2 relógios comparadores, 1 de cada lado da viga.

As Figuras 57 (a) e (b) detalham o esquema básico de instrumentação utilizado nas vigas, tomando como exemplo a viga canaleta.

Figura 57 – Esquema básico de instrumentação das vigas



(a) Região superior



(b) Região inferior

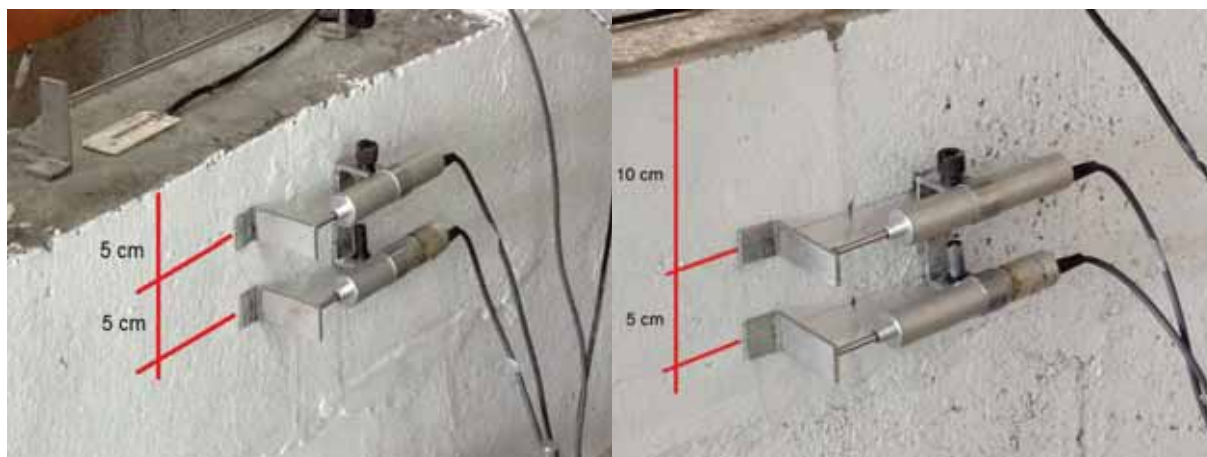
Fonte: Dados do próprio autor

Para a fixação das placas de PVC nas vigas, a cola *Superbonder* foi espalhada por toda sua superfície de colagem. No caso da régua de PVC, a superfície que recebeu a cola foi somente a parte das abas (região de extremidade da régua).

As distâncias adotadas para a fixação dos aparelhos na região superior das vigas foram as mesmas utilizadas para os prismas grauteados (vide Figura 44). Desta forma, o LVDT fixado nesta região estava a 15 cm do centro da viga (30 cm de um ponto de leitura a outro) e o extensômetro em placa de PVC a 10 cm em relação ao centro das vigas.

No caso das vigas de 2 e 3 fiadas foram adicionados 2 LVDTs na região lateral comprimida da seção transversal, mais especificadamente no terço médio superior. A Figura 58 detalha a localização destes aparelhos.

Figura 58 – Detalhe dos LVDTs fixados na lateral das vigas de 2 e 3 fiadas



(a) Para as vigas de 2 fiadas

(b) Para as vigas de 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

Todos os LVDTs foram posicionados contendo uma junta de argamassa com a finalidade de se obter a deformação do conjunto.

3.4.6 Metodologia de ensaio das vigas de alvenaria estrutural armada

Para o ensaio das vigas foi utilizado o esquema biapoiado com 2 pontos de aplicação de carga distantes 30 cm do centro do meio do vão, sendo o vão teórico de 300 cm. Como no programa experimental se trabalhou com vigas de alturas diferentes, o arranjo do esquema de ensaio variou para cada tipo de viga. As Figuras 59 (a) e (b) mostram o local onde ocorreram os ensaios e as Figuras 60 (a), (b) e (c) ilustram o esquema de ensaio adotado para cada tipo de viga.

Figura 59 – Local utilizado para a realização dos ensaios das vigas de alvenaria estrutural armada



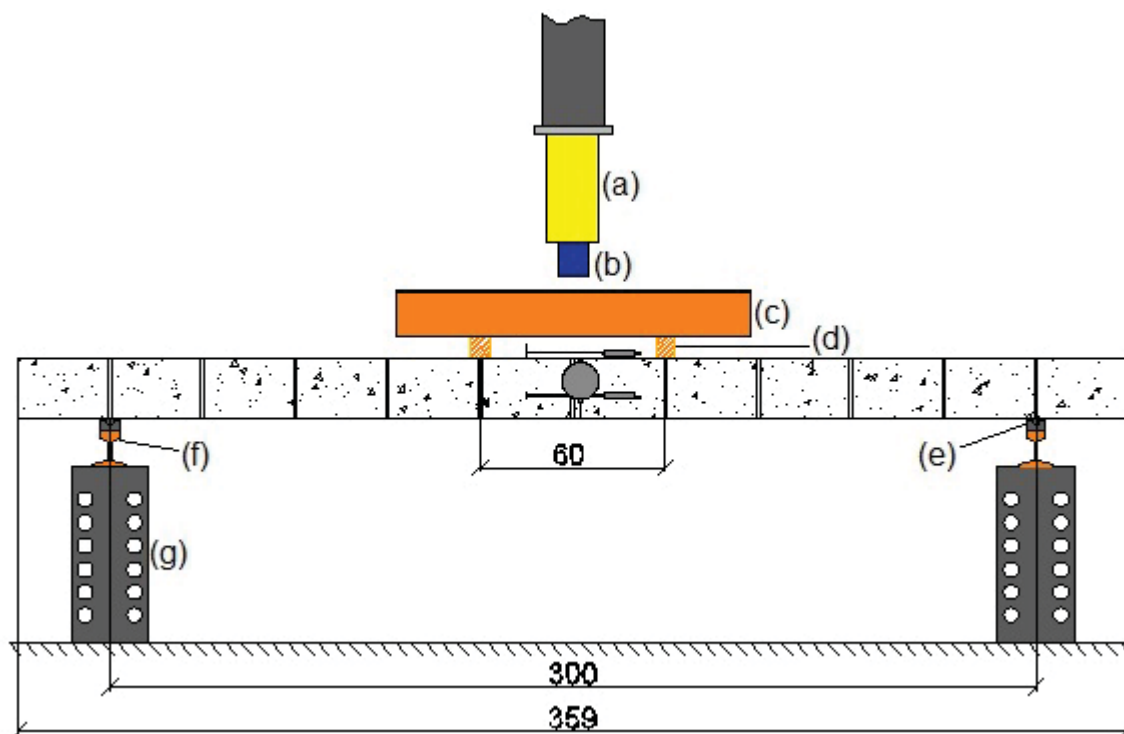
(a) Vista geral



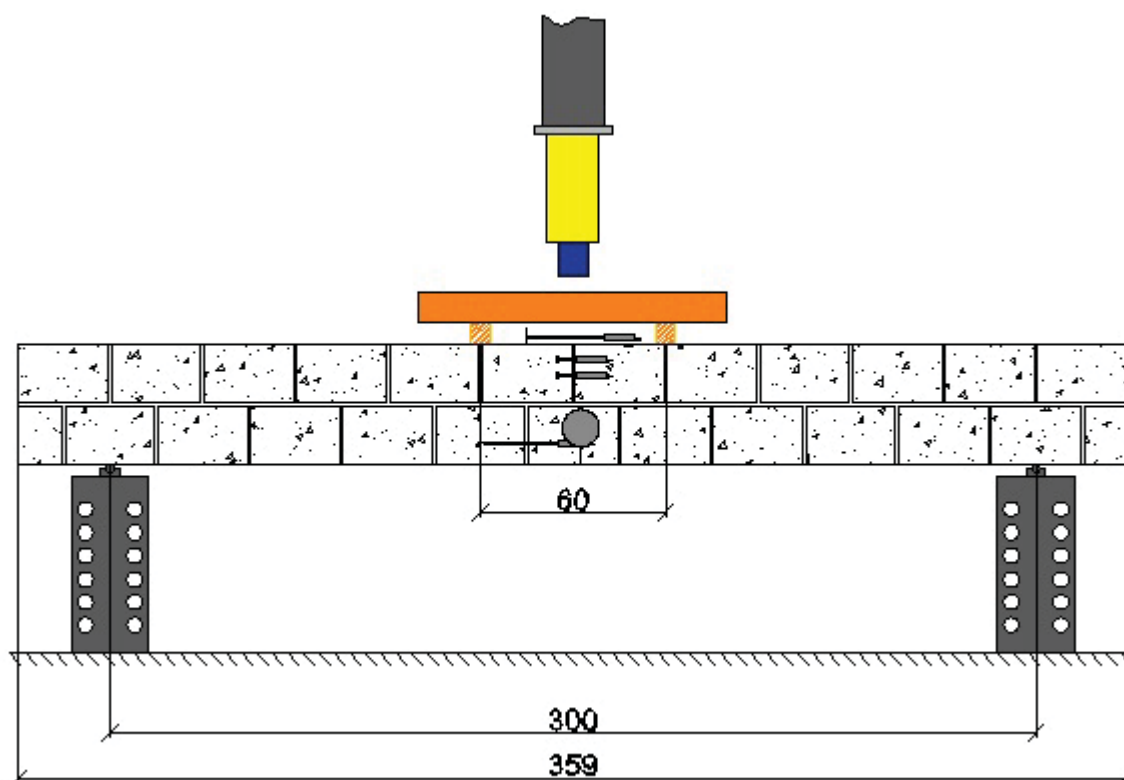
(b) Detalhe do ensaio

Fonte: Dados do próprio autor.

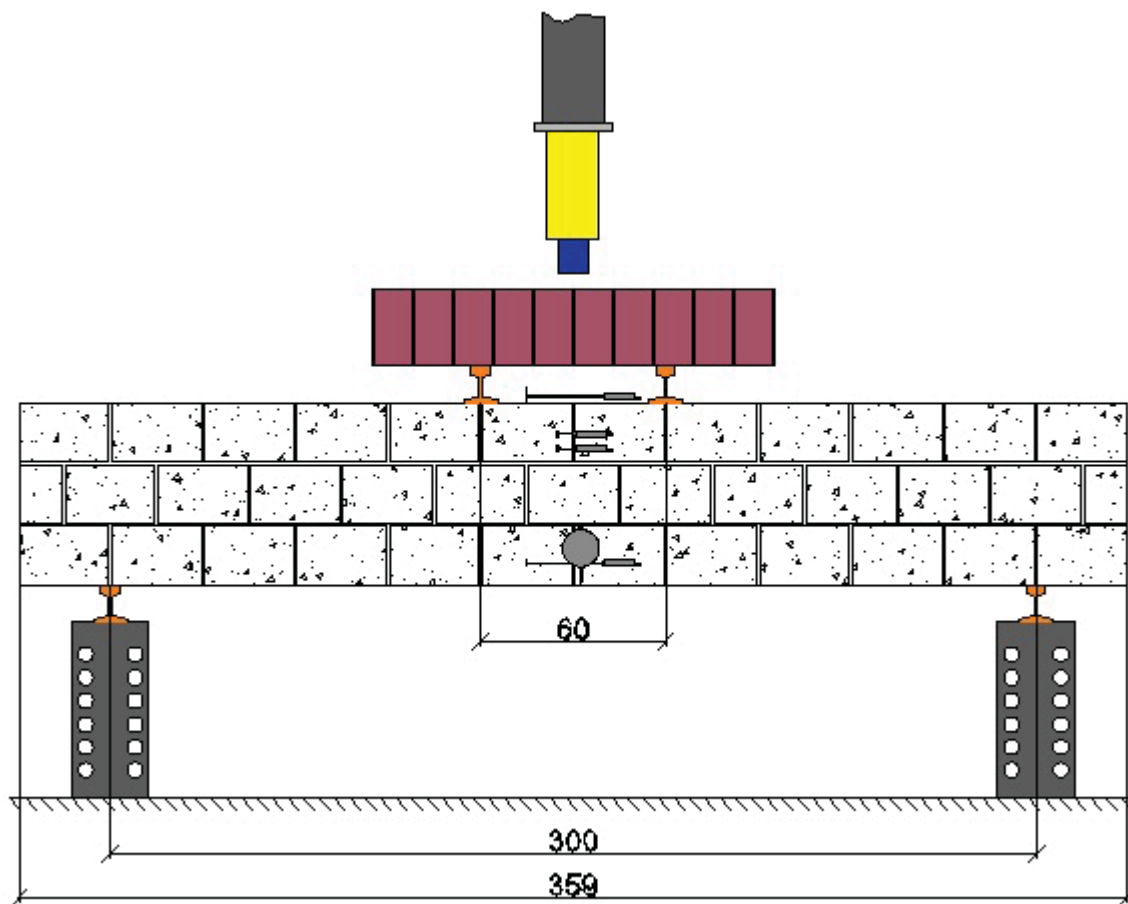
Figura 60 – Esquemas utilizados para os ensaios das vigas de alvenaria estrutural armada – Dimensões em centímetros



(a) Esquema para as vigas canaletas



(b) Esquema para as vigas de 2 fiadas



(c) Esquema para as vigas de 3 fiadas

Fonte: Dados do próprio autor

As peças correspondentes aos itens marcados na Figura 60 (a) são:

- (a) Pistão para aplicação da carga com capacidade máxima de 1000 kN;
- (b) Célula de carga com capacidade máxima de 1000 kN;
- (c) Perfil metálico utilizado para transferir o carregamento
- (d) Perfil de madeira utilizado para pontuar o carregamento
- (e) Rolete metálico;
- (f) Perfil metálico utilizado para apoiar as vigas e;
- (g) Base metálica utilizada para apoiar e posicionar as vigas

O posicionamento das vigas se deu utilizando a ponte rolante mostrada na Figura 59 (a). Durante os ensaios, o carregamento era aplicado por uma bomba hidráulica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A apresentação dos resultados será dividida em duas partes: a primeira consiste em apresentar os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples das canaletas e dos blocos grauteados, dos prismas e prismas convencionais grauteados. Na segunda serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios das vigas de alvenaria estrutural armada. Todos os ensaios foram realizados 28 dias após a montagem dos corpos de prova.

4.1 Resultados obtidos nos ensaios de compressão simples realizados para as canaletas e os blocos grauteados, e para os prismas e os prismas convencionais grauteados

Seguem as Tabelas 14 a 18, as quais estão organizadas com os resultados de resistência à compressão das canaletas e dos blocos grauteados e dos seus respectivos prismas.

Tabela 14 – Resistência média à compressão das canaletas grauteadas

CG	Área (cm ²)	f_b^* (MPa)
CP1	266	23,98
CP2		24,51
CP3		26,59
CP4		24,37
CP5		21,77
CP6		21,82
f_{bm}^* - (MPa)	23,83	
σ_{n-1} - (MPa)	1,828	
CV - (%)	7,67	

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 15 – Resistência média à compressão dos blocos grauteados

BG	Área (cm ²)	f_b^* (MPa)
CP1	266	21,58
CP2		19,42
CP3		21,46
CP4		22,82
CP5		19,91
f_{bm}^* - (MPa)	21,04	
σ_{n-1} - (MPa)	1,371	
CV - (%)	6,52	

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 16 – Resistência média à compressão dos prismas de canaletas grauteados

PCG	Área (cm²)	f_p^* (MPa)
CP1	266	20,27
CP2		21,48
CP3		21,12
CP4		19,07
f_{pm}^* - (MPa)		20,49
σ_{n-1} - (MPa)		1,071
CV - (%)		5,23

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 17 – Resistência média à compressão dos prismas de blocos grauteados

PBG	Área (cm²)	f_p^* (MPa)
CP1	266	15,66
CP2		17,73
CP3		13,31
CP4		14,87
f_{pm}^* - (MPa)		15,39
σ_{n-1} - (MPa)		1,593
CV - (%)		10,35

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 18 – Resistência média à compressão dos prismas convencionais grauteados

PConv	Área (cm²)	f_p (MPa)
CP1	406	19,17
CP2		21,03
CP3		18,53
CP4		22,75
f_{pm} - (MPa)		20,37
σ_{n-1} - (MPa)		1,655
CV - (%)		8,12

Fonte: Dados do próprio autor

Somente no ensaio de compressão simples das canaletas grauteadas havia primeiramente a ruptura da unidade (no caso a canaleta) antes da ruptura do conjunto (canaleta + graute). No ensaio deste tipo de corpo de prova, a ruptura da canaleta ocorreu com o carregamento em aproximadamente 75% máximo. Tomando a resistência média à compressão das canaletas grauteadas (23,83 MPa), a ruptura da canaleta ocorria quando o carregamento estava em torno de 18 MPa.

Utilizando as resistências médias à compressão, fez-se a seguinte análise:

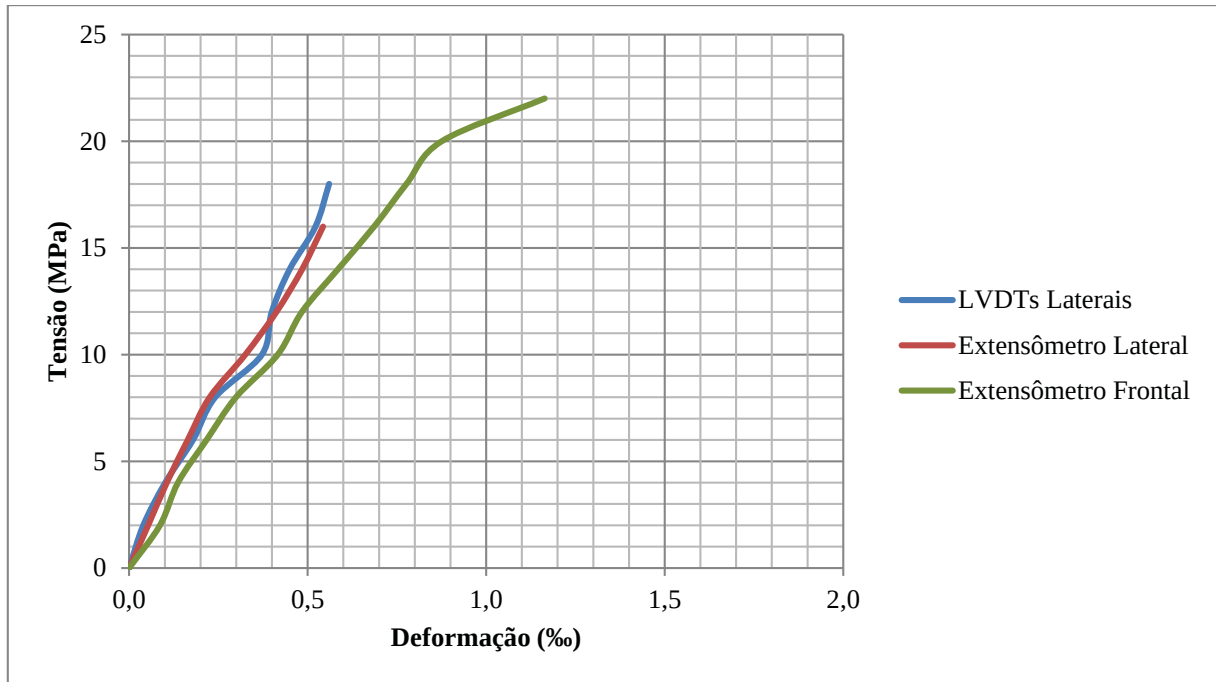
- O fator de eficiência (prisma/unidade) das canaletas é $\frac{PCG}{CG} = \frac{20,49}{23,83} = 0,86$;
- O fator de eficiência (prisma/unidade) dos blocos é $\frac{PBG}{BG} = \frac{15,39}{21,04} = 0,73$;
- O fator de eficiência dos prismas de blocos grauteados e dos prismas convencionais grauteados é $\frac{PBG}{PConv} = \frac{15,39}{20,37} = 0,76$.

Com a instrumentação utilizada (vide Figuras 42, 43 e 44) foi possível montar o gráfico Tensão x Deformação para cada tipo de corpo de prova. Para melhor entendimento, segue a legenda utilizada nos gráficos a seguir:

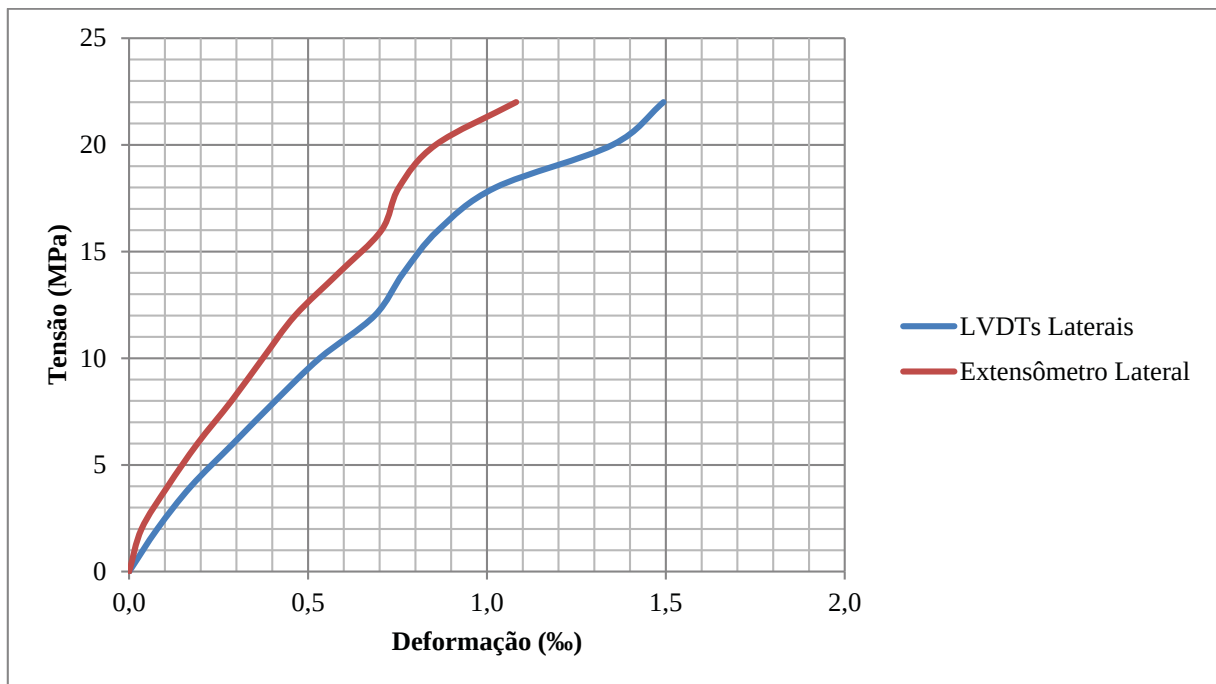
- LVDTs Laterais: Curva traçada utilizando à média das deformações obtidas pelos LVDTs localizados nas laterais dos corpos de prova;
- Extensômetro Lateral: Curva traçada utilizando as deformações obtidas pelo extensômetro localizado na lateral dos corpos de prova;
- Extensômetro Frontal: Curva traçada utilizando as deformações obtidas pelos extensômetros fixados diretamente no graute dos corpos de prova e;
- Placa PVC: Curva traçado utilizando as deformações obtidas pelo extensômetro colado em placa de PVC, sendo este conjunto fixado no graute dos corpos de prova.

As Figuras 61 (a) e (b) mostram as curvas obtidas para as canaletas e blocos grauteados e, enquanto as Figuras 62 (a) e (b) para os prismas grauteados.

Figura 61 – Gráfico Tensão x Deformação das canaletas e dos blocos grauteados



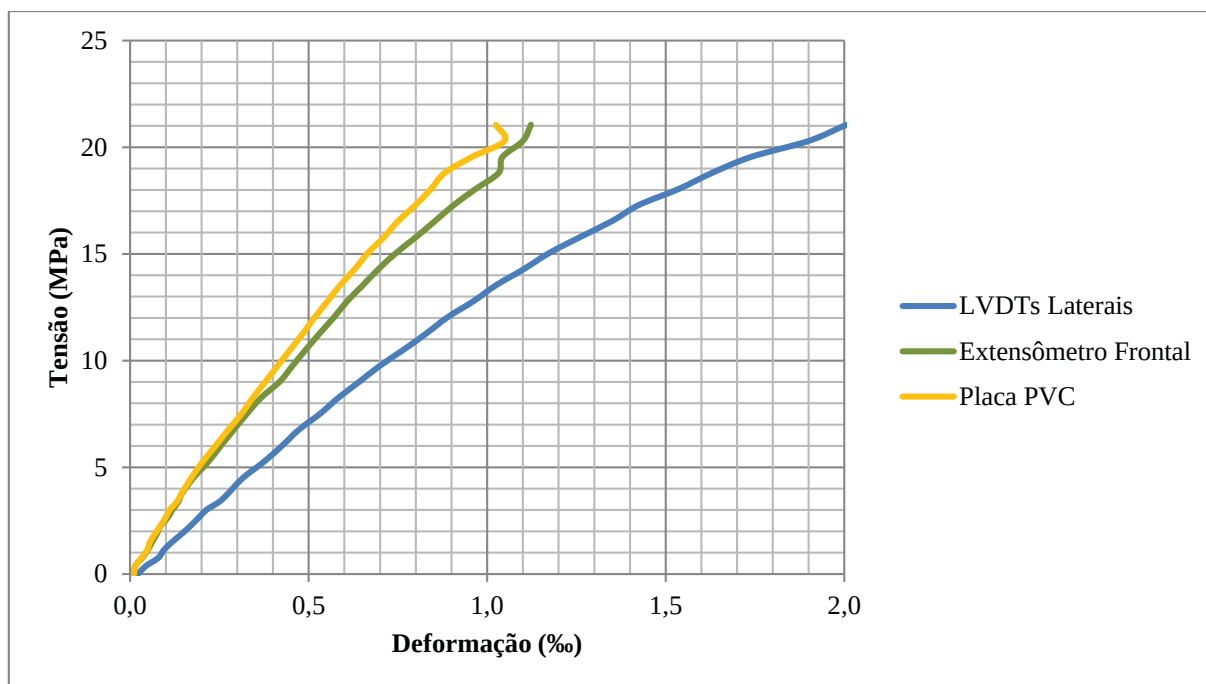
(a) Canaletas grauteadas



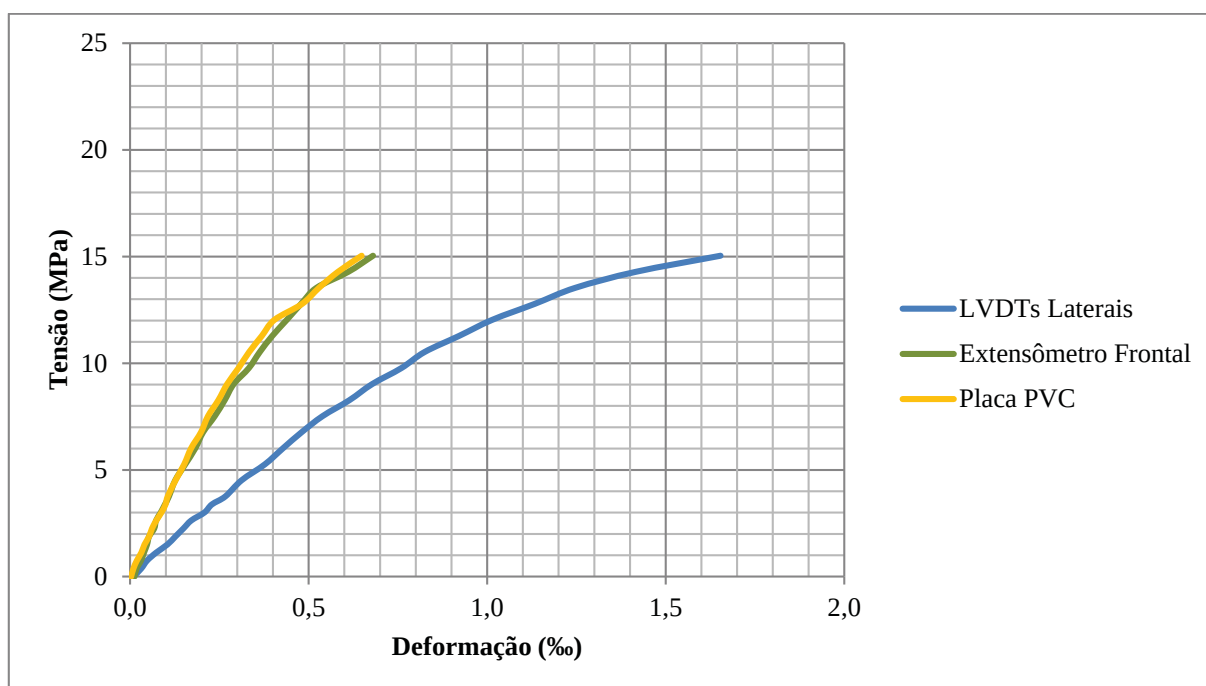
(b) Blocos grauteados

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 62 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas grauteados



(a) Prisma de canaletas grauteado



(b) Prismas de blocos grauteado

Fonte: Dados do próprio autor

Observando as deformações sofridas pelos prismas grauteados - gráficos das Figuras 62 (a) e (b) - em média o encurtamento sofrido pelo grautre foi 50% menor do que o da alvenaria (conjunto canaleta ou bloco grauteado + argamassa).

As leituras de deformações obtidas pelo extensômetro em placa de PVC foram semelhantes as leituras de deformações obtidas com o extensômetro fixado diretamente no graute. Isto mostra que a utilização do extensômetro em placa de PVC é uma boa opção de instrumentação, originando vantagens como reaproveitamento, rapidez de colagem no corpo de prova e obtenção de resultados confiáveis.

Com relação aos modos de ruptura desses corpos de prova foi constatado que nas CG a ruptura ocorreu primeiramente na canaleta, entretanto o corpo de prova ainda resistia ao carregamento atuante devido o graute íntegro. Desta forma o conjunto apresentava uma reserva de resistência até a ruptura do graute.

Já a ruptura dos BG e dos PBG se dava pelo encunho das tensões, sendo que o graute pressionava as paredes laterais do bloco, ocasionando a ruptura do conjunto.

Nos PCG, a ruptura ocorria quando o conjunto perdia capacidade resistente.

As Figuras 63 (a), 63 (b), 64 (a) e 64 (b) exemplificam os modos de ruptura descritos.

Figura 63 – Ilustração da canaleta e do bloco grauteados após o ensaio



(a) Canaleta grauteada rompida



(b) Bloco grauteado rompido

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 64 – Exemplo dos prismas grauteados após o ensaio



(a) Prisma de canaleta grauteado rompido



(b) Prisma de blocos grauteado rompido

Fonte: Dados do próprio autor

4.2 Resultados obtidos por meio dos ensaios de flexão simples realizados nas vigas de alvenaria estrutural armada

Antes de apresentar os resultados obtidos do ensaio de flexão simples realizado nas vigas, fazem-se duas observações:

- Os resultados obtidos para as vigas V2F5 e V3F1 não serão apresentados devido a problemas ocorridos durante os ensaios e;
- No caso das vigas V3F4, V3F5 e V3F6, os ensaios foram abortados antes de atingirem a carga máxima prevista (300 kN aproximadamente), de modo a prevenir a ocorrência de eventuais acidentes no laboratório e preservar a instrumentação utilizada.

Para a viga V2F5 ocorreu um problema com a bomba hidráulica que aplicava o carregamento e, desta forma, o ensaio não pôde ser concluído.

Na viga V3F1, o esquema de ensaio adotado, no qual se utilizou de roletes metálicos para apoiar a viga e perfis de madeira para distribuir o carregamento aplicado não foi satisfatório, pois antes que o carregamento estimado fosse atingido houve a concentração de carga nos apoios e ruptura dos perfis de madeira.

4.2.1 Histórico de fissuração

Utilizou-se o diagrama de cores, o qual indica o nível de carregamento em que se encontravam as fissuras durante o ensaio. As fotografias da região central de cada viga após o ensaio estão mostradas no Apêndice A.

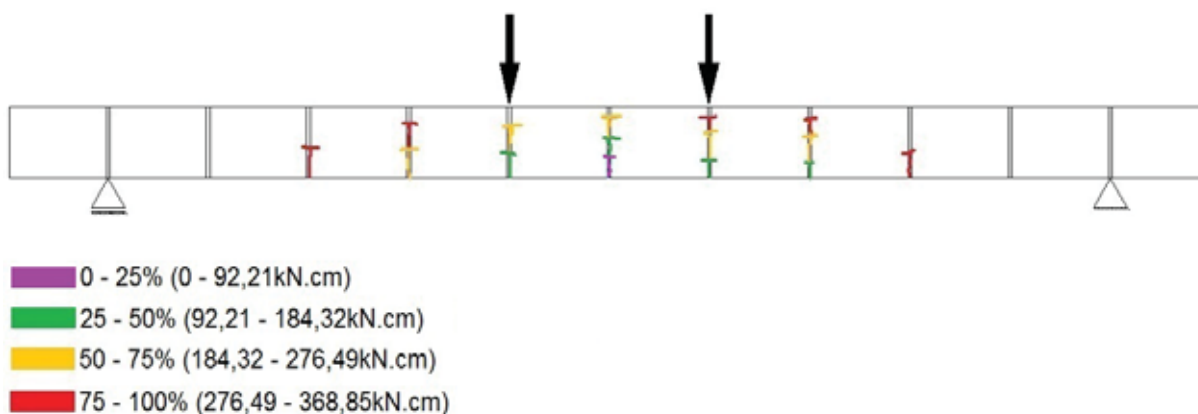
4.2.1.1 Vigas canaletas

As primeiras fissuras surgiram verticalmente com o carregamento em torno de 95,00 kN.cm na região central das vigas. Estas fissuras caminharam somente pelas juntas verticais.

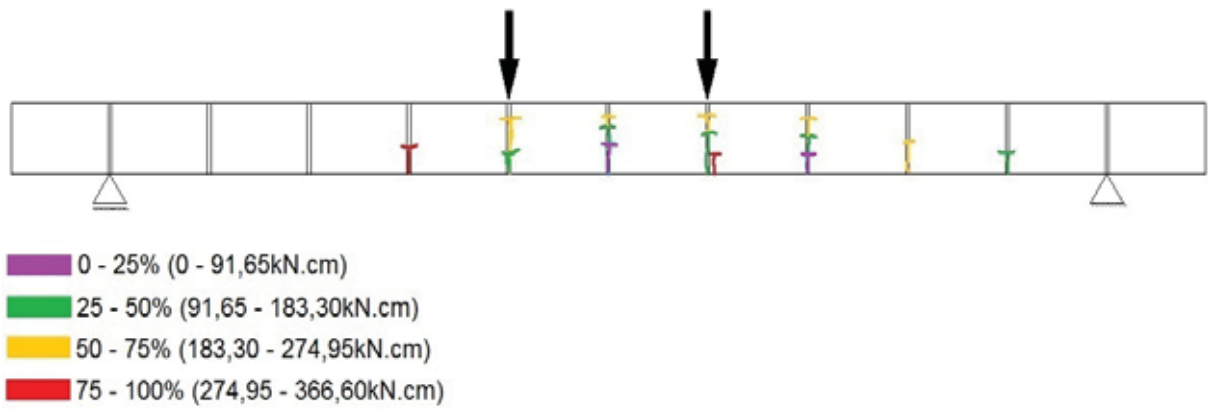
Com o carregamento entre 50 a 75% do valor máximo, novas fissuras verticais surgiram nas juntas verticais mais próximas aos apoios. Enquanto isto, as fissuras verticais já existentes continuaram caminhando para a região superior das vigas.

Nestes casos, visualmente não se percebeu a ocorrência de esmagamento da alvenaria ou de seu princípio. O ensaio foi encerrado com o carregamento em torno de 360,00 kN.cm, quando o carregamento estabilizou. Nas Figuras 65 (a) a 65 (d) estão ilustrados os históricos de fissuração das vigas canaletas.

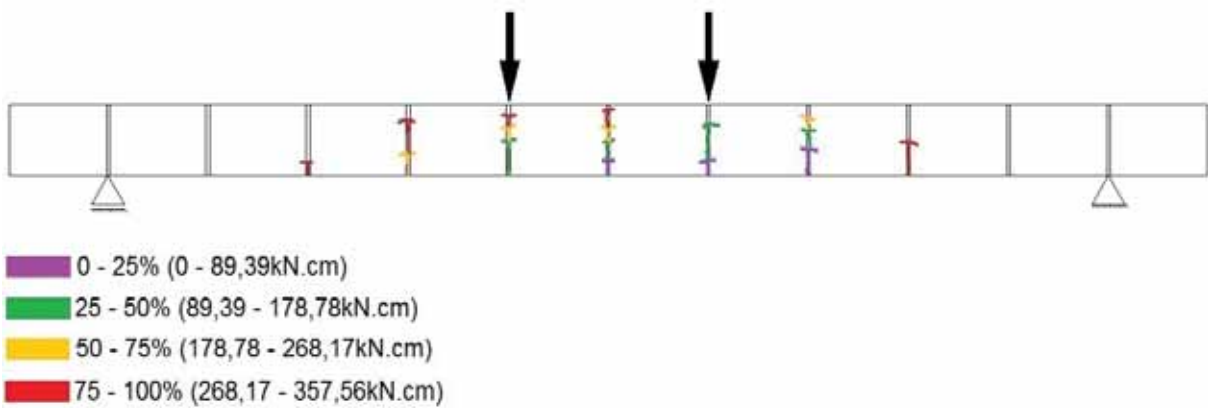
Figura 65 – Histórico de fissuração das vigas canaletas



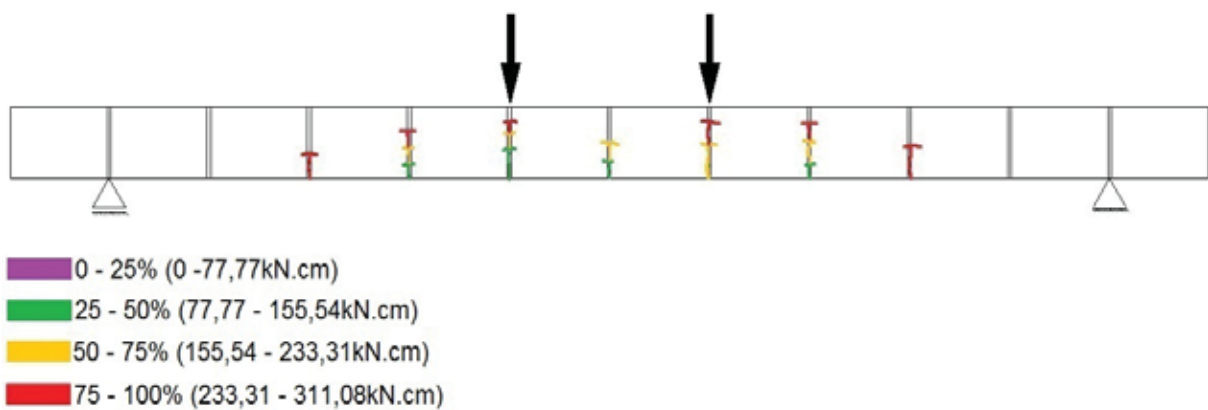
(a) VC1



(b) VC2



(c) VC3



(d) VC4

Fonte: Dados do próprio autor

4.2.1.2 Vigas de 2 fiadas

- Vigas V2F1 e V2F2

As primeiras fissuras surgiram verticalmente com o carregamento em torno de 25% do valor máximo, cerca de 510,00 kN.cm. Estas surgiram na região central das vigas e caminharam pelas juntas verticais da primeira fiada.

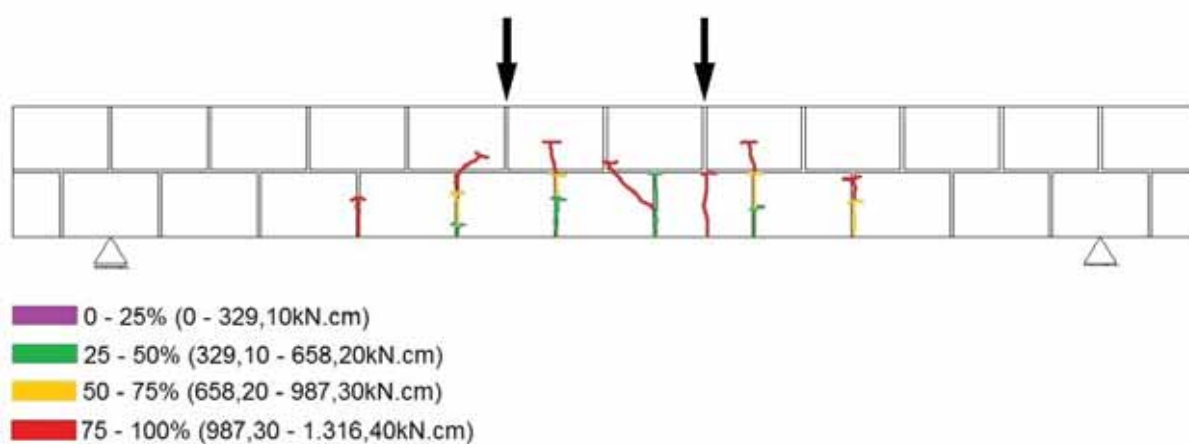
Com o nível do carregamento entre 50 e 75% do máximo, essas fissuras chegaram até a segunda fiada.

Quando o carregamento atingiu a faixa de 75 a 100% do valor máximo, as fissuras existentes passaram a caminhar, nesta ordem, pelas juntas verticais e pelos blocos da segunda fiada em direção aos pontos de aplicação de carga.

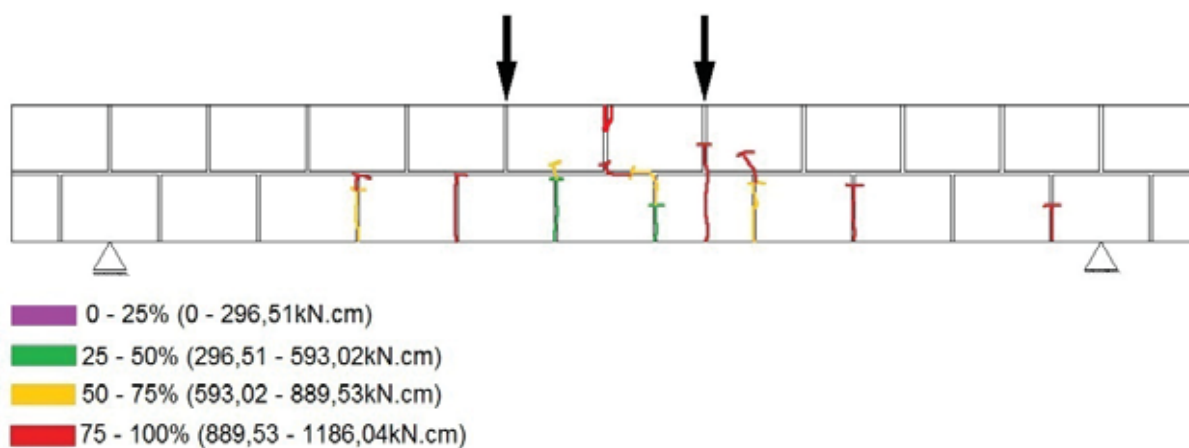
Visualmente, pôde-se observar um princípio de esmagamento da alvenaria, fenômeno melhor observado na viga V2F2. Assim como nas vigas canaletas, o ensaio foi encerrado quando as cargas se estabilizaram, com carregamento em torno de 1.200,00 kN.cm.

As Figuras 66 (a) e (b) mostram o histórico de fissuração das vigas V2F1 e V2F2.

Figura 66 – Histórico de fissuração das vigas V2F1 e V2F2



(a) V2F1



(b) V2F2

Fonte: Dados do próprio autor

- **Vigas V2F3 e V2F4**

As fissuras iniciais surgiram na vertical com o carregamento entre 0 a 25% do valor máximo, mais precisamente em torno de 720,00 kN.cm na região central das vigas. Estas surgiram e caminharam pelas juntas verticais da primeira fiada, atingindo a segunda fiada com o carregamento em torno de 25% do máximo.

Com o carregamento entre 25 a 50% do total máximo, as fissuras existentes passaram a caminhar pelas juntas horizontais. Quando o carregamento atingiu 50% do máximo, estas fissuras começaram a caminhar pelas juntas verticais da segunda fiada indo em direção aos pontos de aplicação de carga. Com o mesmo nível de carregamento novas fissuras verticais surgiram nas juntas verticais mais próximas aos apoios.

Com o carregamento na faixa de 50 a 75% do valor máximo, algumas fissuras verticais começaram a surgir nos blocos canaletas e as fissuras existentes começaram a se inclinar em direção aos pontos de aplicação de carga, caminhando pelas juntas verticais e pelos blocos da segunda fiada.

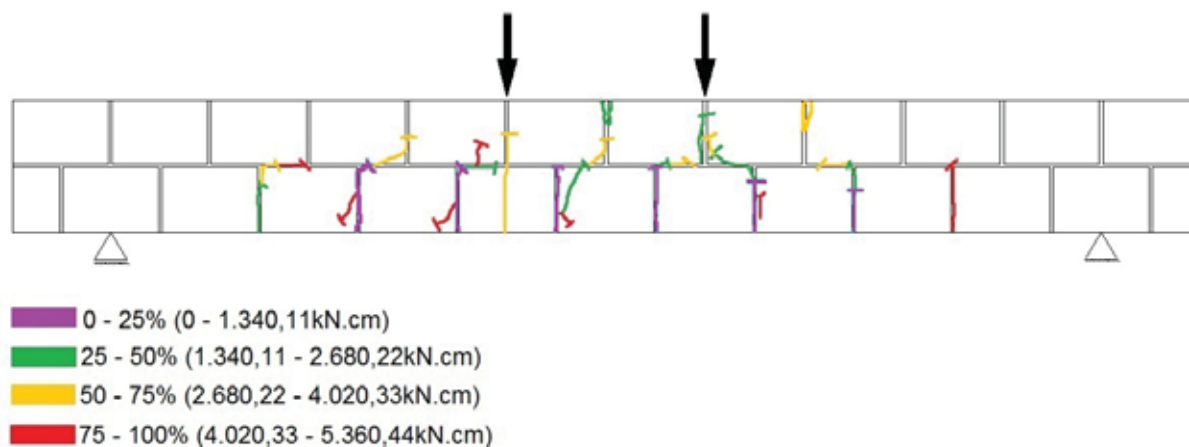
Quando o carregamento estava em quase 100% do máximo, algumas fissuras inclinadas surgiram mais próximas dos apoios, as quais se ramificavam das fissuras verticais existentes da primeira fiada.

Na viga V2F4, foi observado o surgimento de fissuras horizontais nas canaletas da primeira fiada com o carregamento em aproximadamente 3.600,00 kN.cm.

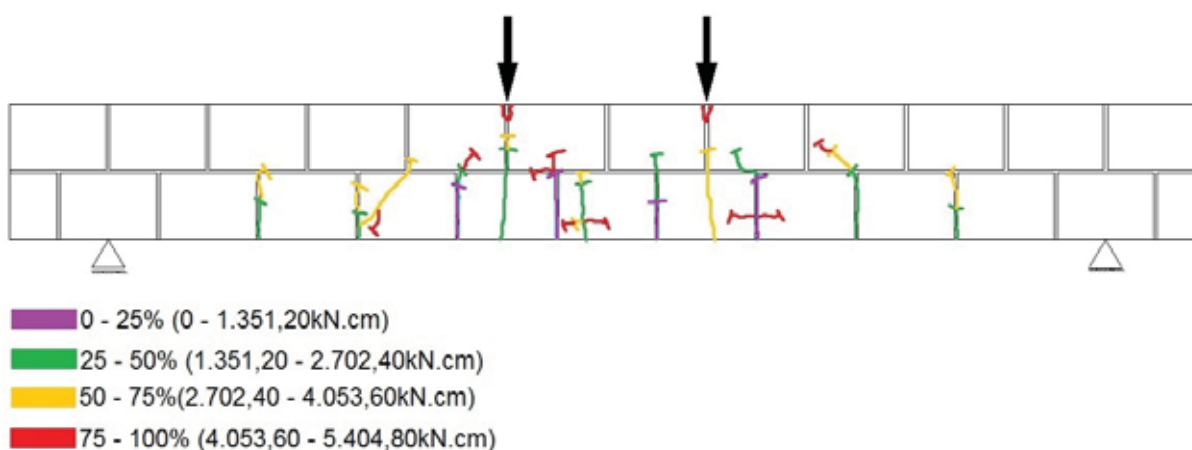
Em ambos os casos, pôde-se perceber visualmente a ocorrência do esmagamento da alvenaria. O ensaio foi encerrado quando o carregamento se estabilizou.

As Figuras 67 (a) e 67 (b) demonstram o histórico de fissuração das vigas V2F3 e V2F4.

Figura 67 – Histórico de fissuração das vigas V2F3 e V2F4



(a) V2F3



(b) V2F4

Fonte: Dados do próprio autor

- **Vigas V2F6, V2F7 e V2F8**

As primeiras fissuras surgiram na vertical com aproximadamente 25% do carregamento máximo, em torno de 1.195,00 kN.cm. Estas surgiram na região central das vigas e caminharam através das juntas verticais da primeira fiada.

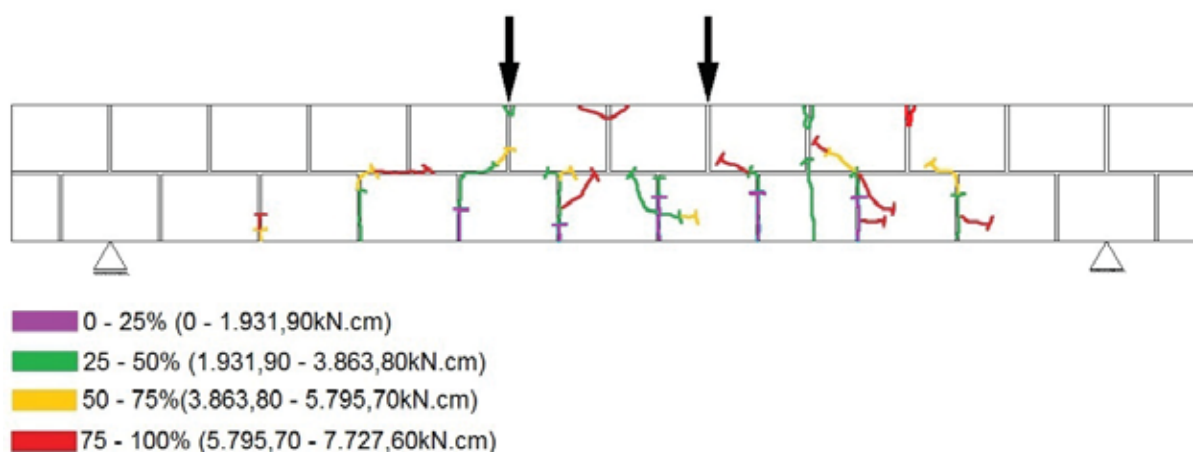
Com o carregamento por volta de 50% do valor máximo, novas fissuras verticais surgiram nas juntas verticais mais próximas aos apoios e as fissuras já existentes atingiram a segunda fiada.

Quando o nível de carregamento estava entre 50 a 75% do máximo, as fissuras começaram a caminhar em direção aos pontos de aplicação de carga pelas juntas horizontais e verticais da segunda fiada, nesta ordem.

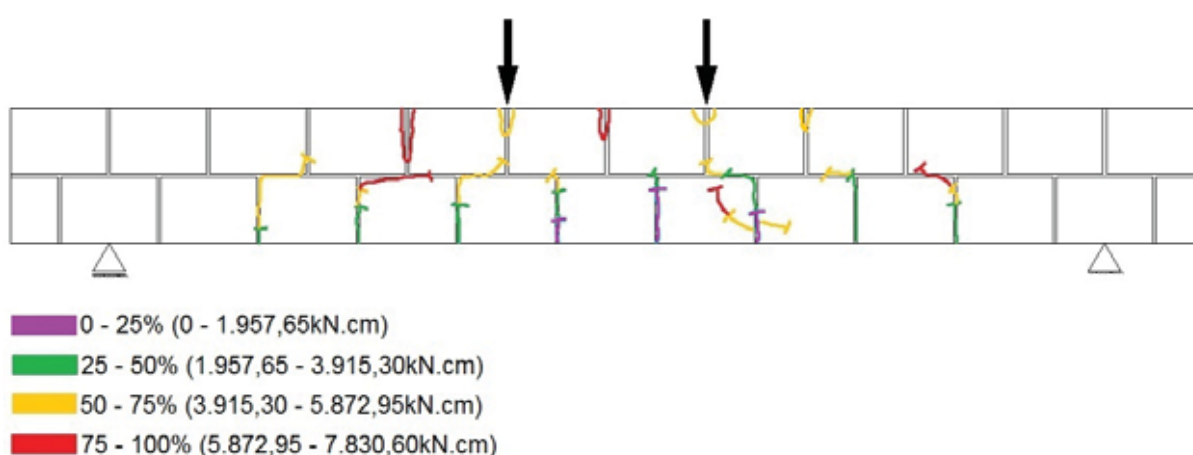
Com quase 100%, correspondendo a 7.200,00 kN.cm, fissuras inclinadas surgiram das fissuras verticais já existentes na primeira fiada próximas dos apoios.

Pôde-se perceber o surgimento de fissuras horizontais nas canaletas da primeira fiada com o carregamento em aproximadamente 3.600 kN.cm e também ficou evidente a ocorrência do esmagamento da alvenaria. As Figuras 68 (a), (b) e (c) exemplificam o histórico de fissuração das vigas V2F6, V2F7 e V2F8.

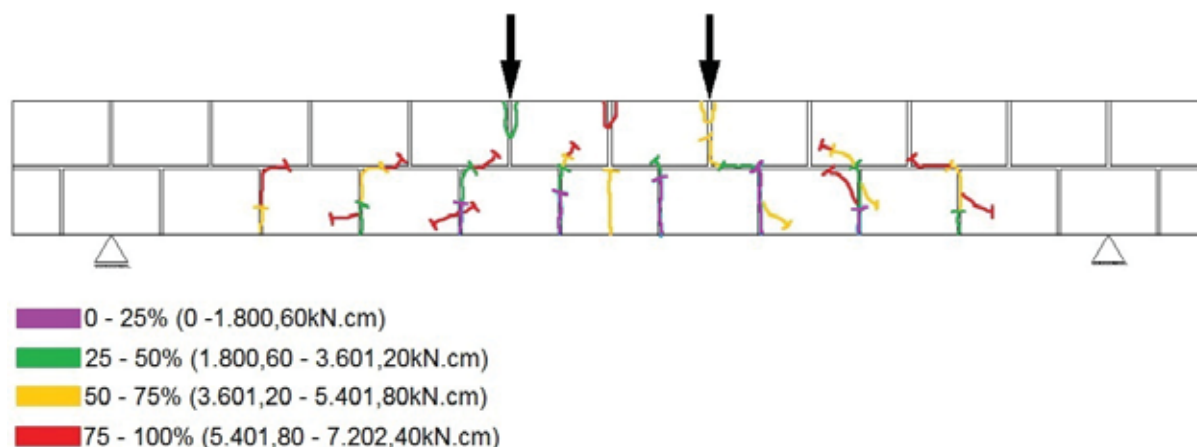
Figura 68 – Histórico de fissuração das vigas V2F6, V2F7 e V2F8



(a) V2F6



(b) V2F7



(c) V2F8

Fonte: Dados do próprio autor

4.2.1.3 Vigas de 3 fiadas

- **Vigas V3F2 e V3F3**

As primeiras fissuras surgiram na vertical com o carregamento entre 0 a 25% do máximo, em torno de 2.070,00 kN.cm. Estas surgiram na região central das vigas, nas juntas verticais da primeira fiada, atingindo a segunda fiada.

Quando o carregamento estava entre 25 e 50% do valor máximo, as fissuras verticais existentes caminharam pelos blocos e pelas juntas verticais da segunda fiada em direção aos pontos de aplicação de carga. Ainda neste intervalo de carregamento novas fissuras verticais surgiram nas juntas verticais da primeira fiada, mais próximas aos apoios.

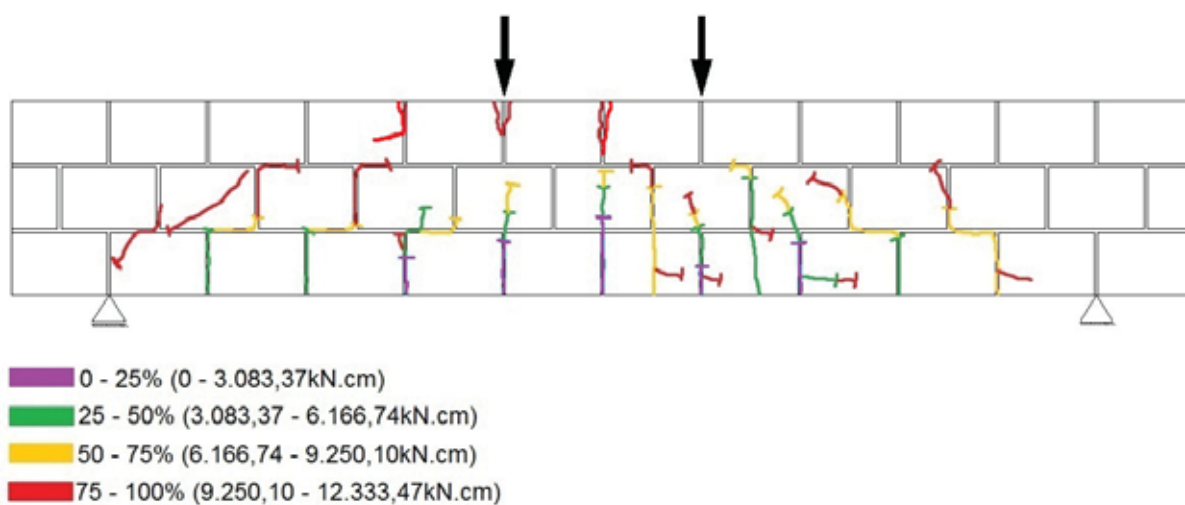
Com o nível de carregamento entre 50 a 75% do máximo, as fissuras da região central atingiram a terceira fiada e as fissuras mais próximas dos apoios atingiram a segunda fiada.

Quando o carregamento atingiu intervalo de 75 a 100% do carregamento máximo, as fissuras próximas aos apoios começaram a se inclinar, prosseguindo em direção aos pontos de aplicação de carga pelas juntas horizontais, verticais e pelos blocos da segunda fiada, nesta ordem.

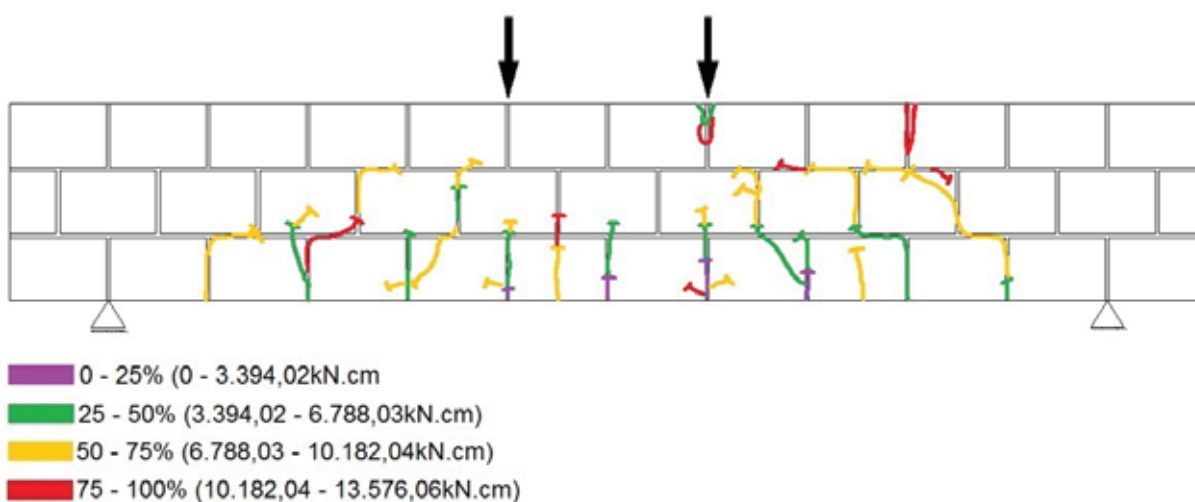
Pôde-se perceber nos dois casos o aparecimento de fissuras horizontais nas canaletas da primeira fiada com o carregamento em aproximadamente 6.000,00 kN.cm. Houve também a ocorrência do esmagamento da alvenaria.

As Figuras 69 (a) e (b) elucidam o histórico de fissuração das vigas V3F2 e V3F3.

Figura 69 – Histórico de fissuração das vigas V3F2 e V3F3



(a) V3F2



(b) V3F3

Fonte: Dados do próprio autor

- **Vigas V3F4, V3F5 e V3F6**

Diferentemente dos demais casos, a fissuração nestas vigas ficou concentrada próxima aos apoios, caracterizando ação do esforço cortante.

As primeiras fissuras surgiram na vertical com o carregamento entre 0 a 25% do máximo, em torno de 2.670,00 kN.cm. Estas surgiram na região central das vigas, nas juntas verticais da primeira fiada.

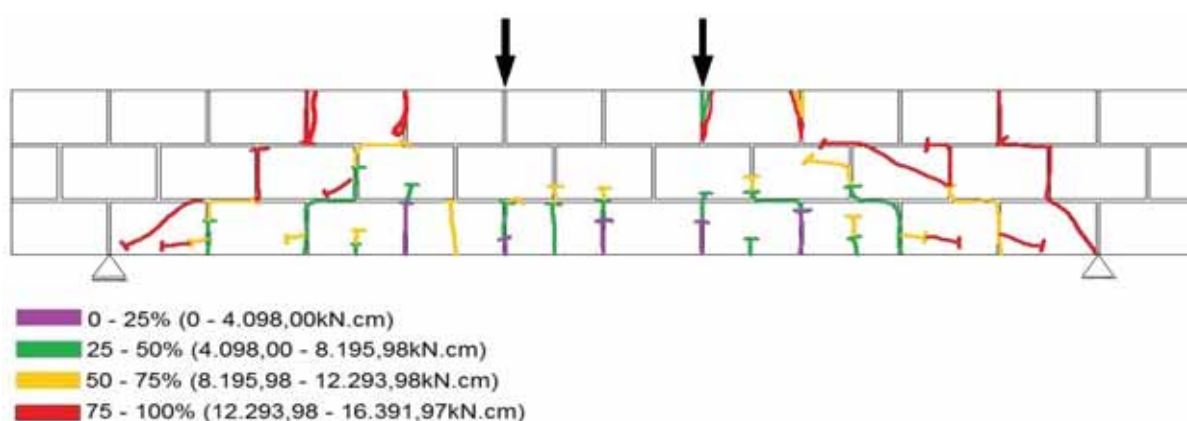
Quando o carregamento estava entre 25 e 50% do valor máximo as fissuras verticais existentes atingiram a segunda fiada e novas fissuras verticais surgiram próximas dos apoios, chegando também a atingir a segunda fiada.

Com o nível de carregamento entre 50 a 75% do máximo, a fissuração foi mais intensa perto dos apoios. Neste intervalo de carregamento, as fissuras caminharam pelas juntas verticais da segunda fiada em direção aos pontos de aplicação de carga.

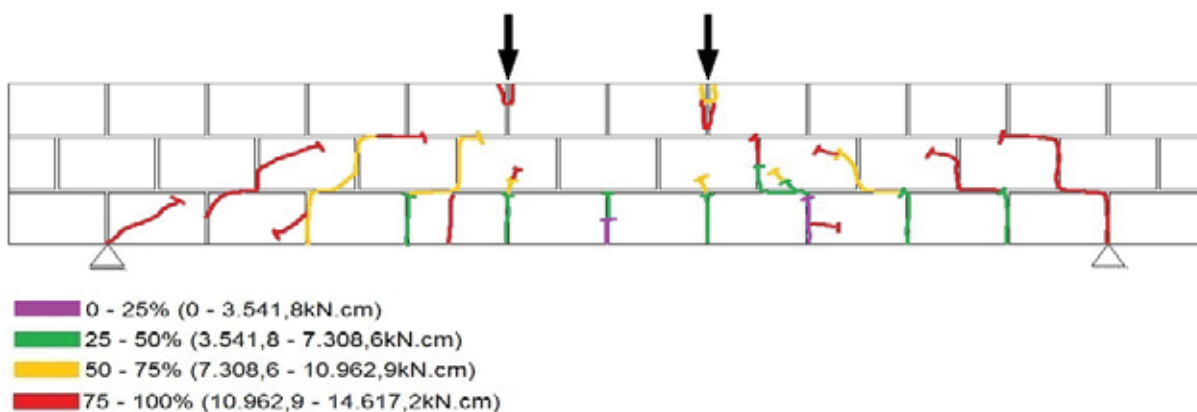
Ao atingir o intervalo de 75 a 100% do carregamento máximo, fissuras inclinadas surgiram dos apoios.

Pôde-se perceber nos três casos o aparecimento de fissuras horizontais com o carregamento em aproximadamente 6.000,00 kN.cm. Percebeu-se a ocorrência do esmagamento da alvenaria na região comprimida. As Figuras 70 (a), (b) e (c) ilustram o histórico de fissuração das vigas V3F4, V3F5 e V3F6, respectivamente.

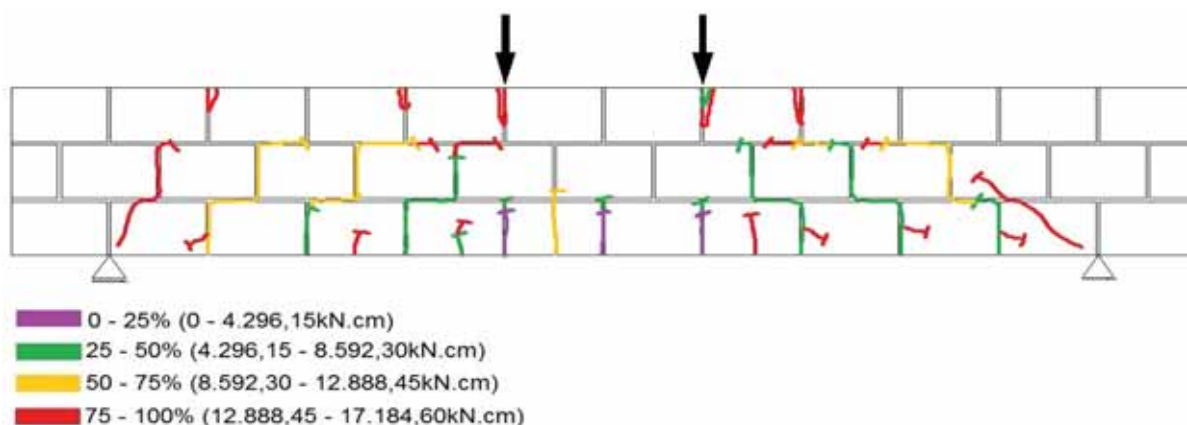
Figura 70 – Histórico de fissuração das vigas V3F4, V3F5 e V3F6



(a) V3F4



(b) V3F5



(c) V3F6

Fonte: Dados do próprio autor.

4.2.2 Análise dos momentos fletores

Os momentos fletores teóricos foram calculados utilizando os dados da Tabela 19 a seguir. Assim, para os cálculos efetuados utilizando a NBR 6118:2007, as vigas de alvenaria estrutural armada foram consideradas como vigas de concreto armado equivalente.

Tabela 19 – Dados utilizados para a realização dos cálculos dos momentos de fissuração e momentos fletores máximos

Viga	h (cm)	b (cm)	d_{real} (cm)	A_s (cm ²)	f_{pm}^* (MPa)	f_{tk} (MPa)	$f_{ym} = f_{yk}$ (MPa)
VC1	19,00	14,00	11,83	0,50	20,49	0,40	500
VC2			12,17				
VC3			12,37				
VC4			12,50				
V2F1	29,20		0,80	15,39			
V2F2	31,00						
V2F3	31,00		3,15				
V2F4	30,50						
V2F6	30,80		5,00				
V2F7	31,20						
V2F8	31,00						
V3F2	53,00		5,00				
V3F3	52,40						
V3F4	51,60		8,00				
V3F5	51,60						
V3F6	52,80						

- Resistência característica à tração na flexão da argamassa (f_{tk}) obtida pela Tabela 3 da NBR 15961-1:2011

Fonte: Dados do próprio autor

4.2.2.1 Momentos de fissuração

Por meio da Eq. (1) foi calculado o momento de fissuração e comparado com o valor real de cada viga.

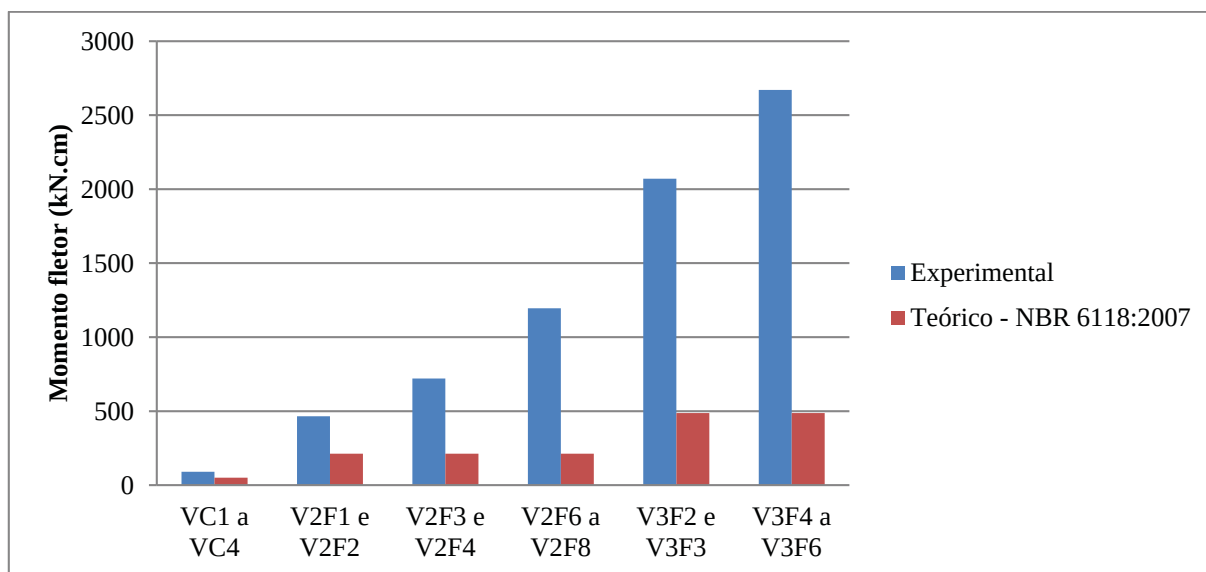
O momento de fissuração experimental foi obtido de maneira visual quando as primeiras fissuras surgiram durante os ensaios de flexão. A Tabela 20 mostra a diferença percentual entre estes momentos e a Figura 71 uma comparação ilustrada no gráfico de barras.

Tabela 20 – Comparação entre os momentos de fissuração obtidos e calculados

Viga	$M_{r,exp}$ (kN.cm)	$M_{r,teo}$ (kN.cm)	Relação entre teórico e experimental (%)
VC1	90,00	50,54	56,16
VC2			
VC3			
VC4			
V2F1	465,00	212,94	45,79
V2F2			
V2F3	720,00		29,58
V2F4			
V2F6			
V2F7	1.195,00		17,82
V2F8			
V3F2	2.070,00	487,34	23,54
V3F3			
V3F4	2.670,00		18,25
V2F5			
V3F6			

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 71 – Comparação entre os momentos de fissuração experimentais e teóricos



Fonte: Dados do próprio autor

Constatou-se que quanto maior foi a taxa de armadura, maior foi a diferença entre os momentos de fissuração teórico e experimental, devido ao fato das maiores taxas de armaduras estarem menos alongadas para mesmo valor de momento de fissuração teórico conforme a Eq. (1).

4.2.2.2 Momentos fletores últimos

Com os valores de momento fletor último experimental de cada viga foi possível compará-los com os obtidos teoricamente segundo o método de dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2007), pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e utilizando a Eq. (2) proposta por Suter e Fenton (1986). Para esta análise os coeficientes de minoração das resistências adotados por estas normas não foram utilizados.

As comparações realizadas podem ser visualizadas na Tabela 21 e no gráfico de barras da Figura 72, com as equações utilizadas para o cálculo do momento fletor teórico segundo ambas as normas mostradas após a Figura 72.

Tabela 21 – Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, sem os coeficientes de minoração

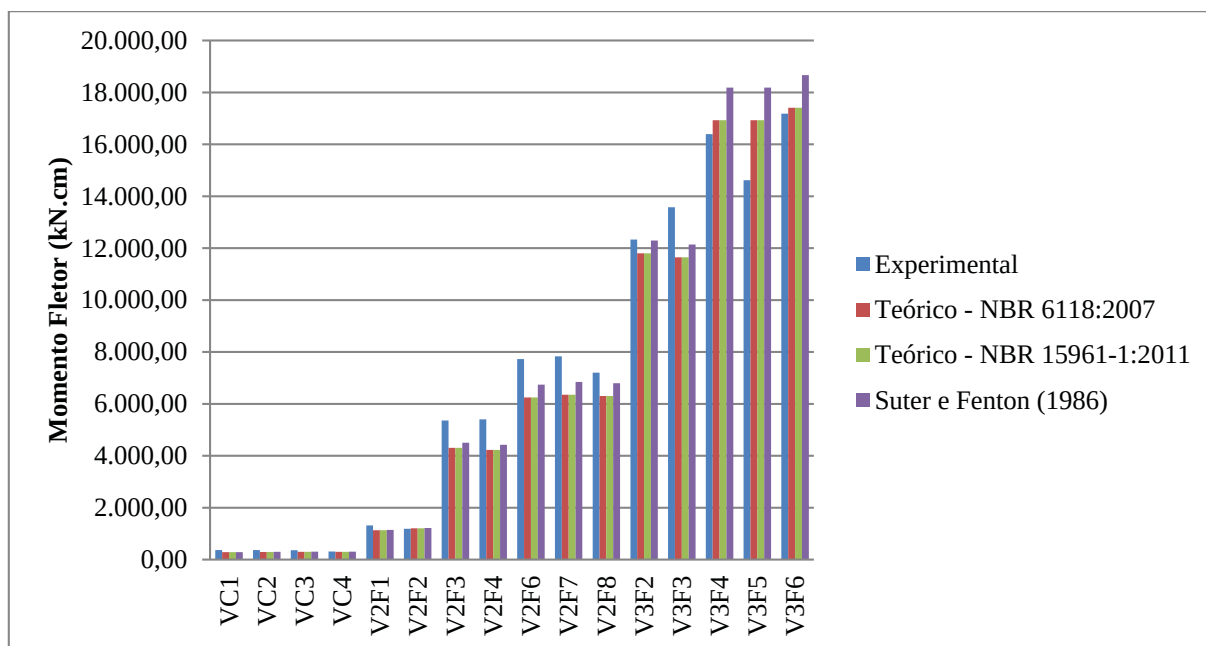
Viga	$M_{u,exp}$ (kN.cm)	$M_{u,teo:Normas}$ (kN.cm)	$M_{u,teo:Suter e Fenton (1986)}$ (kN.cm)	¹ Relação (%)	² Relação (%)
VC1	368,65	284,86	288,56	77,27	78,27
VC2	366,60	293,36	297,06	80,02	81,03
VC3	357,56	298,36	302,06	83,44	84,48
VC4	311,08	301,61	305,31	96,95	98,15
V2F1	1.316,40	1.130,87	1.143,49	85,91	86,87
V2F2	1.186,04	1.202,87	1.215,49	101,42	102,48
V2F3	5.360,44	4.306,84	4.502,57	80,34	84,00
V2F4	5.404,80	4.228,09	4.423,82	78,23	81,85
V2F6	7.727,40	6.249,61	6.742,75	80,88	87,26
V2F7	7.830,60	6.349,61	6.842,75	81,09	87,38
V2F8	7.202,40	6.299,61	6.792,75	87,47	94,31
V3F2	12.333,57	11.799,61	12.292,75	95,67	99,67
V3F3	13.576,06	11.649,61	12.142,75	85,81	89,44
V3F4	16.391,97	16.927,01	18.189,43	103,26	110,97
V3F5	14.617,20	16.927,01	18.189,43	115,80	124,44
V3F6	17.184,60	17.407,01	18.669,43	101,29	108,64

- ¹Relação entre os momentos fletores últimos teóricos calculados segundo a NBR 6118:2007 e a NBR 15961-1:2011 e os obtidos experimentalmente.

- ²Relação entre os momentos fletores últimos teóricos calculados segundo a equação proposta por Suter e Fenton (1986) e os obtidos experimentalmente.

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 72 – Gráfico de barras utilizado para a comparação dos momentos fletores últimos experimentais e teóricos, sem os coeficientes de minoração



Fonte: Dados do próprio autor

- Equações utilizadas para o cálculo do momento fletor último teórico sem os coeficientes de minoração, obtidas pelo método de cálculo propostas pela NBR 6118:2007:

$$M_{u,teórico:NBR\ 6118}^* = f_{pm}^* \cdot b \cdot (0,8 \cdot x \cdot d_{real} - 0,32 \cdot x^2) \quad (3)$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,8 \cdot b \cdot f_{pm}^*} \quad (4)$$

- Equação utilizada para o cálculo do momento fletor último teórico sem os coeficientes de minoração, segundo a NBR 15961-1:2011:

$$M_{u,teórico:NBR\ 15961-1}^* = A_s \cdot f_{yk} \cdot d_{real} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{pm}^*} \right) \quad (5)$$

Como esperado, os valores dos momentos fletores últimos calculados segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007) e a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) são iguais, uma vez que o modelo de cálculo

adotado por ambas é o mesmo. Deste modo, na Tabela 21 estes valores estão apresentados na terceira coluna ($M_{u,teo:Normas}^*$).

Objetivando-se analisar a influência dos coeficientes de minoração das resistências adotados pelas duas normas abordadas neste trabalho, a Tabela 22 e o gráfico de barras da Figura 73 mostram um comparativo dos momentos fletores últimos experimentais e teóricos. Para tal, as equações e os coeficientes utilizados estão ilustrados após a Figura 73.

Tabela 22 – Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, com os coeficientes de minoração

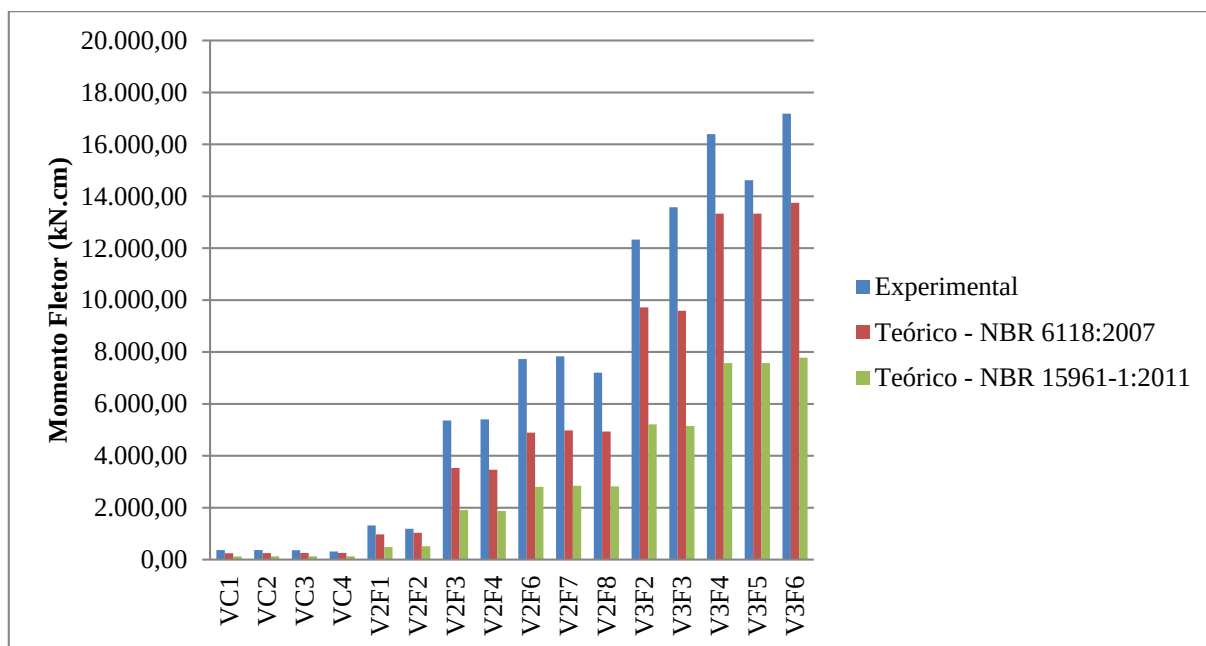
Viga	$M_{u,exp}$ (kN.cm)	$M_{u,teo:NBR\ 6118}$ (kN.cm)	$M_{u,teo:NBR\ 15961-1}$ (kN.cm)	¹ Relação (%)	² Relação (%)
VC1	368,65	243,72	122,16	66,11	33,14
VC2	366,60	251,12	125,67	68,50	34,28
VC3	357,56	255,47	127,73	71,45	35,72
VC4	311,08	258,29	129,08	83,03	41,49
V2F1	1.316,40	969,87	482,43	73,68	36,65
V2F2	1.186,04	1.032,51	512,17	87,06	43,18
V2F3	5.360,44	3.530,13	1.905,19	65,86	35,54
V2F4	5.404,80	3.461,61	1.870,95	64,05	34,62
V2F6	7.727,40	4.890,86	2.799,48	63,29	36,23
V2F7	7.830,60	4.977,86	2.842,95	63,57	36,31
V2F8	7.202,40	4.934,36	2.821,22	68,51	39,17
V3F2	12.333,57	9.719,36	5.212,52	78,80	42,26
V3F3	13.576,06	9.588,86	5.147,30	70,63	37,91
V3F4	16.391,97	13.327,97	7.570,14	81,31	46,18
V3F5	14.617,20	13.327,97	7.570,14	91,18	51,79
V3F6	17.184,60	13.745,57	7.778,83	79,99	45,27

- ¹Relação entre os momentos fletores últimos teóricos calculados segundo a NBR 6118:2007 e os obtidos experimentalmente

- ²Relação entre os momentos fletores últimos teóricos calculados segundo a NBR 15961-1:2011 e os obtidos experimentalmente

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 73 – Gráfico de barras utilizado para a comparação dos momentos fletores últimos experimentais e teóricos, com os coeficientes de minoração



Fonte: Dados do próprio autor

- Equações utilizadas para o cálculo do momento fletor máximo teórico, obtidas utilizando o método de dimensionamento proposto pela NBR 6118:2007:

$$M_{u,teórico:NBR\ 6118} = f_{pd}^* \cdot b \cdot (0,68 \cdot x \cdot d_{real} - 0,272 \cdot x^2) \quad (6)$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{pd}^*} \quad (7)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \text{ sendo } \gamma_s = 1,15 \quad (8)$$

$$f_{pd}^* = \frac{f_{pm}^*}{\gamma_c}, \text{ sendo } \gamma_c = 1,40 \quad (9)$$

- Equação utilizada para o cálculo do momento fletor máximo teórico segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011):

$$M_{u,teórico:NBR\ 15961-1} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (10)$$

$$z = d_{real} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d_{real} \quad (11)$$

$$f_s = 0,5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m}, \text{ sendo } \gamma_m = 1,15 \quad (12)$$

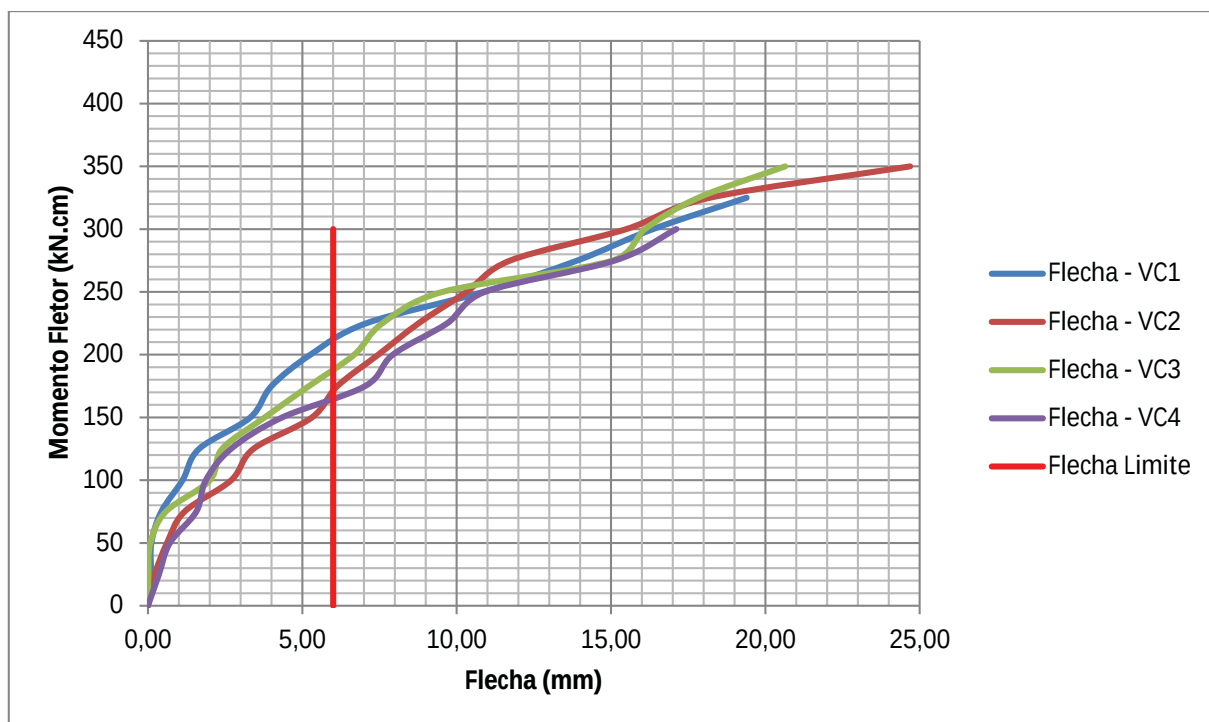
$$f_d = \frac{f_{pm}^*}{\gamma_m}, \text{ sendo } \gamma_m = 2,00 \quad (13)$$

Constatou-se por meio da Tabela 27 e do gráfico da Figura 73 que ao se utilizar os coeficientes de minoração propostos pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011), o valor do momento fletor último teórico é em média 3 vezes menor do que o valor real. Realizando esta comparação para a NBR 6118 (ABNT, 2007), este número reduz para 1,5.

4.2.3 Flechas

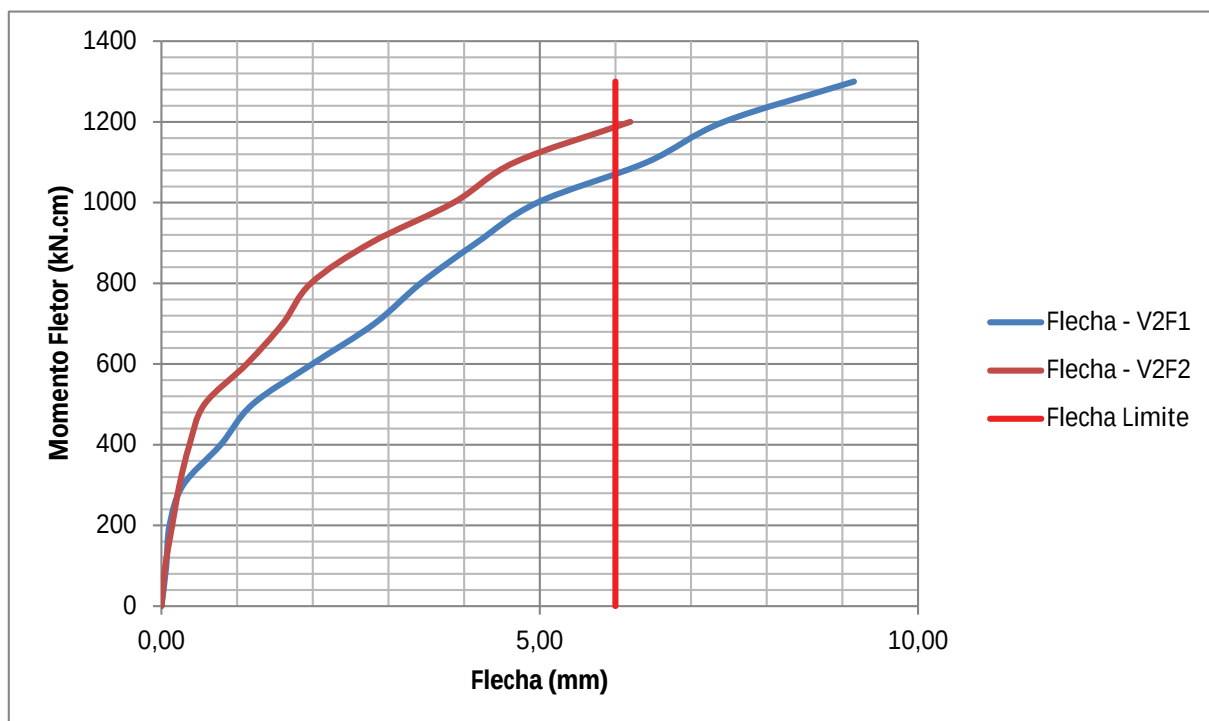
O gráfico Momento Fletor x Flecha para cada grupo de viga estão explicitados nas Figuras 74 até 79. Nestes gráficos poderá ser observado que os momentos fletores correspondentes aos pontos de quebra das curvas estão próximos dos momentos de fissuração experimentais mostrados na Tabela 20.

Figura 74 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas canaletas



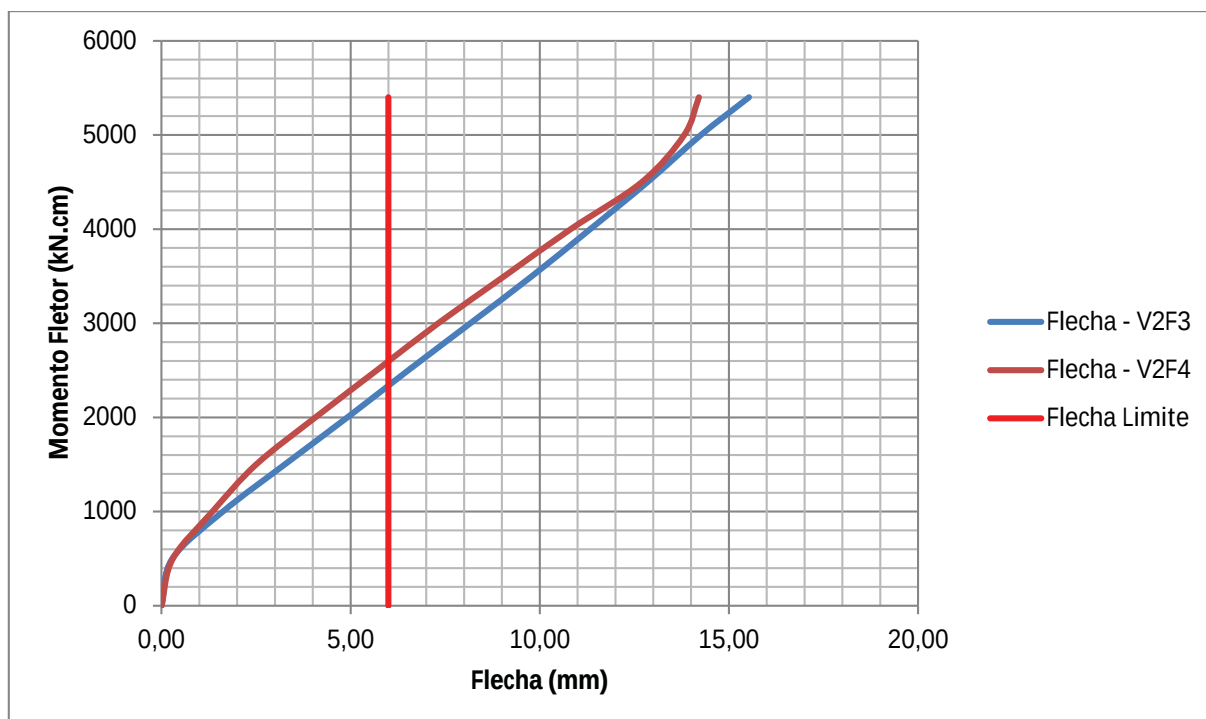
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 75 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F1 e V2F2



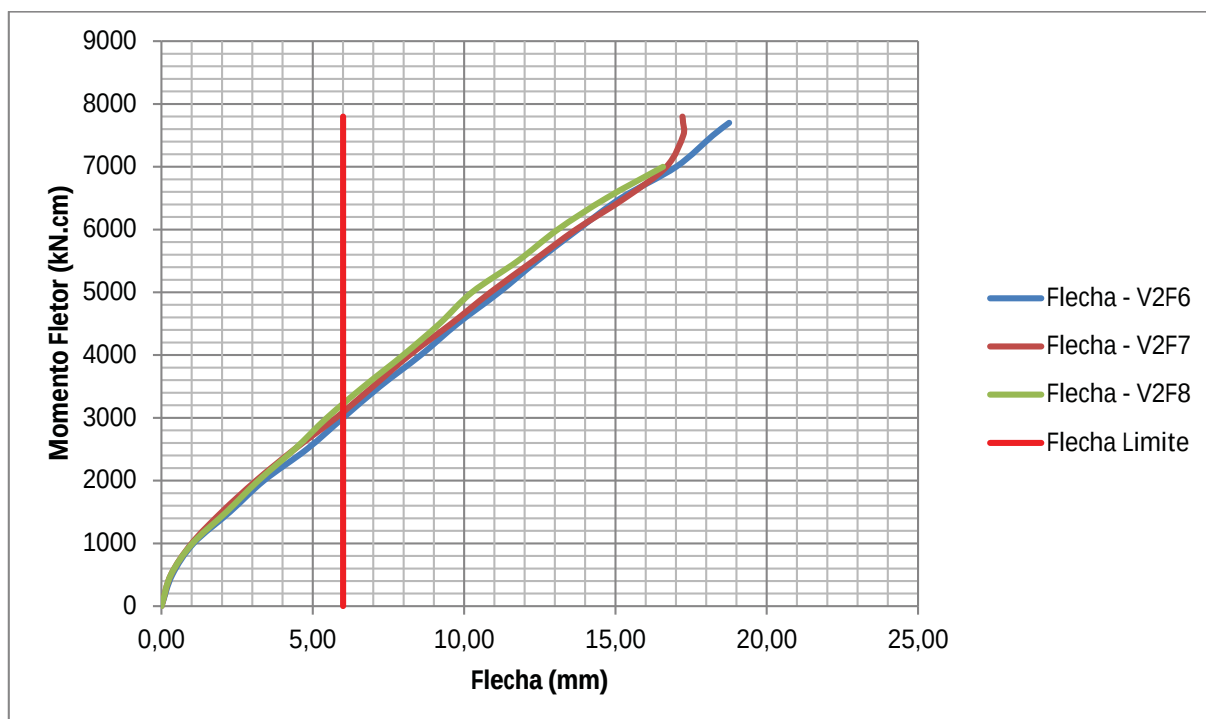
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 76 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F3 e V2F4



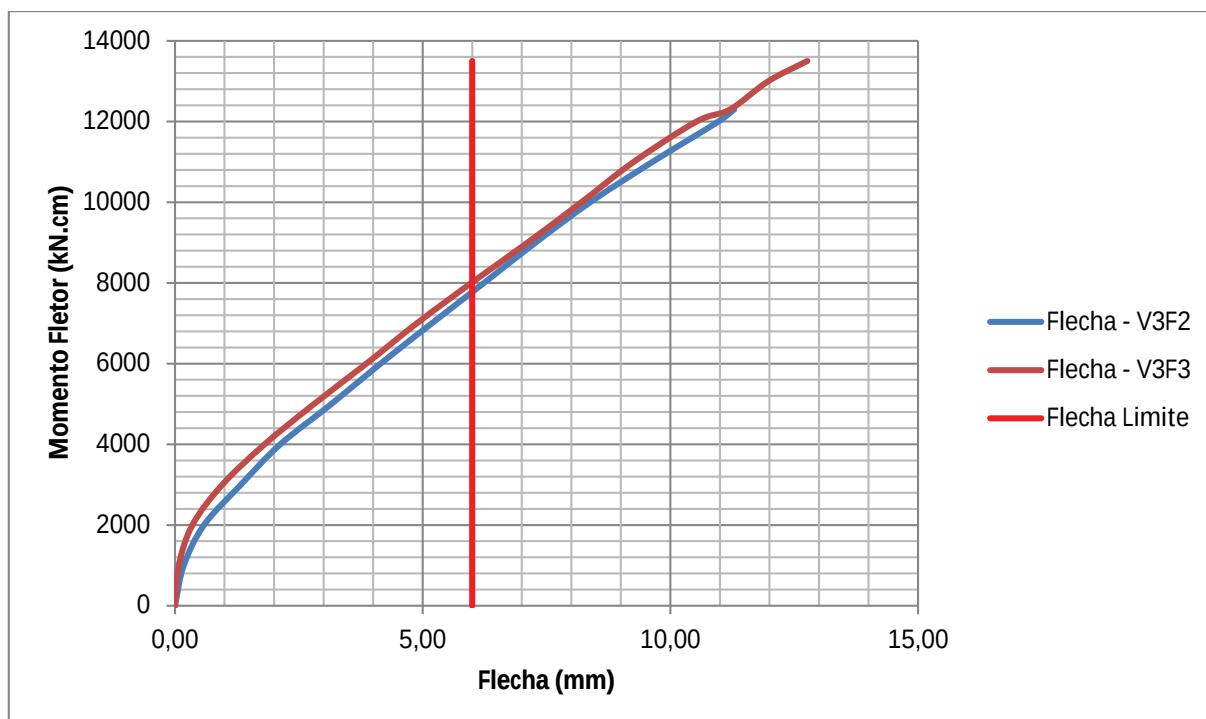
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 77 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V2F6, V2F7 e V2F8



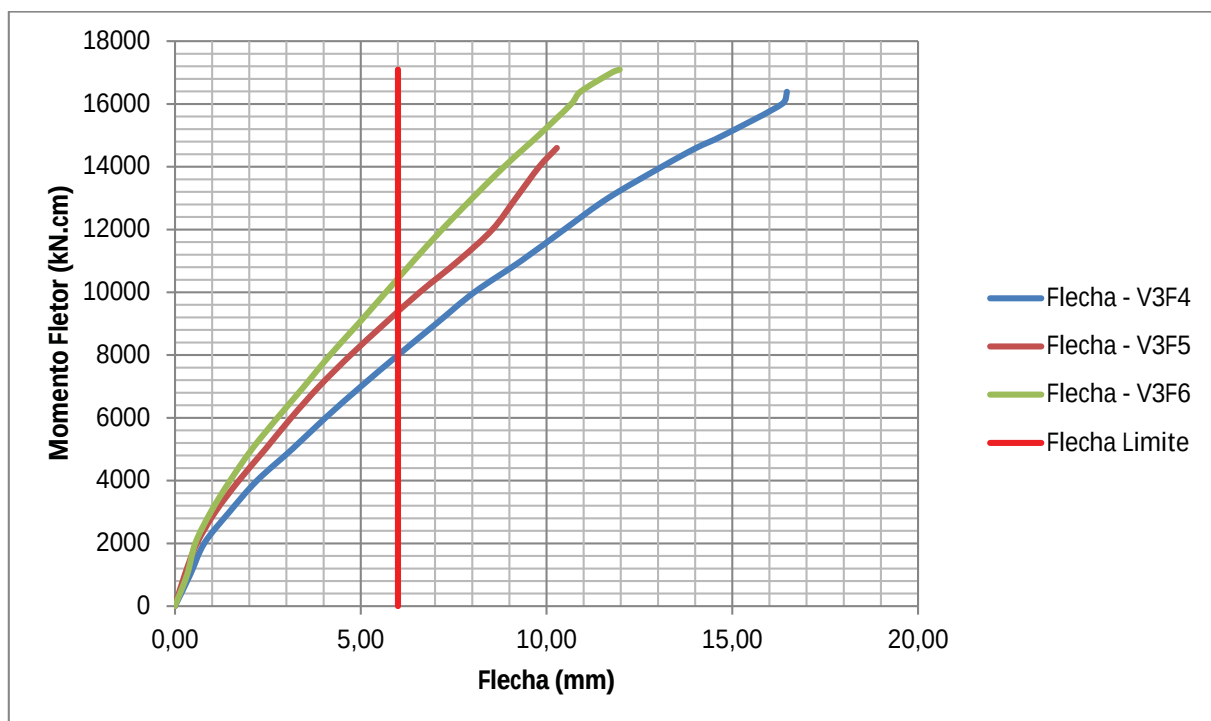
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 78 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V3F2 e V3F3



Fonte: Dados do próprio autor

Figura 79 – Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas V3F4, V3F5 e V3F6



Fonte: Dados do próprio autor

Todos os casos atingiram o ELS de deformação excessiva com as porcentagens de carregamento em relação ao total ilustradas na Tabela 23.

Tabela 23 – Valores de carregamentos quando as vigas atingiram o ELS de deformação excessiva

Viga	Momento Fletor (kN.cm)		Percentual de carregamento (%)	Flecha máxima (mm)	¹ Relação
	Máximo	Flecha (ELS)			
VC1	325,00	210,00	64,62	19,5	17
VC2	350,00	170,00	48,57	24,7	14
VC3	350,00	190,00	54,29	20,6	17
VC4	300,00	165,00	55,00	17,1	18
V2F1	1.300,00	1080,00	83,08	9,2	142
V2F2	1.200,00	1180,00	98,33	6,2	194
V2F3	5.400,00	2400,00	44,44	15,5	348
V2F4	5.400,00	2600,00	48,15	14,2	380
V2F6	7.700,00	3000,00	38,96	18,8	410
V2F7	7.800,00	3100,00	39,74	17,2	453
V2F8	7.000,00	3100,00	44,29	16,6	422
V3F2	12.400,00	7600,00	61,29	12,3	1009
V3F3	13.600,00	8000,00	58,82	12,8	1065
V3F4	16.400,00	8000,00	48,78	16,5	996
V3F5	14.600,00	9400,00	64,38	10,3	1420
V3F6	17.200,00	10400,00	60,47	12,0	1437

- ¹Relação entre o momento fletor máximo e a flecha máxima.

Fonte: Dados do próprio autor

Pôde-se observar que houve um aumento significativo da rigidez principalmente pelo aumento da altura das vigas (inserção de mais 1 fiada), fato observado pela análise realizada da relação momento fletor máximo e flecha máxima da tabela anterior.

4.2.4 Deformações

Para melhor compreensão das curvas traçadas a seguir, ver Figuras 57 (a) e (b). Segue também a legenda utilizada:

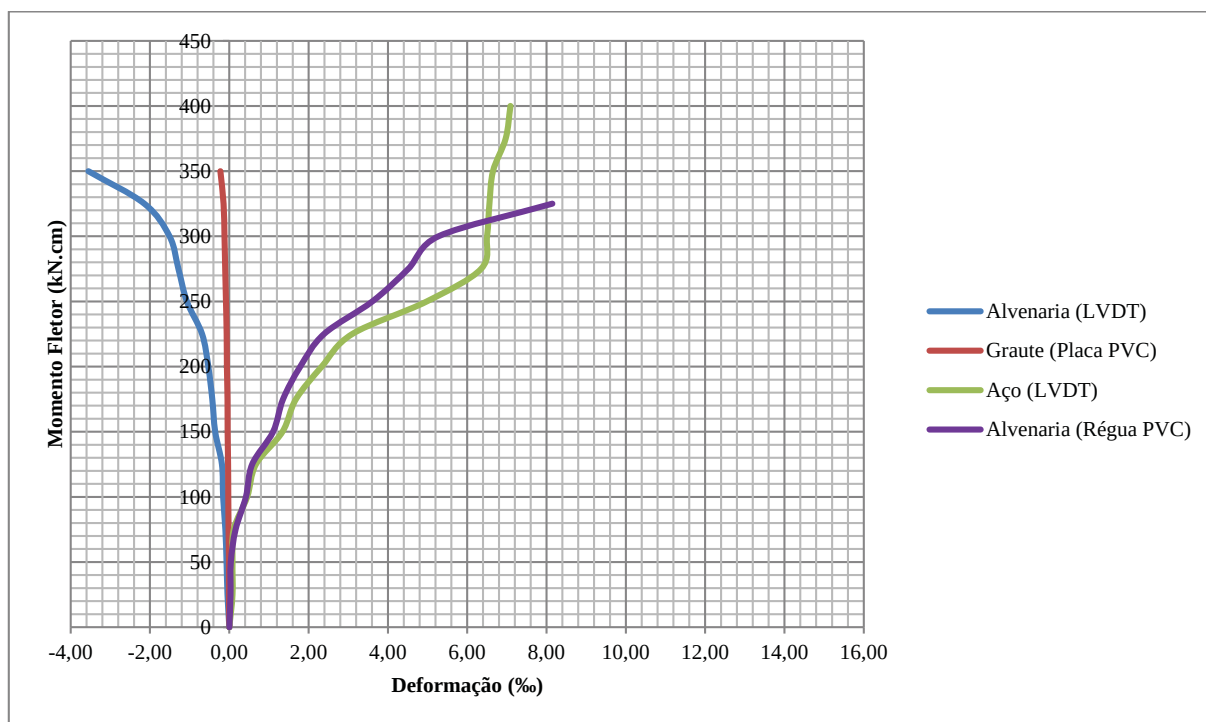
- Alvenaria (LVDT): Deformação obtida com a leitura do LVDT fixado na região superior das vigas;
- Graute (Placa PVC): Deformação obtida pelo extensômetro fixado em placa de PVC, conjunto fixado no graute da região superior das vigas;
- Aço (Extensômetro): Deformação obtida pelo extensômetro fixado na armadura longitudinal;
- Aço (LVDT): Deformação obtida com a leitura do LVDT fixado na linha da armadura longitudinal e;
- Alvenaria (Régua PVC): Deformação obtida pelo extensômetro colado em régua de PVC, conjunto fixado na região inferior das vigas.

Os dados dos LVDTs localizados nas laterais das vigas de 2 e 3 fiadas não foram utilizados devido a inconsistência dos valores obtidos.

Nos gráficos mostrados a seguir, os valores negativos de deformação indicam compressão (encurtamento) e os positivos tração (alongamento).

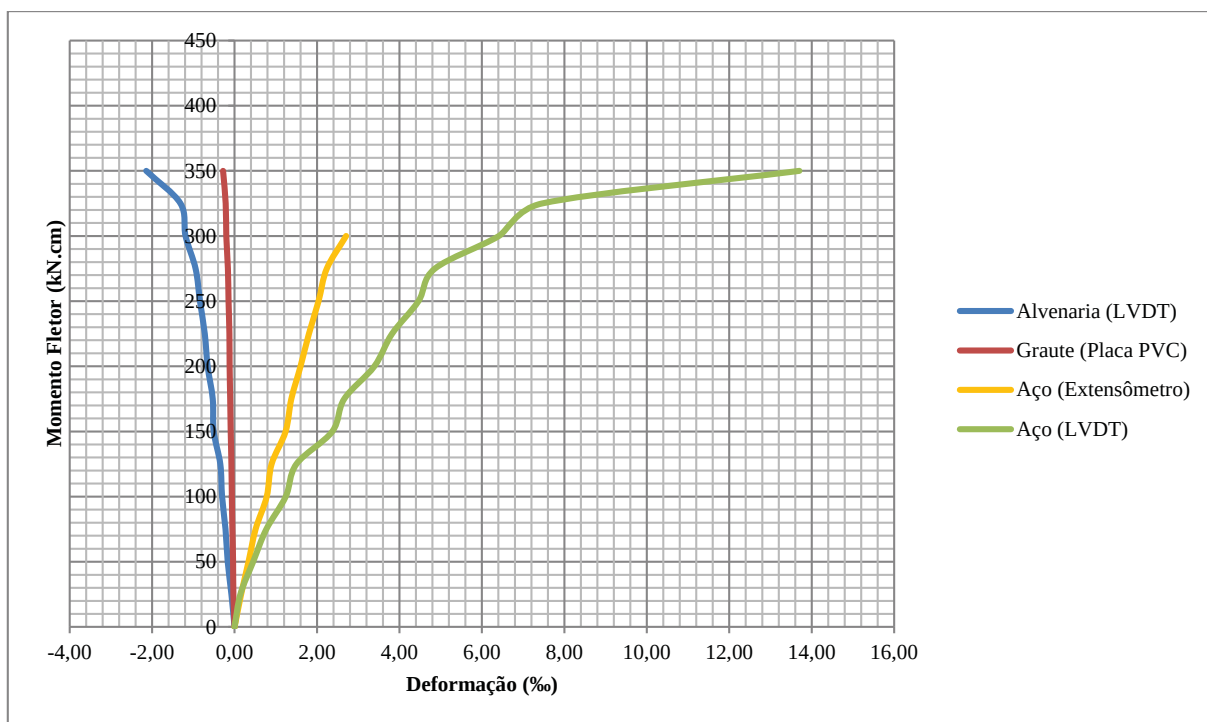
Nas Figuras 80 a 95 estão mostrados os gráficos de Momento Fletor x Deformação para cada viga.

Figura 80 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC1



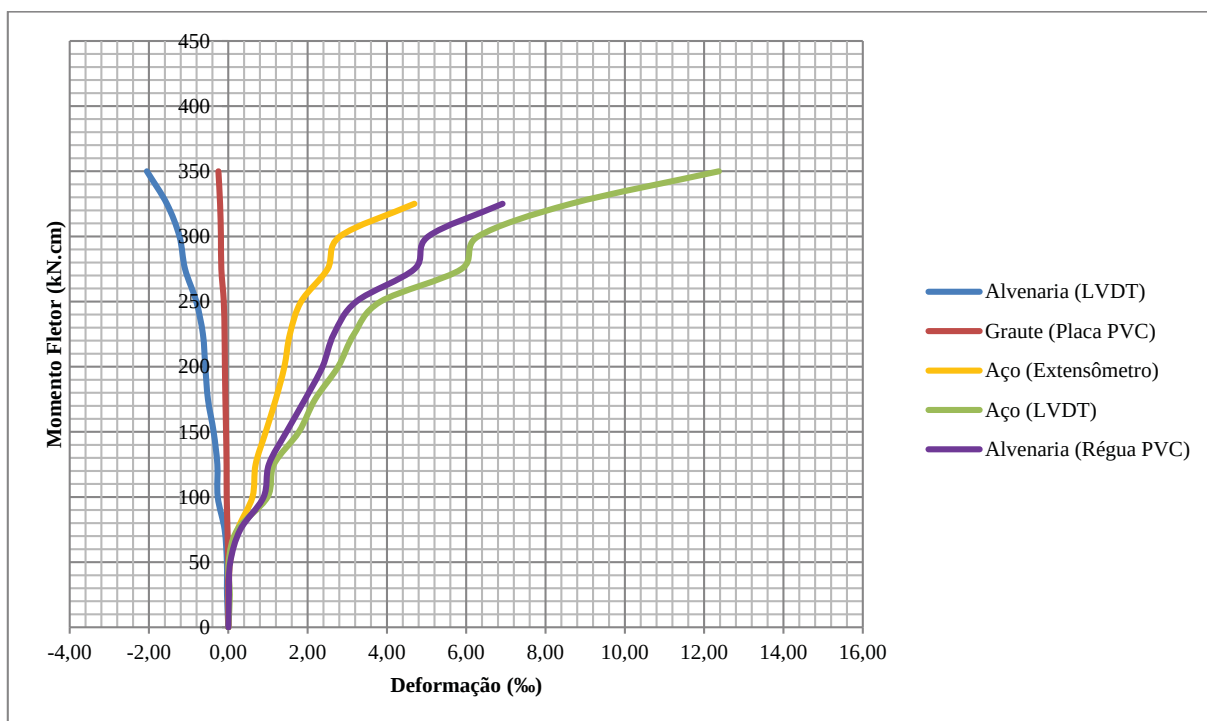
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 81 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC2



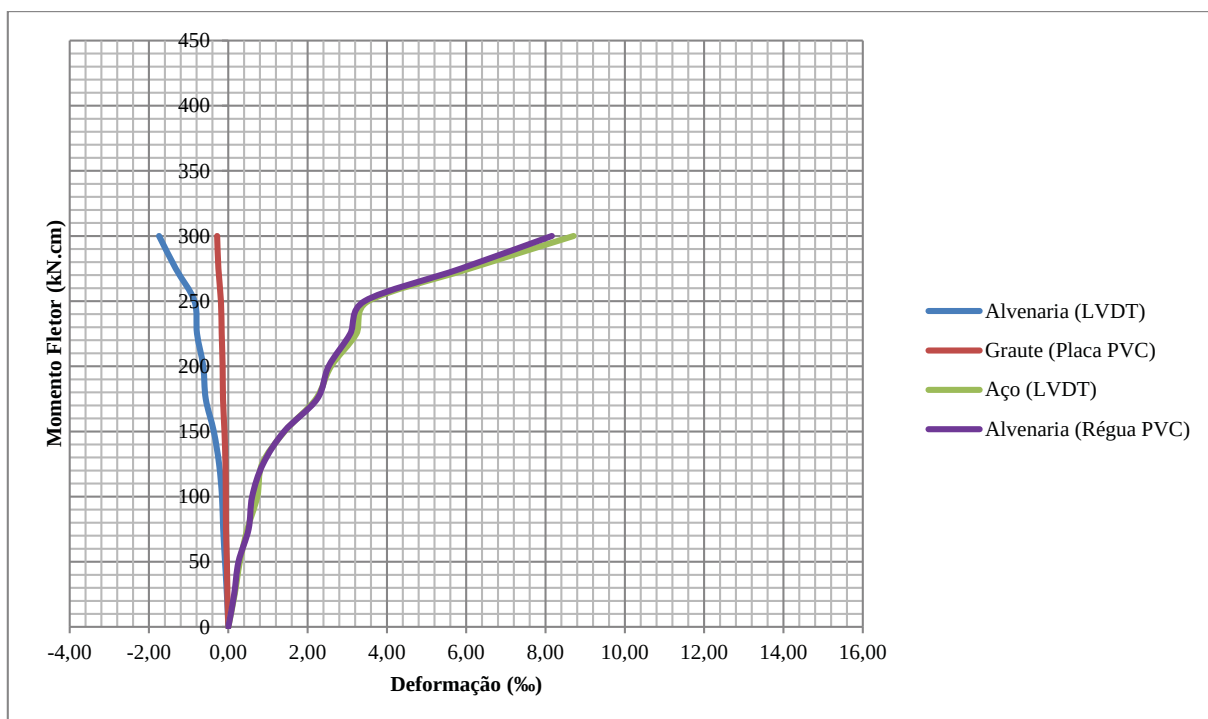
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 82 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC3



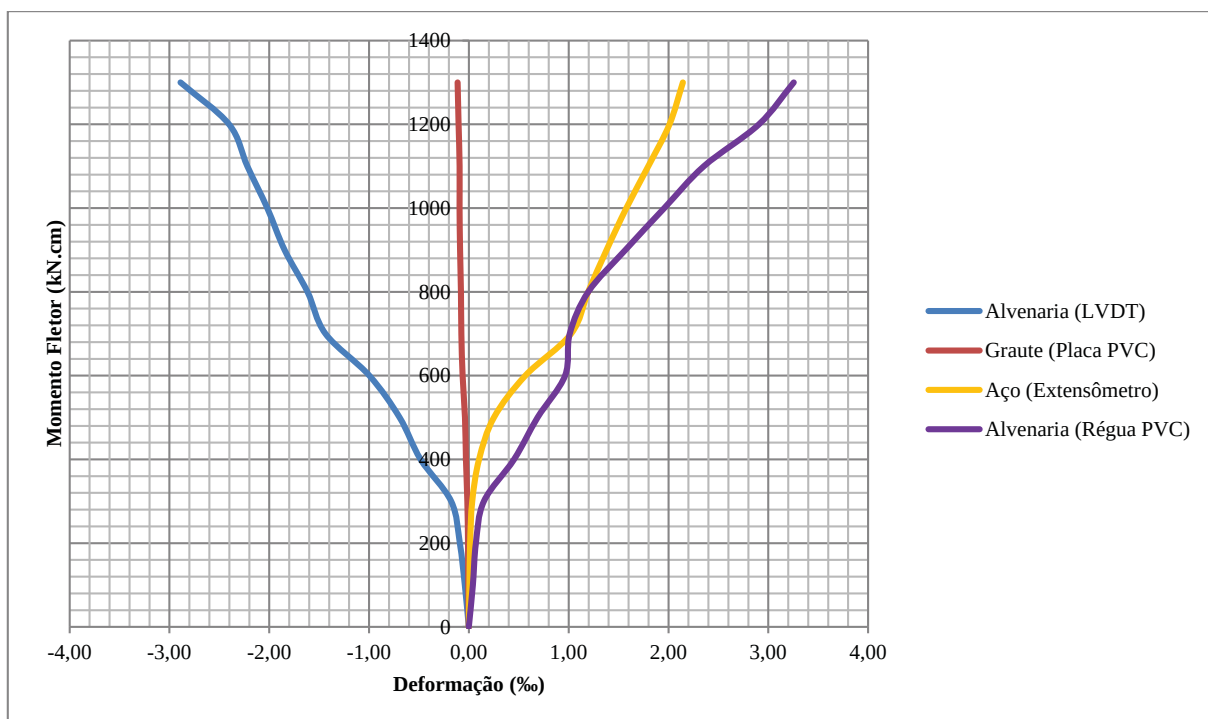
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 83 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga VC4



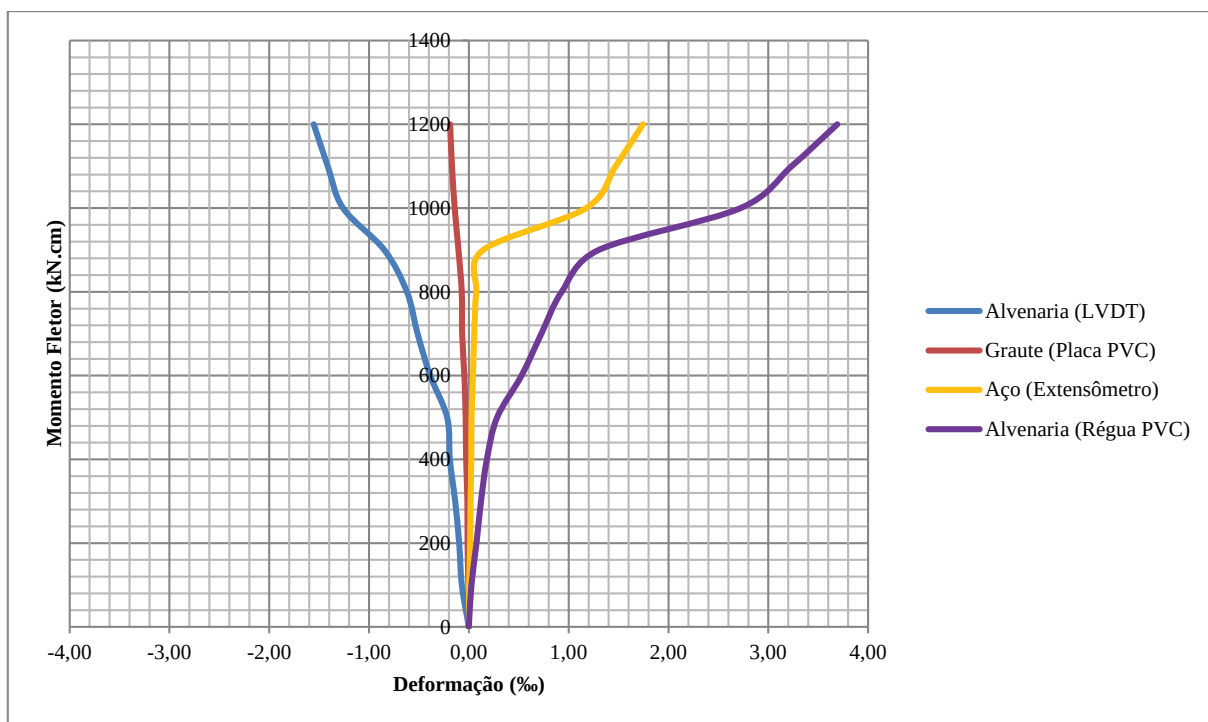
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 84 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F1



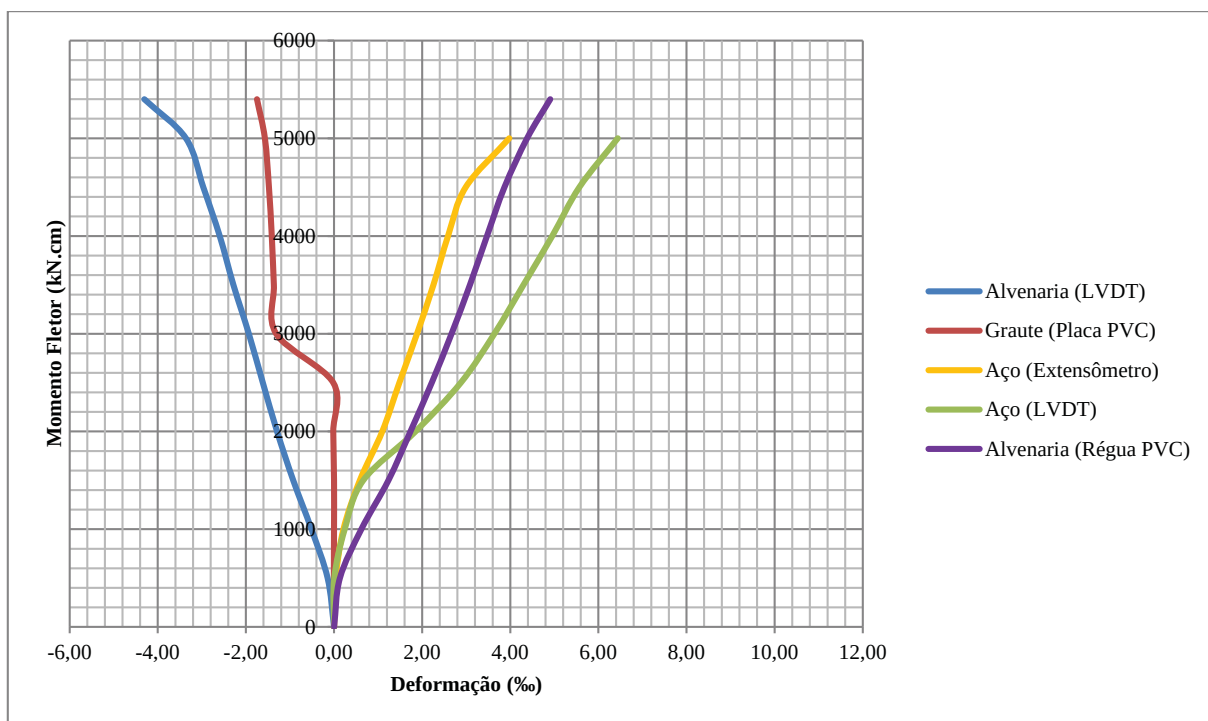
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 85 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F2



Fonte: Dados do próprio autor

Figura 86 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F3



Fonte: Dados do próprio autor

Figura 87 – Gráfico Momento Fletor x Deformações para a viga V2F4

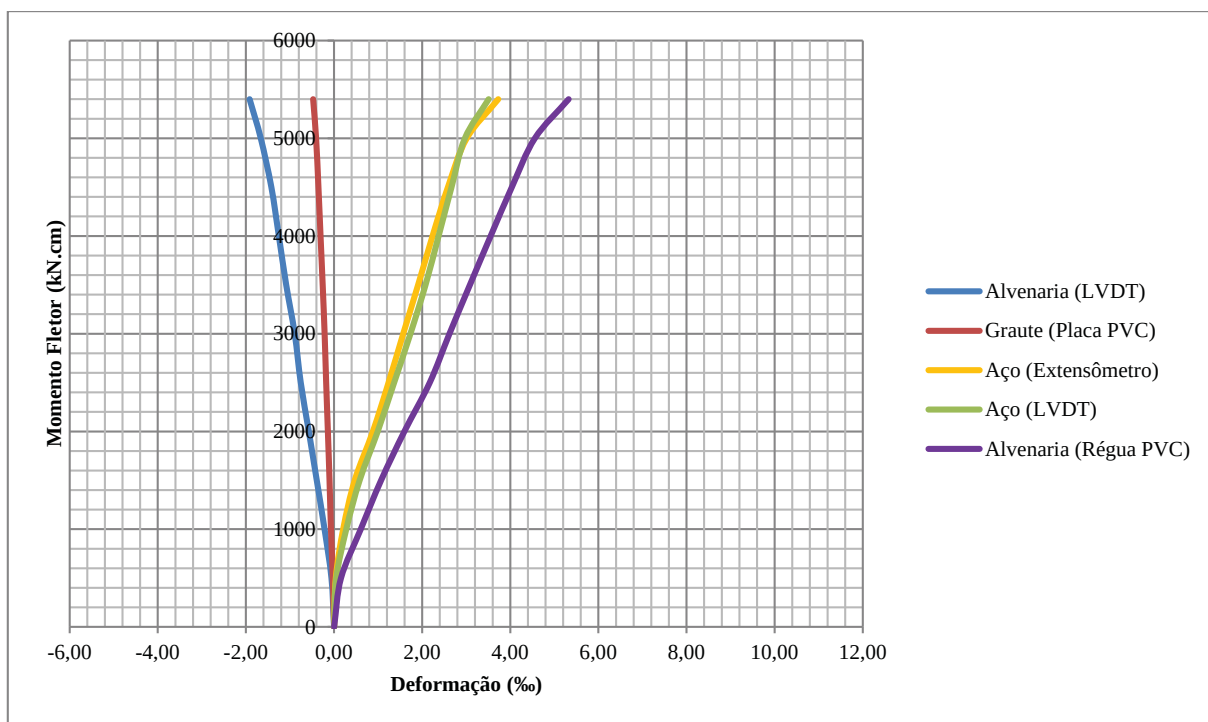


Figura 88 – Gráfico Momento Fletor x Deformações para a viga V2F6

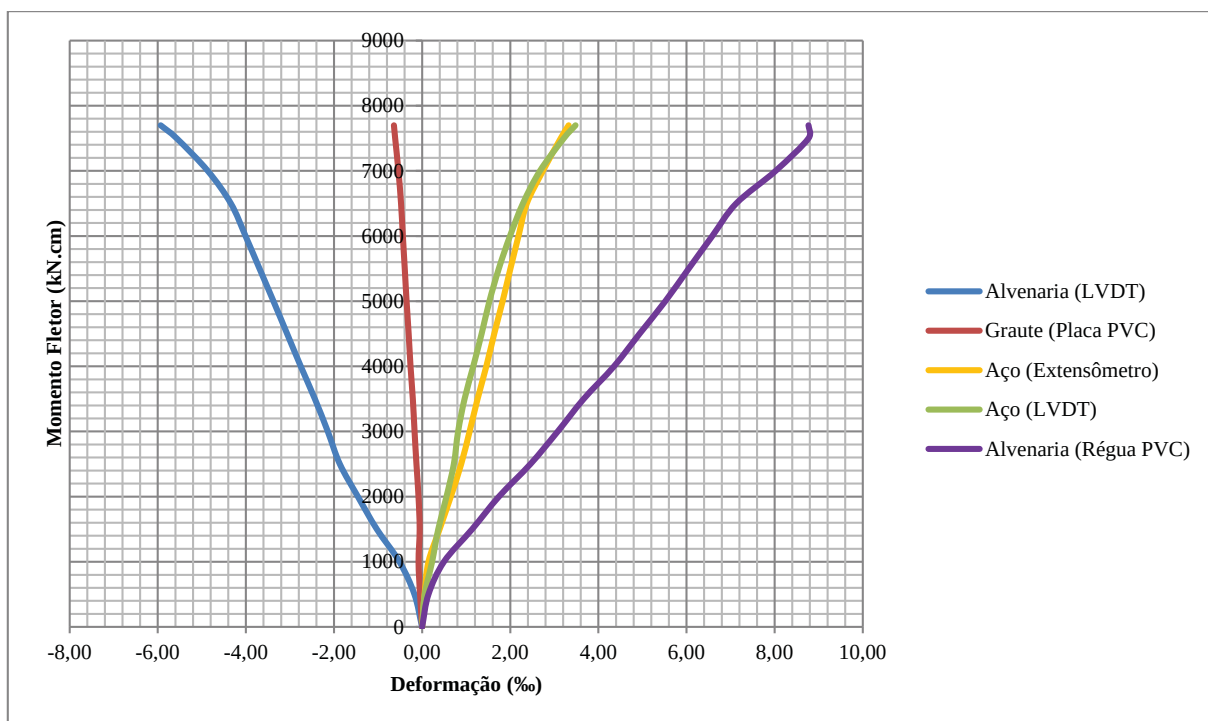
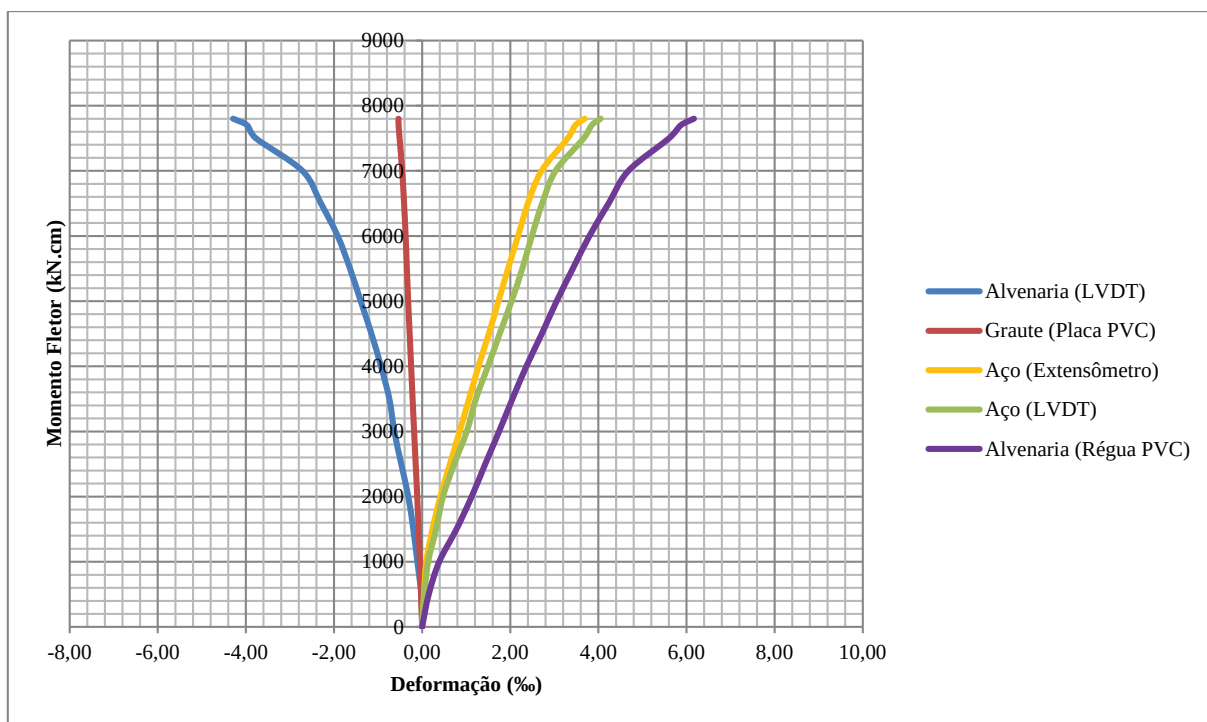
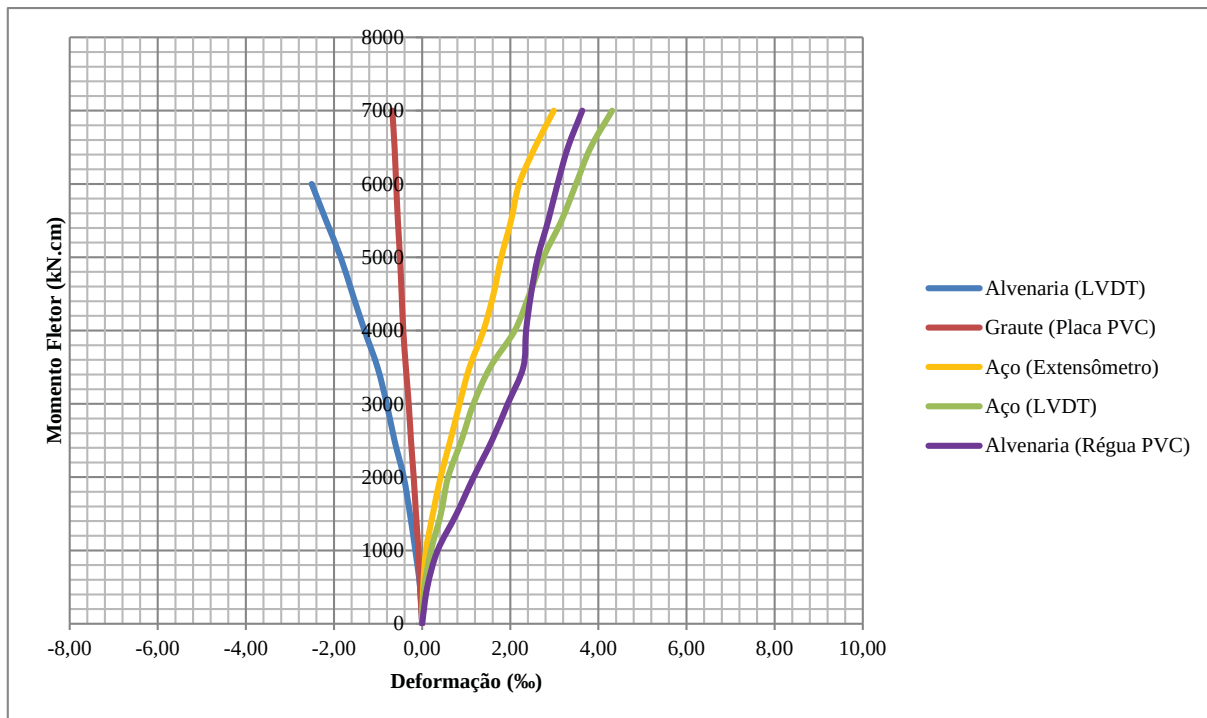


Figura 89 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F7



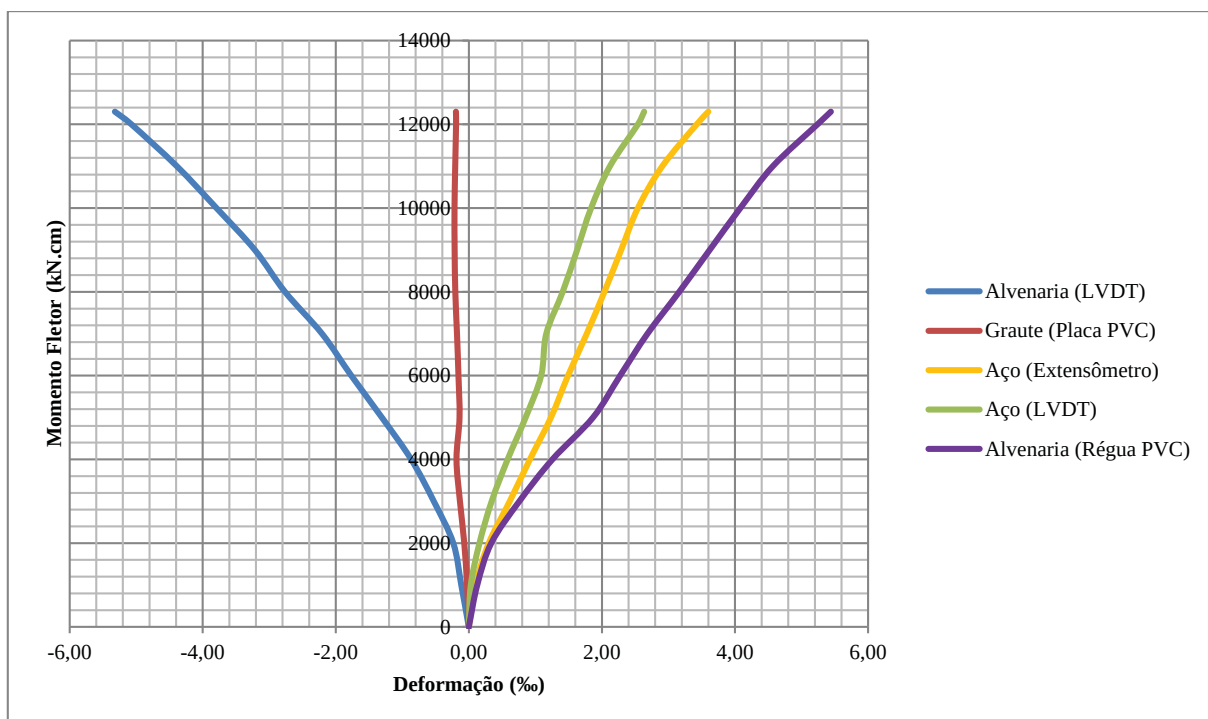
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 90 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V2F8



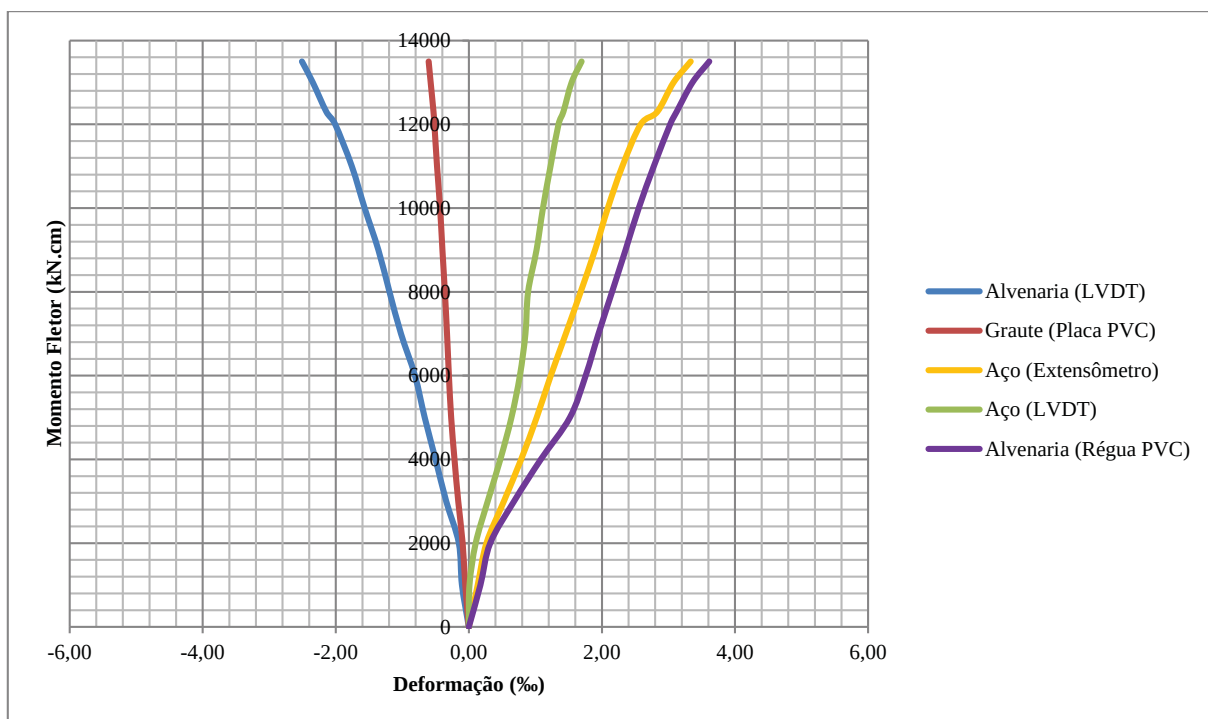
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 91 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F2



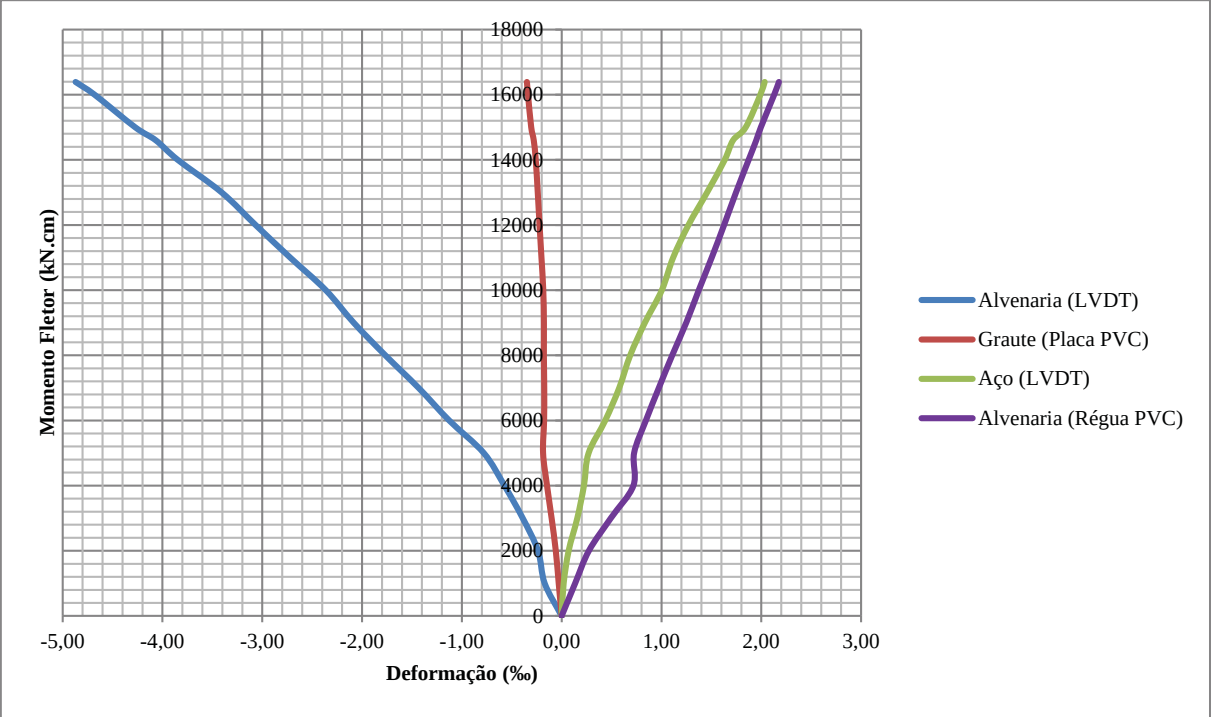
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 92 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F3



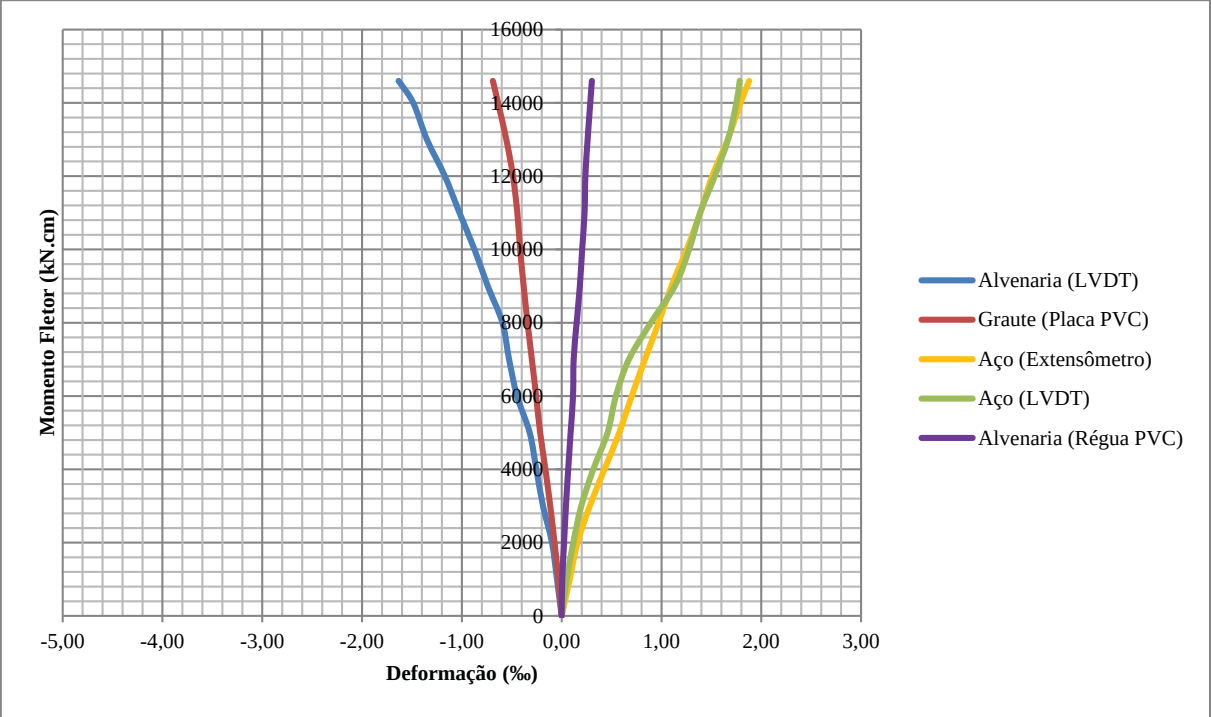
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 93 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F4



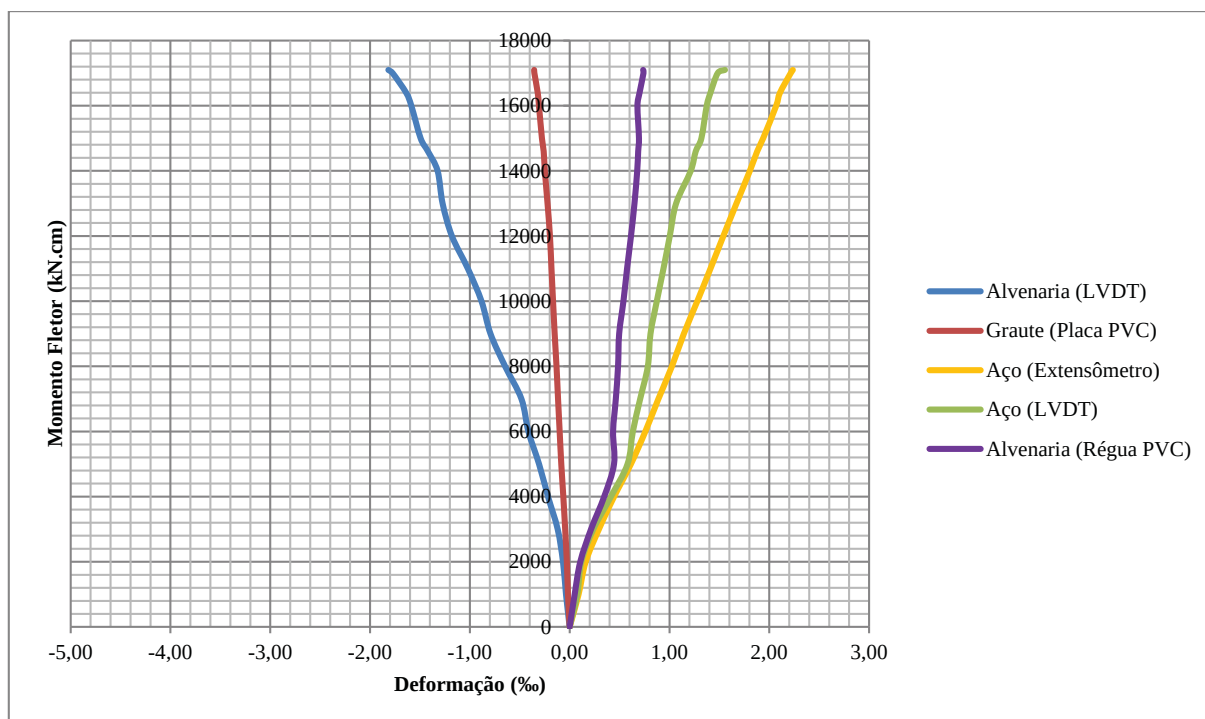
Fonte: Dados do próprio autor

Figura 94 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F5



Fonte: Dados do próprio autor

Figura 95 – Gráfico Momento Fletor x Deformação para a viga V3F6



Fonte: Dados do próprio autor

Com os valores médios do encurtamento máximo da alvenaria e do graute na flexão (vigas) e na compressão simples (prismas grauteados) retirados dos gráficos e mostrados nas Tabelas 24 e 25, foi possível realizar as comparações mostradas a seguir.

Tabela 24 – Encurtamento médio máximo da alvenaria e do graute na flexão e na compressão simples para os elementos constituídos de canaleta

Deformação média máxima (‰)			
Vigas canaletas - Flexão		Prismas canaletas grauteados – Compressão simples	
Alvenaria (LVDT)	Graute (Placa PVC)	LVDT Laterais	Graute (Placa PVC)
2,37	0,28	2,00	1,04

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 25 – Encurtamento médio máximo da alvenaria e do graute na flexão e na compressão simples para os elementos constituídos de blocos

Deformação média máxima (‰)			
Vigas de 2 e 3 fiadas - Flexão		Prismas blocos grauteados – Compressão simples	
Alvenaria (LVDT)	Graute (Placa PVC)	LVDT Laterais	Graute (Placa PVC)
3,55	0,53	1,65	0,65

Fonte: Dados do próprio autor

Da Tabela 24:

- Relação entre o encurtamento médio máximo da alvenaria na flexão e na compressão
simples: $\frac{2,37}{2,00} = 1,18$ e;
- Relação entre o encurtamento médio máximo do graute na flexão e na compressão
simples: $\frac{0,28}{1,04} = 0,27$.

Da Tabela 25:

- Relação entre o encurtamento médio máximo da alvenaria na flexão e na compressão
simples: $\frac{3,55}{1,65} = 2,15$ e;
- Relação entre o encurtamento médio máximo do graute na flexão e na compressão
simples: $\frac{0,53}{0,65} = 0,82$.

4.2.5 Domínios de deformações

Tratando as vigas de alvenaria estrutural armada como vigas de concreto armado equivalente, realizou-se a verificação de qual domínio de deformação cada viga estaria inserida, segundo o esquema proposto no item 17.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Para isso, a profundidade da L.N real de cada viga foi obtida utilizando o par de deformações: encurtamento máximo da alvenaria (LVDT) e alongamento máximo do aço (extensômetro). Estas deformações foram obtidas dos gráficos mostrados no item anterior, as quais correspondiam a um carregamento máximo.

O valor do momento máximo e a profundidade da L.N. real para cada viga estão mostrados na Tabela 26.

Tabela 26 – Relação entre os domínios de deformação definidos pela NBR 6118:2007 com a profundidade da L.N. real para as vigas de alvenaria estrutural

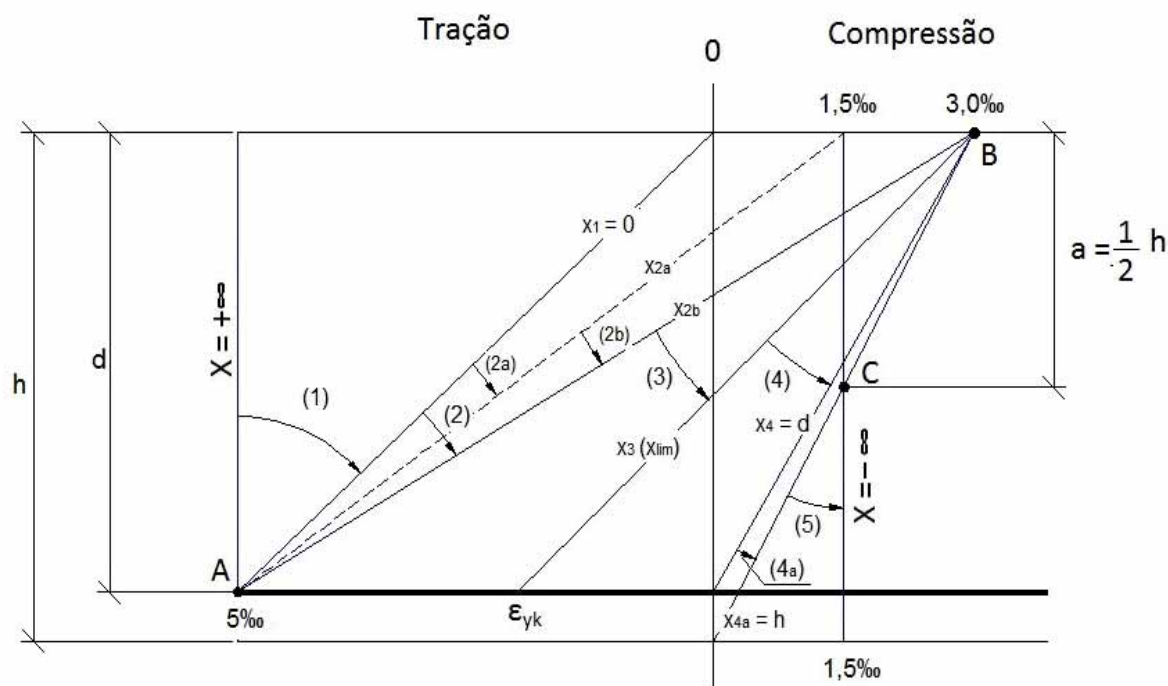
Viga	d_{real} (cm)	M_{max} (kN.cm)	Prof. LN (cm)	Domínio de deformação NBR 6118:2007
VC1	11,83	325,00	-	-
VC2	12,17	300,00	3,71	Domínio 3
VC3	12,37	325,00	3,07	Domínio 3
VC4	12,50	300,00	-	-
V2F1	29,20	1.300,00	16,78	Domínio 3
V2F2	31,00	1.200,00	14,60	Domínio 3
V2F3	31,00	5.000,00	14,19	Domínio 3
V2F4	30,50	5.400,00	10,36	Domínio 3
V2F6	30,80	7.700,00	19,75	Domínio 4
V2F7	31,20	7.800,00	16,77	Domínio 3
V2F8	31,00	7.000,00	16,03	Domínio 3
V3F2	53,00	12.000,00	31,61	Domínio 4
V3F3	52,40	12.000,00	22,56	Domínio 3
V3F4	51,60	16.300,00	-	-
V3F5	51,60	14.600,00	23,96	Domínio 3
V3F6	52,80	17.100,00	23,67	Domínio 3

Fonte: Dados do próprio autor

Constata-se que para a maioria das vigas, quando tratadas como vigas de concreto armado equivalentes, estariam trabalhando dentro do domínio 3.

Com base no encurtamento médio máximo da alvenaria na compressão simples (prismas grauteados) e na flexão (vigas de alvenaria estrutural armada), e no alongamento do aço (utilizando a deformação do extensômetro) foi possível construir um esquema de domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural armada estudadas neste trabalho, o qual está ilustrado na Figura 96.

Figura 96 – Domínios de deformação propostos para as vigas de alvenaria estrutural armada – Desenho sem escala



$$x_{2a} = 0,213.d$$

$$x_{2b} = 0,375.d$$

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

Fonte: Dados do próprio autor

Da figura acima, os pontos A, B e C representam os polos de ruína.

Utilizando o esquema da figura acima foi possível definir em qual domínio de deformação as vigas de alvenaria estrutural armada estavam trabalhando, como mostra a Tabela 27.

Tabela 27 – Relação entre o domínio de deformação proposto e com a profundidade da L.N. real de cada viga

Viga	d_{real} (cm)	M_{max} (kN.cm)	Prof. LN (cm)	Domínio de deformação proposto
VC1	11,83	325,00	-	-
VC2	12,17	300,00	3,71	Domínio 2b
VC3	12,37	325,00	3,07	Domínio 2b
VC4	12,50	300,00	-	-
V2F1	29,20	1.300,00	16,78	Domínio 4
V2F2	31,00	1.200,00	14,60	Domínio 3
V2F3	31,00	5.000,00	14,19	Domínio 3
V2F4	30,50	5.400,00	10,36	Domínio 2b
V2F6	30,80	7.700,00	19,75	Domínio 4
V2F7	31,20	7.800,00	16,77	Domínio 3
V2F8	31,00	7.000,00	16,03	Domínio 3
V3F2	53,00	12.000,00	31,61	Domínio 4
V3F3	52,40	12.000,00	22,56	Domínio 3
V3F4	51,60	16.300,00	-	-

V3F5	51,60	14.600,00	23,96	Domínio 3
V3F6	52,80	17.100,00	23,67	Domínio 3

Fonte: Dados do próprio autor

5 CONCLUSÕES

As conclusões obtidas para as canaletas e os blocos grauteados, e seus respectivos prismas foram:

- A resistência média à compressão dos prismas de canaletas grauteado (PCG) correspondeu a 86% da resistência média à compressão das canaletas grauteadas (CG). Nos prismas de blocos grauteados (PBG), esta resistência média correspondeu a 73% da resistência média à compressão dos blocos grauteados (BG) e 76% da resistência média à compressão dos prismas convencionais grauteados (PConv);
- Utilizando os dados de deformações dos prismas grauteados, na compressão simples o encurtamento médio do graute foi 50% menor que da alvenaria.

Sobre o modo de ruptura, para os corpos de prova compostos pelos blocos (BG e PBG), ao se deformarem o graute tendia a empurrar as paredes longitudinais devido ao efeito de cunha, ocasionando a ruptura na região de interface graute/bloco. No caso das CG, havia primeiramente a ruptura da canaleta, entretanto o graute ainda integro resistia ao carregamento aplicado. A ruptura do conjunto ocorria com a ruptura do graute. Para os PCG, a perda da resistência ocorria com a ruptura do conjunto (bloco, graute e argamassa).

Com relação às vigas de alvenaria estrutural armada, ao analisar o modo de fissuração, concluiu-se que em todos os casos as fissuras ocorreram primeiramente nas juntas verticais. Nas vigas canaletas as fissuras se propagaram somente pelas juntas verticais. Nas vigas de 2 e 3 fiadas foi observado que, em sua maioria, as fissuras apareceram nas juntas verticais e horizontais como citado por Fereig (1994) e com o aumento do carregamento as mesmas se propagaram na direção dos pontos de aplicação de carga, fato observado por Landini (2001).

Nas vigas de 3 fiadas que possuíam a maior taxa de armadura (V3F4, V3F5 e V3F6), a fissuração ocorreu mais próximas aos apoios como consequência do esforço cortante de maior intensidade, sendo provável que as mesmas tenham trabalhado mais próximas do modelo de treliça.

Analisando os momentos de fissuração experimental e teórico, para as vigas de mesma altura, com o aumento da área de armadura longitudinal, maior foi a diferença entre o momento de fissuração experimental e teórico.

Com os dados das flechas, pode-se concluir que o nível do carregamento em que as vigas atingiram o ELS de deslocamento excessivo ficou em torno de 40 a 60% dos carregamentos máximos, salvo as vigas V2F1 e V2F2. Observou-se também um aumento de rigidez, influenciada principalmente com o aumento da altura das vigas.

Sobre os momentos fletores últimos foram tomadas as seguintes conclusões:

- Comparando os momentos fletores últimos experimentais e teóricos calculados sem a utilização dos coeficientes de minoração das resistências, constatou-se que o modelo de cálculo adotado pela NBR 6118 (ABNT, 2007) e pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011) é satisfatório, uma vez que a diferença entre os momentos estiveram em torno de 15%;
- Entretanto, ao se utilizar os coeficientes de minoração das resistências nos cálculos dos momentos fletores últimos teóricos e realizando a comparação com os experimentais, notou-se que a NBR 15961-1 (ABNT, 2007) forneceu valores de momento último em torno de 3 vezes menor do que o obtido em experimento, conduzindo a um elemento estrutural superdimensionado e antieconômico.

Uma sugestão proposta seria rever os coeficientes de minorações das resistências empregados pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011) no dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural armada, principalmente a redução de 50% da resistência de cálculo do aço, algo que não é mencionado em normas internacionais como a BS 5628-2 e a ACI 530.

Sobre as deformações, comparando o encurtamento médio máximo da alvenaria na compressão simples (prismas grauteados) com na flexão (vigas de alvenaria estrutural armada), foi concluído que:

- Relacionando as vigas canaletas e prismas de canaletas grauteados, a alvenaria na flexão possuiu um encurtamento 1,18 vezes maior do que na compressão simples;
- Para as vigas de 2 e 3 fiadas e prismas de blocos grauteados, o encurtamento da alvenaria na flexão foi 2,15 vezes maior do que na compressão simples.

Analisando todas as vigas ensaiadas neste trabalho, o encurtamento último médio da alvenaria na flexão foi de 3,11%, valor próximo ao encontrado por Suter e Fenton (1986).

Com os valores da profundidade da L.N. real das vigas e comparando-os com os domínios de deformação proposto na NBR 6118 (ABNT, 2007), na maioria dos casos as vigas estariam trabalhando no domínio 3.

Baseado nas deformações últimas observadas foi proposto como domínios de deformação para vigas de alvenaria estrutural armada o esquema da Figura 96 mostrada anteriormente.

5.1 Comentários finais

Os ensaios realizados com as unidades e prismas grauteados foram de fundamental importância, pois além de fornecer informações prévias sobre o comportamento da alvenaria na flexão, serviram como ensaios pilotos para ajustar e escolher a forma de instrumentação utilizada nas vigas de alvenaria estrutural armada.

Como citado no item 4.1, a utilização da placa de PVC de 1 mm com extensômetro (vide Figura 36) conduziu a valores satisfatórios de deformação, comparado com o extensômetro fixado diretamente no corpo de prova.

A tentativa de se obter um histórico de deformações da seção transversal utilizando os LVDT's laterais utilizados nas vigas de 2 e 3 fiadas não foi bem sucedida, uma vez que as leituras de deslocamentos obtidas foram incompatíveis com os demais aparelhos.

Percebeu-se que o esquema de armação utilizado (emprego de 1 barra como armadura longitudinal e estribos de 1 perna) facilitou o posicionamento da armação dentro da fiada de canaleta e a confecção das vigas de alvenaria estrutural.

Propõem-se aqui estudos sobre vigas de alvenaria estrutural armada com diferentes seções transversais, como vigas de alvenaria estrutural armada de seção T, onde a alma seria composta pelas unidades de concreto e a mesa seria composta pelo concreto ou graute. Outro estudo seria analisar o momento negativo em vigas de alvenaria estrutural armada, onde a seção transversal seria composta pela primeira e última fiada de canaletas armadas. Também, seria de grande valia a realização de um estudo onde o objetivo seja analisar o custo/benefício de se utilizar as vigas de alvenaria estrutural armada em comparação com as vigas de concreto armado.

REFERÊNCIAS

Referências

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-530**: building code requirements for masonry structures. Detroit, 2005. 19 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS- ASTM. **C1314**: standard test method for compressive strength of masonry prisms. West Conshohocken, 2012. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR NM 67**: concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 15961-1**: alvenaria estrutural - blocos de concreto: projeto. Rio de Janeiro, 2011. 33 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 15961-2**: alvenaria estrutural – blocos de concreto: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 35 p.
- BRITISH STANDARD. **BS 5628**: code of practice for the use of masonry - structure use of reinforced and prestressed masonry. London, 2005.
- CAMACHO, J. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Lugar de Publicação: Local de Edição, 2006. Disponível em: <<http://www.nepae.feis.unesp.br/downloads.php>>. Acesso em: 07 jun. 2012.
- CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. de F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: Edufscar, 2009. 368 p.
- BRASIL. Câmara Brasileira da Indústria da Construção. **PIB Brasil e construção civil**. Disponível em: <<http://www.cbicdados.com.br/menu/pib-e-investimento/pib-brasil-e-construcao-civil>>. Acesso em: 20 abr. 2013.
- FEREIG S. M. Shear strength of reinforced concrete masonry beams with web reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 91, p. 415 - 422. 1994.
- FORTES, E. S. **Influência do capeamento e caracterização da resistência a compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos - UFSCar, São Carlos, 2013. 302 p.
- HENDRY et al. **Design of masonry structures**. 3 ed. Londres: E & FN Span, 2004. 335 p.

LANDINI, F. S. **Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, 2001. 119 p.

MOHAMAD et al. Alvenaria estrutural. In: ISAIA, G.C. (Ed.). **Materiais de construção civil: e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010. v.2, p. 1046 – 1075.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Edufscar, 2012. 625 p.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2003. 174 p.

RAMOS, A. P. **Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples**. 2012. 78 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2012.

RING et al. Compressive strength of concrete masonry beams. **ACI Structural Journal**, v.109, p. 369-376, 2012.

SUTER G. T.; FENTON G. A. Flexural capacity of reinforced masonry members. **ACI Journal**, v. 91, p. 127 - 136. 1986.

Bibliografias

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7222**: concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. 5 p.

DARINI, C.H. **Proposta de metodologia para aplicação de revestimentos cerâmicos em fachadas de edificações de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Lugar de Publicação: Local de Edição, 2006. Disponível em: <http://cassiopea.ipt.br/tde_arquivos/2/TDE-2006-11-13T155719Z-51/Publico/Disse_Celso.pdf>. 13 mai. 2013.

ROCHA, R. **Visível, só a arquitetura**. Lugar de Publicação: Local de Edição, ano de publicação. Disponível em: <<http://www.portalprisma.com.br/novosite/noticia.asp?cod=2740>>. Acesso em: 5 abr. 2013.

AUTOR. soluções construtivas com blocos de concreto. **Revista Prisma**, São Paulo, dez. 2001. Trimestral.

APÊNDICE A – Detalhes da região central das vigas após os ensaios

Para ser possível desenhar o processo de fissuração durante os ensaios, todas as vigas foram fotografadas. A seguir serão mostradas nas Figuras 97 (a) a 97 (d), 98 (a) a 98 (g) e 99 (a) a 99 (e) as imagens da região central de cada viga após os ensaios, exceto para as vigas V2F5 e V3F1.

Figura 97 – Detalhe da região central das vigas canaletas após o ensaio



(a) VC1



(a) VC2



(a) VC3



(a) VC4

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 98 – Detalhe da região centra das vigas de 2 fiadas após o ensaio



(a) V2F1



(b) V2F2



(c) V2F3



(d) V2F4



(e) V2F6



(f) V2F7



(g) V2F8

Fonte: Dados do próprio autor

Figura 99 – Detalhe da região centra das vigas de 3 fiadas após o ensaio



(a) V3F1



(a) V3F2



(a) V3F4



(a) V3F5



(a) V3F6

Fonte: Dados do próprio autor

APÊNDICE B – Histórico de deformações nas seções transversais

Os históricos de deformações na seção foram obtidos utilizando os pares:

- Encurtamento da alvenaria (LVDT)/Alongamento do aço (Extensômetro) e;
- Encurtamento da alvenaria (LVDT)/Alongamento da alvenaria (Régua PVC).

Nas tabelas que serão apresentadas, a nomenclatura utilizada será:

- ¹Prof. L.N.: é a profundidade da linha neutra obtida pelo par deformação da alvenaria (LVDT)/deformação da alvenaria (Régua PVC) e;
- ²Prof. L.N.: é a profundidade da linha neutra obtida pelo par deformação da alvenaria (LVDT)/deformação do aço (Extensômetro).

As Tabelas 28 a 43 elucidam o histórico de deformação e a variação da profundidade da L.N. em função do nível de carregamento. E as Figuras 100 (a) a (d), 101 (a) a (g) e 102 (a) a (e) mostram o histórico de deformações nas seções transversais das vigas canaletas, de 2 fiadas e de 3 fiadas, respectivamente.

1) Vigas canaleta

Tabela 28 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC1

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria (LVDT) (‰)	Def. Alvenaria (Régua PVC) (‰)	² Prof. L.N. (cm)
100	-0,16	0,42	5,24
200	-0,53	1,79	4,34
300	-1,51	5,28	4,23
325	-2,14	8,15	3,95

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 29 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC2

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria (LVDT) (‰)	Def. Aço (Extensômetro) (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)
50	-0,17	0,34	4,06
100	-0,30	0,78	3,38
200	-0,65	1,60	3,52
300	-1,19	2,71	3,71

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 30 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC3

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria (LVDT) (‰)	Def. Aço (Extensômetro) (‰)	Def. Alvenaria (Régua PVC) (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
100	0,27	0,61	0,89	3,80	4,42
200	0,58	1,41	2,38	3,61	3,72
300	1,23	2,82	5,04	3,76	3,73
325	1,55	4,69	6,92	3,07	3,36

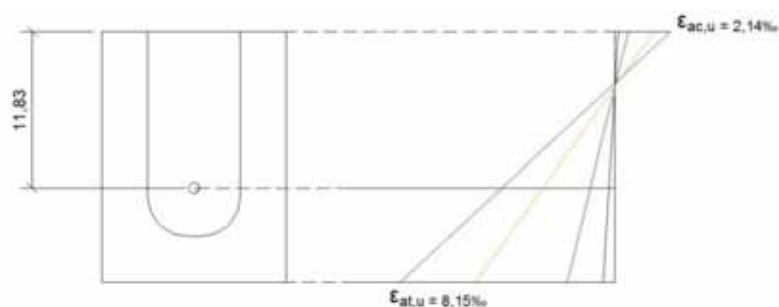
Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 31 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga VC4

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria (LVDT) (‰)	Def. Alvenaria (Régua PVC) (‰)	² Prof. L.N. (cm)
50	0,08	0,26	4,47
100	0,16	0,60	4,00
200	0,63	2,53	3,79
300	1,75	8,16	3,36

Fonte: Dados do próprio autor

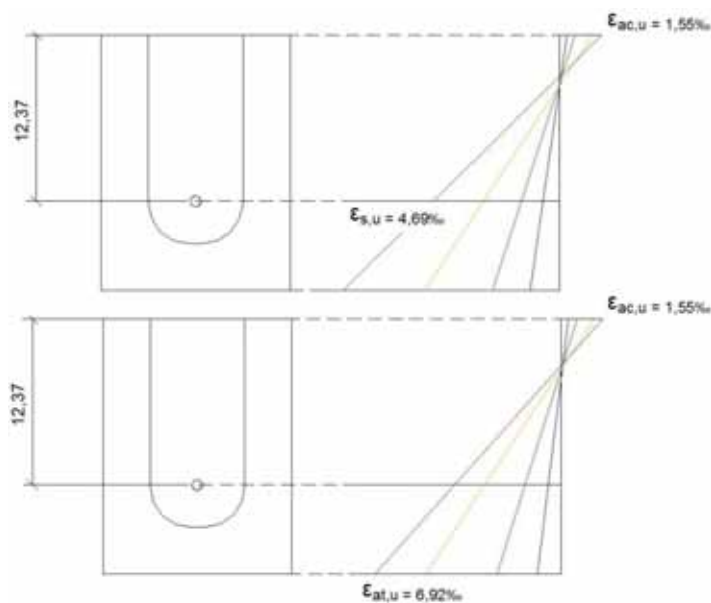
Figura 100 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas canaletas



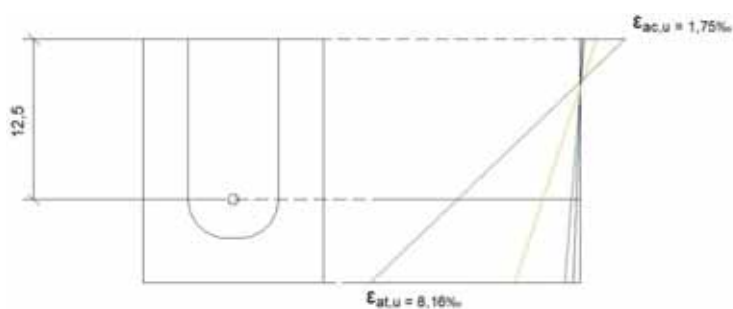
(a) VC1



(b) VC2



(c) VC3



(d) VC4

Fonte: Dados do próprio autor

2) Vigas de 2 fiadas

Tabela 32 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F1

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
200	0,09	0,01	0,07	26,28	21,94
500	0,69	0,25	0,69	21,43	19,50
700	1,44	1,02	1,01	17,09	22,92
1.000	2,02	1,58	1,96	16,38	19,79
1.300	2,89	2,14	3,25	16,78	18,36

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 33 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F2

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
200	0,10	0,01	0,08	28,18	21,67
500	0,22	0,03	0,28	27,28	17,16
700	0,51	0,05	0,73	28,23	16,04
1.000	1,26	1,18	2,72	16,01	12,35
1.300	1,55	1,74	3,69	14,60	11,54

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 34 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F3

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
500	0,15	0,04	0,13	24,47	20,89
1000	0,51	0,21	0,62	21,96	17,60
2.000	1,29	1,09	1,73	16,80	16,66
3.000	1,93	1,88	2,67	15,70	16,36
4.000	2,59	2,59	3,47	15,50	16,67
5.000	3,36	3,98	4,38	14,19	16,93

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 35 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F4

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
500	0,06	0,04	0,16	18,30	10,64
1000	0,22	0,21	0,61	15,60	10,34
2.000	0,57	0,88	1,60	11,99	10,24
3.000	0,89	1,57	2,62	11,03	9,89
4.000	1,25	2,24	3,55	10,92	10,16
5.400	1,92	3,73	5,32	10,36	10,34

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 36 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F6

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,51	0,14	0,49	24,17	19,89
2.000	1,46	0,65	1,74	21,31	17,79
4.000	2,75	1,46	4,35	20,12	15,11
6.000	4,01	2,19	6,58	19,92	14,77
7.000	4,86	2,74	8,02	19,70	14,72
7.700	5,93	3,32	8,77	19,75	15,73

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 37 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F7

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,11	0,10	0,39	16,34	8,58
2.000	0,31	0,42	1,12	13,25	8,45
4.000	0,93	1,28	2,37	13,13	10,99
6.000	1,92	2,18	3,79	14,61	13,11
7.000	2,72	2,71	4,68	15,63	14,34
7.800	4,29	3,69	6,17	16,77	16,00

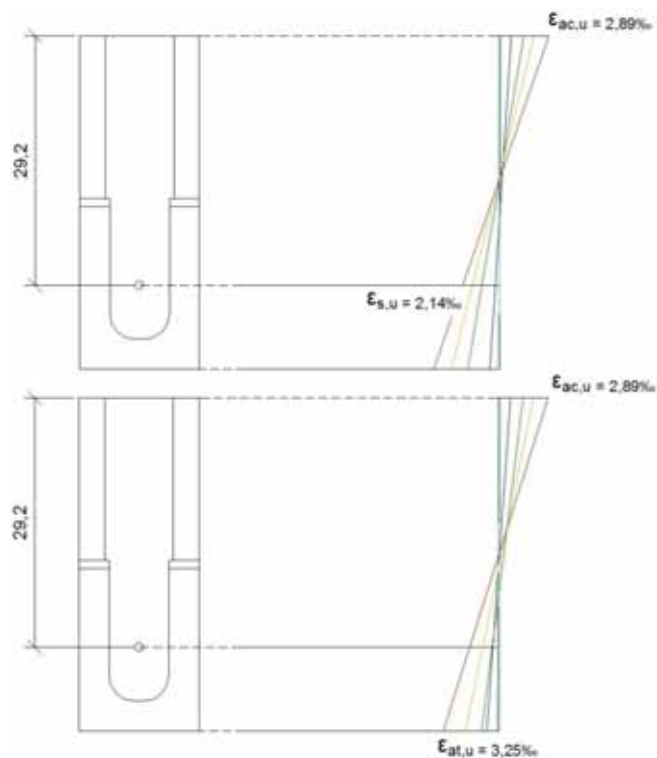
Fonte: Dados do próprio autor.

Tabela 38 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V2F8

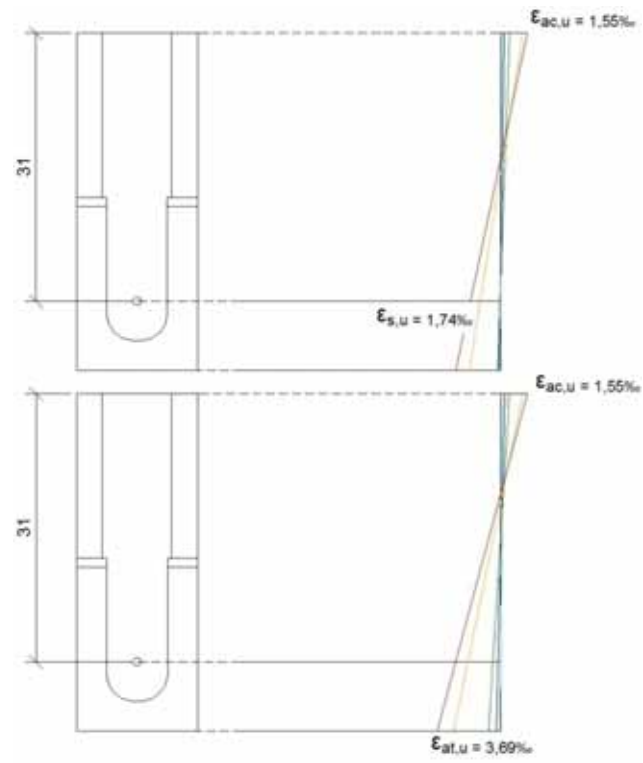
Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,15	0,09	0,35	19,38	11,70
2.000	0,42	0,42	1,17	15,50	10,30
4.000	1,31	1,39	2,36	15,04	13,92
6.000	2,51	2,20	3,07	16,52	17,54
7.000	3,20	2,99	3,63	16,03	18,27

Fonte: Dados do próprio autor

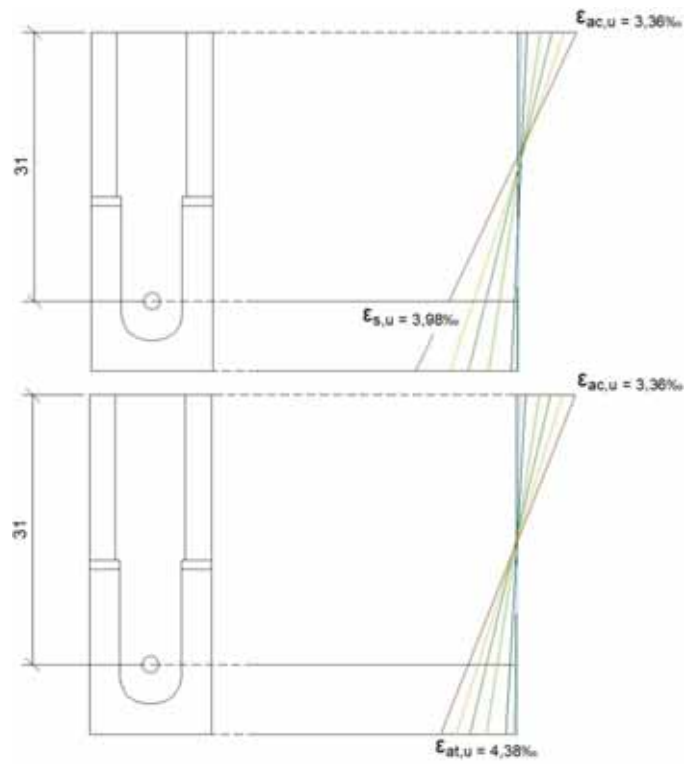
Figura 101 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas de 2 fiadas



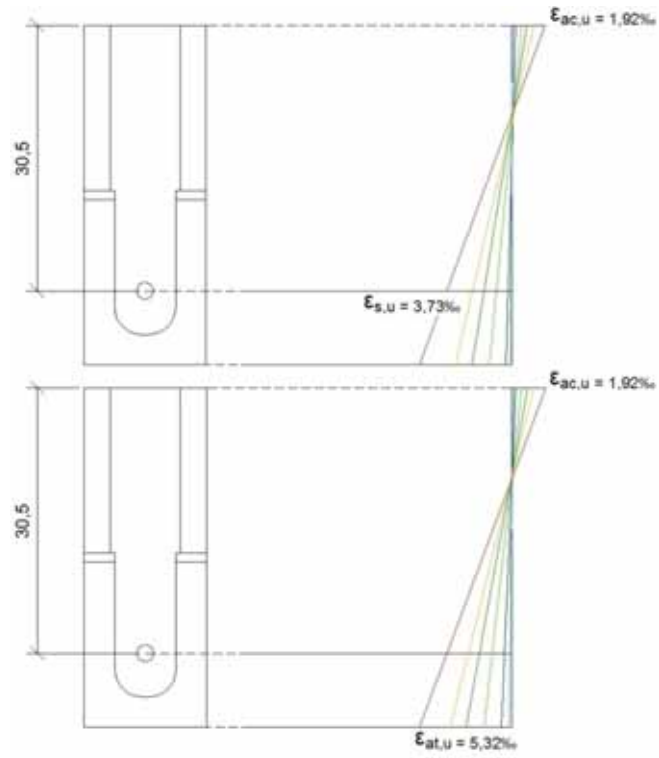
(a) V2F1



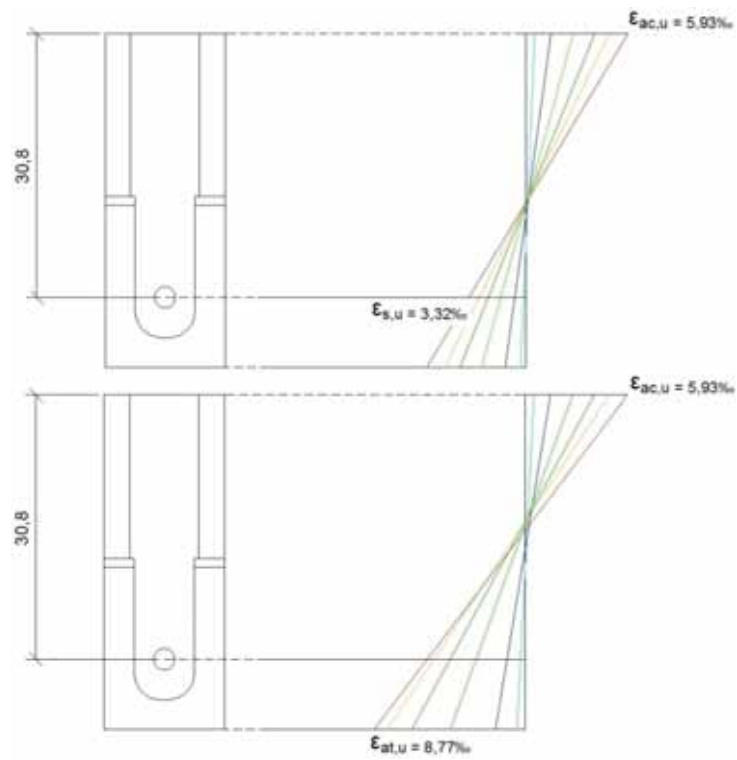
(b) V2F2



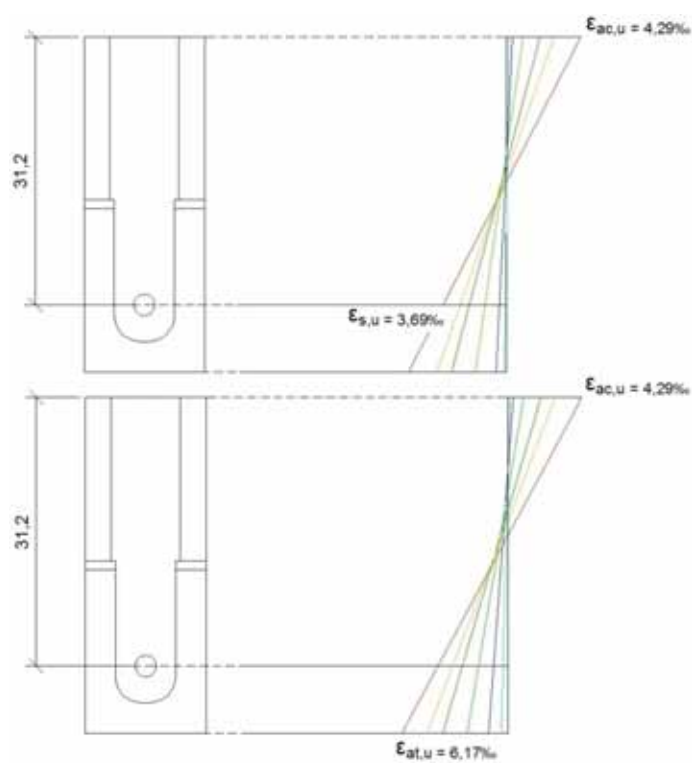
(c) V2F3



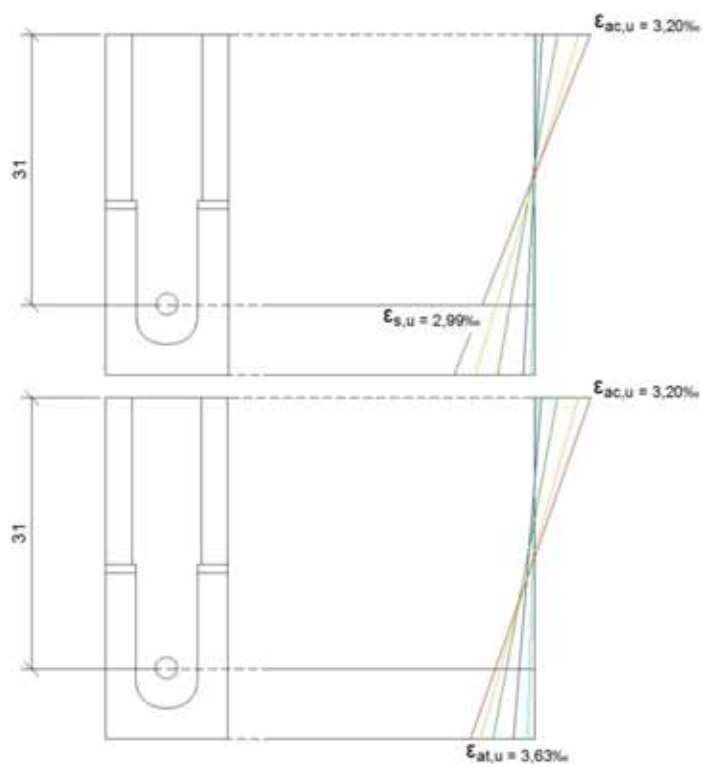
(d) V2F4



(e) V2F6



(f) V2F7



(g) V2F8

Fonte: Dados do próprio autor

3) Vigas de 3 Fiadas

Tabela 39 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F2

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,11	0,10	0,13	27,76	27,04
3.000	0,53	0,62	0,76	24,43	24,24
5.000	1,31	1,23	1,87	27,33	24,77
7.000	2,21	1,77	2,68	29,43	26,66
9.000	3,22	2,29	3,62	30,97	27,77
12.000	5,32	3,60	5,44	31,61	29,17

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 40 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F3

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,10	0,13	0,17	22,78	21,85
3.000	0,34	0,53	0,68	20,48	19,67
5.000	0,66	1,02	1,52	20,59	17,86
7.000	1,02	1,46	1,95	21,55	20,26
9.000	1,36	1,90	2,36	21,86	21,57
12.000	2,14	2,83	3,12	22,56	24,00

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 41 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F4

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,17	0,13	33,43
4.000	0,57	0,72	26,07
8.000	1,77	1,11	36,26
12.000	3,07	1,63	38,54
14.000	3,85	1,87	39,71
16.300	4,87	2,18	40,76

Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 42 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F5

Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,05	0,08	0,01	19,85	49,17
4.000	0,25	0,45	0,07	18,97	46,09
8.000	0,59	0,97	0,15	19,52	47,04
12.000	1,17	1,51	0,24	22,53	48,96
14.600	1,63	1,88	0,30	23,96	49,83

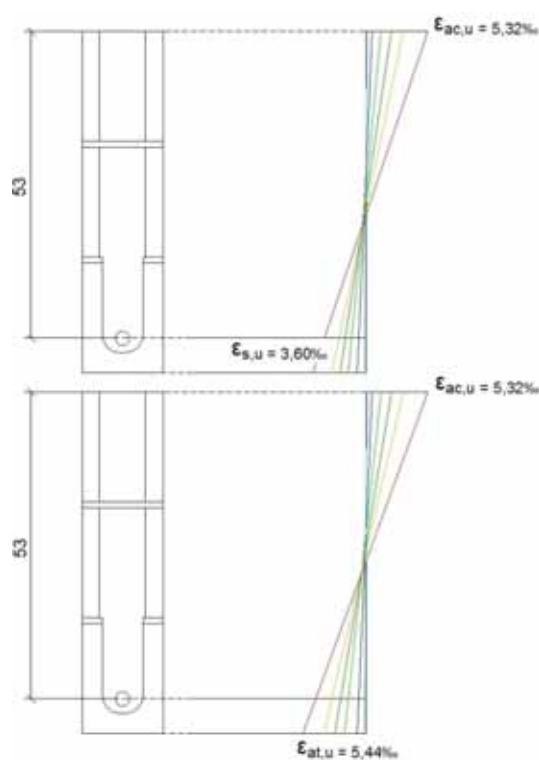
Fonte: Dados do próprio autor

Tabela 43 – Históricos de deformação e profundidade da L.N da viga V3F6

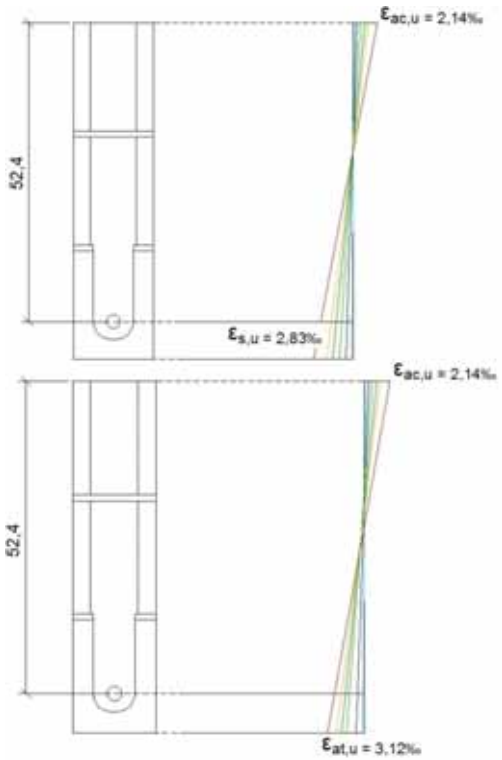
Momento Fletor (kN.cm)	Def. Alvenaria Comprimida (‰)	Def. Aço Tracionado (‰)	Def. Alvenaria Tracionada (‰)	¹ Prof. L.N. (cm)	² Prof. L.N. (cm)
1.000	0,04	0,09	0,05	16,25	26,22
4.000	0,22	0,45	0,35	17,34	22,77
8.000	0,65	1,02	0,49	20,55	33,64
12.000	1,18	1,54	0,61	22,91	38,89
14.000	1,32	1,80	0,68	22,34	38,94
17.100	1,82	2,24	0,74	23,67	41,95

Fonte: Dados do próprio autor

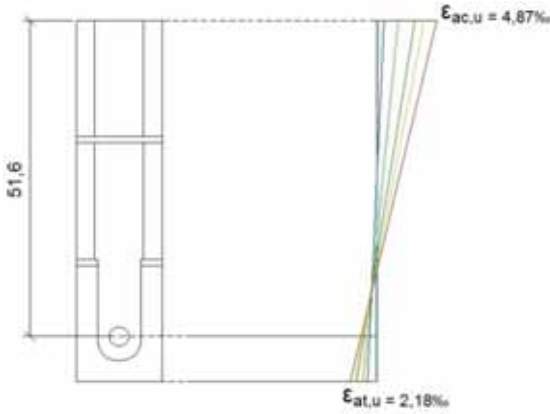
Figura 102 – Histórico de deformações na seção transversal das vigas de 3 fiadas



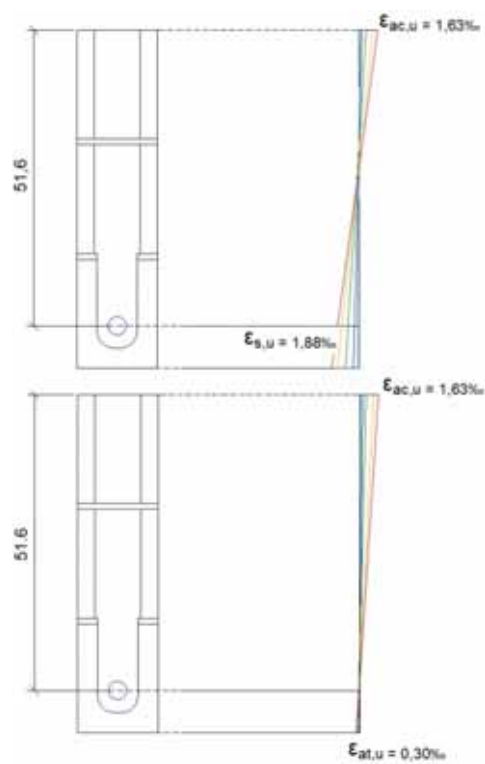
(a) V3F2



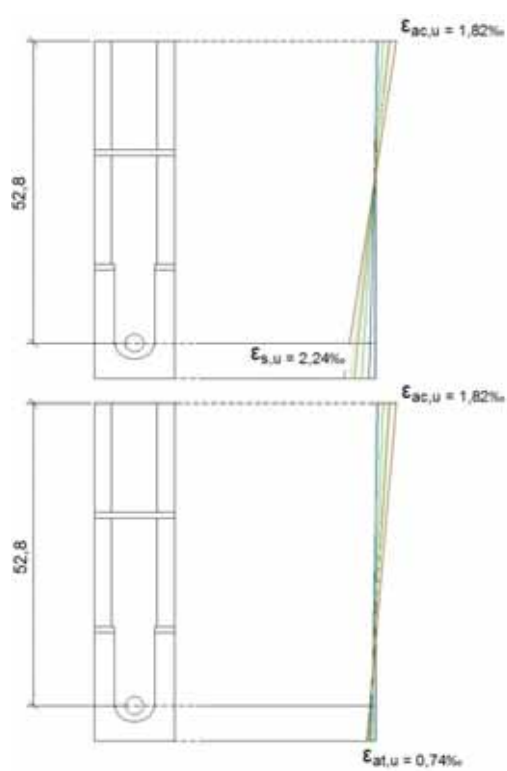
(b) V3F3



(c) V3F4



(d) V3F5



(e) V3F6

Fonte: Dados do próprio autor