

**“Análise Experimental do
Comportamento de Vigas Mistas de
Concreto e Alvenaria Estrutural Sujeitas
à Flexão Simples”**

ANGELICA PAIVA RAMOS

Orientador: Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho

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

Área de Conhecimento: Estruturas

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

- R175a Ramos, Angélica Paiva.
Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples / Angélica Paiva Ramos. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2012.
78 f. : il.
- Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2012
- Orientador: Jefferson Sidney Camacho
Inclui bibliografia
1. Alvenaria. 2. Alvenaria estrutural. 3. Vigas. 4. Flexão (Engenharia civil). 5. Flexão simples.



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

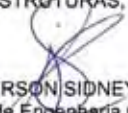
CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

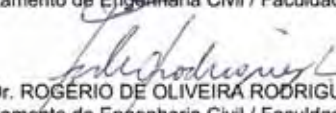
TÍTULO: Análise Experimental do Comportamento de Vigas Mistas de Concreto e Alvenaria Estrutural Sujeitas à Flexão Simples

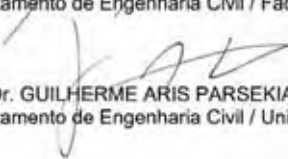
AUTORA: ANGÉLICA PAIVA RAMOS

ORIENTADOR: Prof. Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

Aprovada 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. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira


Prof. Dr. GUILHERME ARIS PARSEKIAN
Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de São Carlos

Data da realização: 03 de setembro de 2012.

Dedico este trabalho aos meus pais Pio e Fatima, a minha irmã Anayta e a minha amada filha Agnes pela paciência, confiança e carinho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, pois somente devido a confiança nos caminhos designados por Ele é que foi possível acreditar que essa conquista viria se tornar realidade.

À minha família todo o meu amor e gratidão, por ter me mostrado o valor do conhecimento e acreditado que o meu objetivo poderia ser alcançado. Um agradecimento especial sim à minha mãe Fátima e à minha filha, Agnes querida, que em momento algum deixaram de me amparar, seja com as palavras de conforto ou com os gestos de carinho.

Agradecimento especial também deixo para meu orientador Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho, por todo ensinamento e orientação científica, mas acima de tudo por possibilitar o desenvolvimento de uma valiosa amizade.

Ao Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues, pelo auxílio oferecido durante o desenvolvimento do trabalho e ao engenheiro Rodrigo Piernas Andolfato por estar presente nas primeiras conversas sobre as propostas da pesquisa, contribuindo com seu conhecimento.

À empresa COPEL ENGENHARIA, INDÚSTRIA E COMÉRCIO, localizado no município de Araçatuba, pela doação dos blocos de concreto utilizados na pesquisa. À Arcelor Mittal por doar todas as barras de aço e ao Laboratório CESP de Engenharia Civil (LCEC), em especial ao engenheiro Flavio Moreira Salles, ao disponibilizar os serviços técnicos dos funcionários Lourival e Jair, que com toda competência e dedicação efetuaram a colagem dos extensômetros nas armaduras.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil, da Universidade Estadual Paulista, Cavassano, Gilson, Mário e Ronaldo, pela amizade, apoio e disposição para a realização do trabalho, desde seu ponto inicial de ensaios pilotos até o programa de pesquisa final. Ao funcionário Gilberto, do Departamento de Física, da Universidade Estadual Paulista, pelo auxílio para que eu pudesse efetuar a colagem dos extensômetros.

Também deixo minha gratidão aos amigos e também professores, Wilson José da Silva e João Vitor Fazzan, pelo ensinamento transmitido para a operação do sistema de aquisição e ao querido funcionário “Gugu” que sempre contribui com sua prontidão para que eu pudesse manter o NEPAE – Núcleo de Ensino e Pesquisa em Alvenaria Estrutural, organizado.

Por fim, faço questão de nomear cada pessoa que esteve comigo nessa jornada, vindo cada um em sua singularidade contribuir de forma carinhosa e fortalecedora para a conclusão do trabalho. Colegas de mestrado Camila, Ederson, Josy, Gleice, Lidiane e Pamela e de iniciação

científica Amanda, André, Gustavo e Rodolfo. Funcionários do Departamento de Engenharia Civil, que se tornaram colegas: Aldir, José Carlos, Sandra e Renato, assim como Marcia e Onilda da seção de pós-graduação.

Aos amigos de convívio diário e que se tornaram a família escolhida nessa fase Fatima, Gable, Jacke, Jú, Junior, Lí, Marcinha, Maristela, Paty, Rafael, Rafaela, Rafinha, Rai, Renato, toda a minha gratidão.

*Feliz aquele que transfere o
que sabe e aprende o que
ensina.*

Cora Coralina

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise experimental de vigas de alvenaria submetidas à flexão simples. Como definição do projeto foram executadas 8 (oito) vigas denominadas mistas, sendo compostas por blocos estruturais de concreto e uma camada superior de graute. Baseado nos domínios de deformação do concreto armado dividiu-se, para uma melhor análise 4 (quatro) grupos compostos de 2 vigas cada, onde se diferenciaram pela taxa de armadura longitudinal, definidas como A1, A2, A3 e A4, empregada em cada um. Tanto a alvenaria quanto a armadura foram instrumentadas, com extensômetros elétricos (STRANGTH) e LVDTs, com a finalidade de obter leituras referentes à deformação da armadura, à deformação no concreto e a flecha do elemento. Frente aos resultados foi feita uma avaliação estrutural baseada nos Estados Limites Último e de Serviço presentes na NBR 6118 e NBR15961-1. Uma análise simplificada foi apresentada como uma possível proposta de dimensionamento junto a análise das tensões, merecendo continuidade nos estudos. Partindo dessas análises e comparações pertinentes avaliou-se a possibilidade da inserção desse elemento estrutural no processo construtivo da alvenaria estrutural.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Vigas. Flexão simples.

ABSTRACT

This paper presents an experimental analysis of masonry beams that were submitted to simple bending. They were executed eight (8) beams called mixed, being composed by blocks of concrete and a top layer of grout. Based on the deformation areas of the concrete; it was divided in order to gain better analysis of the four (4) groups which each of them are composed of two beams, which are differentiated by the longitudinal reinforcement ratio, defined as A1, A2, A3 and A4, used in each. Both masonry and armor were instrumented with strain gages (STRANGTH) and LVDTs; in order to obtain readings for the flow of armor, the compression in the concrete and the element arrow. Based on the results, it was done an evaluation based on structural states and Last Limited State and Service presented on NBR 6118 and NBR15961-1. A simplified analysis was presented as a possible proposal for scaling with the analysis of the tensions and reinforcing that the researching should be continued. Starting with these analyzes and relevant comparisons, it was evaluated the possibility of insertion of this structural element in the construction process of structural masonry.

Keywords: Masonry structural. Beams. Simple bending.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Tipos de blocos (1 meia canaleta, 2 bloco inteiro, 3 canaleta).....	27
Figura 2 -	Direção da carga no ensaio de compressão	27
Figura 3 -	Prismas de bloco inteiro e meia canaleta	28
Figura 4 -	Ilustração gráfica do método de ensaio	30
Figura 5 -	Bloco compensador e bloco inteiro.....	33
Figura 6 -	Detalhe dos comprimentos das armaduras transversal e longitudinal.....	34
Figura 7 -	Esforços internos na viga	35
Figura 8 -	Detalhe das dimensões da viga e da disposição das armaduras.	37
Figura 9 -	Etapas da execução da primeira fiada	38
Figura 10 -	Etapas finais de execução da viga.....	39
Figura 11 -	Armazenamento das vigas para ensaio.....	39
Figura 12 -	Etapas de colagem dos extensômetros na armadura longitudinal.	41
Figura 13 -	Detalhe do posicionamento dos instrumentos de medição.....	42
Figura 14 -	Representação esquemática da posição dos LVDTs.....	42
Figura 15 -	Esquema geral de ensaio	43
Figura 16 -	Disposição dos LVDTs na viga.....	44
Figura 17 -	Esquema estático dos modelos.....	45
Figura 18 -	Acompanhamento do histórico de fissuração.....	45
Figura 19 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI2a.....	47
Figura 20 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 –VI2b.....	47
Figura 21 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI2b.....	48
Figura 22 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 – VI3.....	48
Figura 23 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI3.....	49
Figura 24 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 – VIDupla..	49
Figura 25 -	Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VIDupla..	50
Figura 26 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI2a.....	57
Figura 27 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI2a.....	57
Figura 28 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI2b	58
Figura 29 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI2b	58
Figura 30 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI3	59
Figura 31 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI3	59
Figura 32 -	Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VIDupla.....	60

Figura 33 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VIDupla.....	60
Figura 34 - Fissuras – Viga 2 – VI2a.....	61
Figura 35 - Fissuras – Viga 1 – VI2b.....	62
Figura 36 - Fissuras – Viga 2 – VI2b.....	62
Figura 37 - Fissuras – Viga 1 – VI3.....	62
Figura 38 - Fissuras – Viga 2 – VI3.....	63
Figura 39 - Fissuras – Viga 1 – VIDupla.....	63
Figura 40 - Fissuras – Viga 2 – VIDupla.....	63
Figura 41 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 1 – VI2b.....	64
Figura 42 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 2 – VI3.....	65
Figura 43 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 1 e Viga 2 – VIDupla.....	66
Figura 44 - Diagrama tensão x deformação para prisma de bloco.....	73
Figura 45 - Diagrama tensão x deformação médio para prisma de bloco.....	73
Figura 46 - Diagrama tensão x deformação para prisma de meia canaleta.....	74
Figura 47 - Diagrama tensão x deformação médio para prisma de meia canaleta.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resistência à compressão axial dos blocos	28
Tabela 2 - Denominação e descrição dos grupos de vigas	32
Tabela 3 - Posição da linha neutra e área de aço calculada.....	36
Tabela 4 - Valores de Momento último e Momento máximo	53
Tabela 5 - Características mecânicas e momento de fissuração.....	54
Tabela 6 - Momento de fissuração real (M _{rr}) e Diferença Percentual com relação ao valor teórico.....	54
Tabela 7 - Resistência do prisma de bloco de concreto.....	72
Tabela 8 - Resistência do prisma de meia canaleta	72
Tabela 9 - Parâmetros de cálculo.....	75
Tabela 10 - Valores de R _{cc} , Z e M _{ft} para distribuição triangular de tensões.	76
Tabela 11 - Valores de R _{cc} , Z e M _{ft} para distribuição retangular de tensões.....	76
Tabela 12 - Resistencia característica de cisalhamento das vigas (f _{vk}).....	77
Tabela 13 - Tensão de cisalhamento teorica limite	78
Tabela 14 - Tensões de cisalhamento atuantes.....	78

SUMÁRIO

1	Introdução	174
1.1	<i>Generalidades</i>	14
1.2	<i>Definição do problema.....</i>	14
1.3	<i>Objetivo.....</i>	15
1.4	<i>Justificativa</i>	15
1.5	<i>Estrutura da Dissertação</i>	16
2	Revisão Bibliográfica.....	17
2.1	<i>Histórico da Alvenaria Estrutural.....</i>	17
2.2	<i>Estudos Anteriores</i>	19
2.3	<i>Comportamento e dimensionamento de vigas à flexão</i>	21
2.3.1	<i>Sobre o comportamento</i>	21
2.3.2	<i>Sobre o dimensionamento</i>	22
2.4	<i>Sobre estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).....</i>	22
2.4.1	<i>Estado Limite Último (ELU).....</i>	23
2.4.2	<i>Estado Limite de Serviço</i>	24
3	Materiais e Método do Programa Piloto	26
3.1	<i>Generalidades.....</i>	26
3.2	<i>Blocos de concreto</i>	26
3.3	<i>Armadura</i>	29
3.4	<i>Argamassa</i>	29
3.5	<i>Graute.....</i>	29
3.6	<i>Ensaio e discussões</i>	29

4	Programa Experimental Definitivo.....	32
4.1	<i>Materiais.....</i>	32
4.1.1	<i>Blocos de Concreto.....</i>	32
4.1.2	<i>Aço.....</i>	33
4.1.3	<i>Graute.....</i>	34
4.2	<i>Métodos.....</i>	34
4.2.1	<i>Dimensionamento das Armaduras.....</i>	34
4.2.2	<i>Procedimentos para a Confecção das Vigas.....</i>	37
4.2.3	<i>Instrumentação das vigas.....</i>	40
4.2.4	<i>Descrição do procedimento de ensaio.....</i>	43
5	Apresentação e Discussão dos Resultados.....	46
5.1	<i>Momento Fletor x Deformação.....</i>	46
5.2	<i>Análise dos Momentos para o Estado limite Último.....</i>	51
5.3	<i>Análise do Momento de Fissuração.....</i>	53
5.4	<i>Análise da deformação excessiva.....</i>	54
5.5	<i>Análise do Padrão de Fissuração.....</i>	61
6	Conclusões e Considerações Finais.....	67
	REFERÊNCIAS.....	69
	APÊNDICE A - Resultados dos ensaios de compressão dos prismas.....	72
	APÊNDICE B - Análise da distribuição de tensão na seção transversal da viga.....	75
	APÊNDICE C - Análise da tensão de cisalhamento atuante.....	77

1 Introdução

1.1 Generalidades

A alvenaria estrutural é um processo construtivo, muito utilizado desde o início da atividade humana, o qual consiste em executar estruturas para os mais variados fins, buscando racionalizar e otimizar o conjunto da obra desenvolvida.

Nos últimos anos a alvenaria estrutural em blocos de concreto foi ainda mais difundida, pois além de experimentar, implantou mudanças significativas desde a elaboração e uso de projetos, até os procedimentos de execução.

Os conjuntos habitacionais de até quatro pavimentos costumam ser o tipo de construção mais comum quando se trabalha com alvenaria estrutural. Porém o uso da alvenaria estrutural armada e também da protendida, já torna possível a elaboração de edificações mais altas e com vãos mais extensos. Dessa mesma forma, o uso de pré-moldados e de elementos de transição desempenha um papel particular buscando a diminuição de improvisos e de desperdícios no momento da execução.

Um exemplo muito comum, talvez o mais expressivo, quando se trabalha com elementos de transição em conjunto com a alvenaria estrutural, são as típicas construções em pilotis (pavimento térreo composto de pilares com vãos livres, feitos normalmente em concreto armado).

No Brasil, esses pavimentos são muito utilizados para garagem e áreas de lazer, sendo então de grande importância, o desenvolvimento de pesquisas que venha auxiliar na procura de tecnologias mais adequadas à construção.

1.2 Definição do problema

Uma das grandes dificuldades do homem hoje, com relação à construção civil, é conseguir com um sistema construtivo conciliar desenvolvimento com preservação de recursos naturais.

Embora a construção em concreto armado seja muito utilizada em várias estruturas, o emprego de formas, em sua maioria de madeira, durante a execução das lajes, vigas e pilares, contribui significativamente com o aumento da degradação ambiental.

No sistema construtivo de alvenaria estrutural, quando há a necessidade de executar um primeiro pavimento que sirva, na maioria das vezes, como garagem, esse é construído em concreto armado, e apenas a partir do segundo pavimento se constrói em alvenaria estrutural.

Esse processo caracteriza a obra com elementos denominados de transição, uma vez que se estabelece uma transição entre um sistema construtivo e outro.

1.3 Objetivo

O objetivo do trabalho é estudar o comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria em blocos de concreto, quando submetidas à flexão simples, contribuindo para um melhor entendimento de preconizações de normas e analisando a viabilidade de sua real inserção no processo construtivo, em substituição das vigas de concreto armado presentes nas estruturas de transição.

1.4 Justificativa

Uma das maiores preocupações mundiais na atualidade é a procura de soluções relacionadas à sustentabilidade, que amenizem as complicações globais.

Não diferente, percebe-se que a construção civil também tem buscado atingi-la por meios da transformação de práticas e métodos muitas vezes ultrapassados, mas que ainda são mantidos.

De uma forma em geral a construção civil sustentável, além de fazer uso de materiais ecologicamente corretos e eficientes, tem como tendência promover soluções tecnológicas visando economia de recursos naturais e qualidade de projeto.

Baseado no histórico da alvenaria estrutural no Brasil é possível afirmar que sua aceitação na construção civil ocorreu com a implantação do sistema construtivo antes do desenvolvimento de pesquisas relacionadas. Esse fato além de apresentar consequências indesejáveis teve como reflexo a falta de credibilidade na técnica.

Esse processo da prática executiva anteceder as pesquisas, vem agora, após décadas, se repetindo. Dentro do esforço de melhorar os conhecimentos já existentes sobre a alvenaria estrutural, o estudo de estruturas de transição apresenta grande importância, já que empresas do país têm empregado vigas de alvenaria, fazendo - se questionar a viabilidade e segurança da obra.

Contudo, a ausência de formas na alvenaria estrutural e a capacidade desse processo construtivo permitir a formação de um conjunto resistente que atenda os aspectos de segurança, economia e durabilidade, sem a necessidade de diferentes tipos de peças estruturais, ajudam a qualificá-la como sustentável.

A otimização do processo construtivo tende a ser maior uma vez que ao empregar a efetiva substituição das estruturas de transição de concreto armado por alvenaria estrutural, o sistema pode vir a ser tornar mais simplificado em termos executáveis.

É frente a esse quadro atual, que o desenvolvimento deste trabalho se faz importante e promissor, buscando além de subsídios para orientação das futuras construções, a melhora em desenvolvimento e preservação ambiental.

1.5 Estrutura da Dissertação

Neste primeiro capítulo encontra-se um breve comentário sobre a alvenaria estrutural de forma geral, o levantamento do problema relacionado à pesquisa, o objetivo do desenvolvimento do trabalho e a justificativa para a elaboração da pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica onde consta um sucinto histórico da alvenaria estrutural no mundo, uma abordagem mais detalhada de trabalhos similares, assim como uma descrição do comportamento e dimensionamento de vigas à flexão simples.

O capítulo 3 apresenta materiais e método utilizados em ensaios desenvolvidos previamente (ensaios pilotos), assim como conclusão obtida para a continuidade da pesquisa.

Os métodos definitivos para a pesquisa, a execução das vigas, o sistema de instrumentação e os ensaios desenvolvidos são apresentados no capítulo 4.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos e os comentários pertinentes, assim como possíveis relações com os ensaios pilotos.

No capítulo 6, constam as conclusões do trabalho desenvolvido, assim como as sugestões para trabalhos futuros. Por fim, no capítulo 7, são apresentadas as referências.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 *Histórico da Alvenaria Estrutural*

A alvenaria estrutural está entre as mais antigas formas de construção empregadas pelo homem. Desde a Antiguidade ela tem sido utilizada largamente pelo ser humano em suas habitações, monumentos e templos religiosos (ACCETTI, 1998, p. 1).

As pirâmides de Gizé (Quéfren, Quéops e Miquerinos), onde foram utilizados mais de dois milhões de blocos de pedra, o farol da Alexandria com cerca de 183 metros de altura e o Coliseu romano com mais de 500 metros de diâmetro e 50 metros de altura são expressivos exemplos dessas construções (LOGULLO, 2006, p. 12).

Com relação aos materiais empregados na alvenaria, Cunha (2001) afirma que os que possuem aplicação mais antiga, são os blocos de pedra, que foram utilizados pelos egípcios, gregos, romanos e também ingleses.

Os marcos históricos na antiguidade, deixam claro que a alvenaria estrutural, foi predominante até o final do século XIX, porém, como afirmou Silva (2003), as construções executadas naquela época, seguiam regras puramente empíricas e intuitivas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo do tempo.

As construções seguiam praticamente o mesmo padrão estético, ou seja, as formas eram simples e não existia nenhum arrojo por parte dos projetistas. As construções possuíam paredes largas, feitas com unidades maciças e unidas, através de algum material cimentício, como consequência do desenvolvimento das tensões atuantes, na alvenaria da resistência dos materiais empregados. Não existia nenhum código ou regulamentação que fixassem parâmetros a serem seguidos. O resultado era uma construção de custo oneroso, cuja potencialidade dos materiais não era totalmente explorada (MOHAMAD, 1998, p. 1).

Dessa forma, a alvenaria estrutural declinava ao passar dos anos e a utilização do concreto armado e do aço estrutural, que possibilitavam a construção de edifícios mais esbeltos, restringia a alvenaria apenas para edificações de pequeno porte e vedação; ocasionando um período de estagnação das pesquisas em alvenaria estrutural e marcando a época das estruturas aporticadas.

Porém, na década de 50 um novo impulso na alvenaria estrutural começou e, por meio de uma série de experimentações realizadas na Europa, foi possível a criação de normas para

projeto e execução de obras de alvenaria estrutural, retomando a competitividade com as demais técnicas existentes (ACCETTI, 1998).

Segundo Barros citado por Tambara (2006), a competitividade estabelecida é o grande estímulo para que as empresas invistam na modernização de suas formas de produção.

Diante das exposições anteriores, novas construções começaram novamente a ganhar espaço de destaque, como por exemplo, o dimensionamento e a construção de um edifício de treze pavimentos de alvenaria não armada efetuado pelo engenheiro Paul Haller na Basílica em 1951 (SILVA, 2003, p. 7).

A partir dos anos 60 é quando ocorre então a disseminação da alvenaria estrutural acompanhada do esforço dos engenheiros e projetista, intensificando as pesquisas na área e criando teorias fundamentais em extensas bases experimentais.

Mas o grande avanço na história da alvenaria estrutural veio com a publicação do *Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry*, publicado nos Estados Unidos em 1966 (CAMACHO, 2006b, p. 6), abrindo a partir dessa data uma época em que diversos edifícios eram construídos também na Europa, principalmente por programas públicos.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), mesmo a cronologia das edificações de blocos vazados de concreto ser um pouco controversa, pode-se supor que é nesse mesmo ano de 1966 que os primeiros edifícios tenham sido construídos no Brasil.

No ano de 1972, foram construídos quatro edifícios com doze pavimentos no conjunto habitacional do “Central Parque da Lapa”, os quais são considerados, por muitos pesquisadores, como um marco nacional em alvenaria estrutural (SILVA, 2003, p. 9).

Para alguns autores a chegada do sistema de alvenaria estrutural é considerada tardia, porém esse fato não impediu, nem impede que o mercado brasileiro descubra ainda mais aplicações para esse sistema, o qual também é impulsionado pela necessidade de minimizar o custo das obras.

Segundo Rocha e Cozza citado por Cunha (2001), a economia pode chegar a 25% e 30% respectivamente, se comparado com o sistema convencional em concreto armado.

Mas mesmo com a visível vantagem econômica e o crescente número de construções de alvenaria estrutural, ainda houve uma lacuna, principalmente relacionado às técnicas construtivas.

Em algumas construções os resultados obtidos não foram os almejados, trazendo a necessidade do desenvolvimento de novas pesquisas para eliminar as dúvidas existentes.

Franco (1991) lembrou que a etapa de concepção dos materiais é de fundamental importância, visto que não existem soluções construtivas padronizadas. Desta forma, as

pesquisas desenvolvidas no âmbito da alvenaria estrutural passaram a empregar assuntos, desde a sistemática embutida na produção dos blocos estruturais até o dimensionamento estrutural de edificações e seus elementos.

O desenvolvimento de centros tecnológicos de pesquisas incentivou o interesse maior dos pesquisadores na década de 90 e assim a disseminação do processo construtivo foi tomando seu espaço no âmbito da construção civil.

As limitações referentes a vãos e alturas das edificações ainda existem atualmente, porém é possível executar prédios altos sobre estruturas de concreto nos sub-solos e térreos, desde que a arquitetura permita a localização adequada dos pilares.

Mas o dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural e o seu comportamento frente à flexão são, de um modo geral, similares ao de vigas de concreto armado. As hipóteses fundamentais são as usuais da teoria da flexão, quer seja adotando o Método das Tensões Admissíveis ou o de dimensionamento no Estado Limite Último - ELU (SANCHEZ, 2002).

2.2 *Estudos Anteriores*

Em geral, os estudos anteriores na busca por um melhor entendimento sobre o comportamento de vigas de alvenaria estrutural com blocos de concreto, se preocupam em analisar além da relação entre a resistência dos componentes e a resistência à flexão desse elemento, acompanhar também o histórico de fissuração e deformação com o aumento de carga.

Galal e Alp (2011) desenvolveram um estudo experimental com vigas de blocos de concreto em alvenaria estrutural, reforçadas com fibras de vidro poliméricas, avaliando seu comportamento frente a ruptura por flexão. Após investigarem cinco vigas com diferentes tipos de taxa de reforço polimérico e comparar com outras duas vigas de alvenaria de blocos de concreto, armadas convencionalmente, concluíram que com o aumento da taxa desse reforço polimérico a capacidade de flexão aumenta assim como a rigidez da seção transversal. Contudo também observaram que houve uma semelhança na forma de ruptura das vigas reforçadas e as convencionais, uma vez que quase todas apresentaram fissuras que acompanharam não só as juntas mas também ocorreram nas duas faces dos blocos.

Para que conclusões como estas fossem feitas, foi de fundamental relevância garantir como característica de projeto a resistência ao cisalhamento de todas as amostras, uma vez que a forma de ruptura a ser atingida nesses elementos era por flexão.

Suter e Fenton (1986) também apresentam um trabalho muito interessante, pois trata de um estudo de cerca de dez anos, na Carleton University no Canadá.

Durante o estudo foram ensaiadas 97 vigas, entre as quais houve vigas de alvenaria em blocos de concreto, vigas de alvenaria cerâmica grauteada e armada e vigas de alvenaria cerâmica apenas armada, nas quais foi observado o tipo de ruptura no estado limite de flexão e a tensão última de compressão na alvenaria. Com a análise dos resultados obtidos foram estabelecidas relações entre a capacidade última à flexão e as máximas e mínimas armaduras necessárias. Entre as conclusões expostas todas foram de grande contribuição para permitir uma análise no dimensionamento das vigas armadas, entretanto o fato de se ter constatado que o comportamento das vigas em estudo é similar ao das vigas de concreto armado convencionais, foi de grande importância para que assim fosse possível adotar algumas considerações de projeto, análogas ao concreto armado.

Bastos e Pinheiro citado por Joaquim (1999) compararam a taxa de armadura obtida para alvenaria armada no método dos estados limites com o que foi resultante do dimensionamento pelo método das tensões admissíveis, verificando uma significativa diferença, com uma maior taxa de armadura segundo o método das tensões admissíveis. Essa ocorrência é justificada principalmente pela diferença na tensão de cálculo da armadura, sendo de $f_y/1,15$ no método dos estados limites e de 165 MPa de acordo com o que estabelecia a NBR 10837.

Joaquim (1999) propõe por sua vez uma análise computacional de elementos de alvenaria submetido não apenas a flexão simples, mas também a flexão composta reta e a flexão composta oblíqua. Como se trata de um análise dimensional por meio de programação o autor faz uso de parâmetro estabelecidos por estudos anteriores e adota para o dimensionamento o método das tensões admissíveis.

Sanches (1991) propõe um dimensionamento segundo o método das tensões admissíveis e compara seus resultados com dimensionamento previsto pelo EUROCODE 6, regularização europeia baseada na BS 5628. Conclui também, de forma comparativa, que o consumo de armadura é maior segundo o método das tensões admissíveis, entretanto ressalta ser um método de dimensionamento provisoriamente viável tanto para alvenaria de blocos de concreto, quanto para blocos cerâmicos.

Além das normas já citadas que apresentam os métodos de dimensionamento, Corrêa e Ramalho (2003) também apresentam uma sugestão de vergas e vigas, considerando também o método das tensões admissíveis.

Hilal et al. (1999), analisaram nove vigas considerando o comportamento com relação ao cisalhamento, considerando apenas vigas com uma fiada feitas em blocos de concreto do tipo canaletas. Fizeram uma variação na taxa de armadura variando o espaçamento além de variarem a relação entre o vão e a altura, e também a resistência do graute para preenchimento.

A ruptura por cisalhamento ocorre quando diminui a relação entre vão e altura, não havendo grande alteração com relação a resistência do graute e o espaçamento dos estribos. Concluiu-se nesse estudo, que as distribuições das fissuras ao longo das vigas pouco se diferenciam quando comparadas com fissuras que ocorrem nas vigas de concreto armado.

Landini (2001), comparou resultados experimentais obtidos de vigas dimensionadas a flexão e a cortante, com considerações teóricas apresentadas nas normas inglesa BS – 5628 e americana ACI 530.

Com relação as conclusões apresentadas, Landini (2001) afirma que para o dimensionamento à flexão a ACI530 e BS-5628, não se mostraram seguras para as vigas de pequena altura, da mesma forma que o dimensionamento considerando o modelo da treliça, sugerido pelas referidas normas, pode não ser o mais adequado para o dimensionamento ao cisalhamento.

2.3 Comportamento e dimensionamento de vigas à flexão

2.3.1 Sobre o comportamento

Nas vigas de concreto armado, o conjunto de deformações do concreto e do aço, na seção transversal, definem seis domínios de deformação, nos quais se observa o comportamento dos materiais, por meio das deformações que eles apresentam.

A definição desse conjunto próximo a ruptura possibilita então, concluir quais dos materiais atingiram seus valores últimos.

O desenvolvimento das fissurações decorrentes do acréscimo de carga e o conhecimento de como elas se propagam auxiliam também na análise do comportamento, uma vez que por meio delas, é possível avaliar previamente se há ruptura por flexão ou por cisalhamento.

A partir dos resultados de um determinado ensaio é possível compreender melhor o comportamento do modelo estudado e, conseqüentemente, fazer a proposição de modelos teóricos que descrevam esse comportamento.

2.3.2 *Sobre o dimensionamento*

A análise do comportamento estrutural pode ser feita basicamente usando dois modelos, sendo:

- i) O método das tensões admissíveis.
- ii) O método dos estados limites.

Historicamente, o método das tensões admissíveis foi a primeira tentativa técnica de quantificação de segurança (CAMACHO, 2004, p. 8). Nesse método as tensões oriundas das solicitações permanentes e acidentais não devem exceder as tensões admissíveis do material.

Quanto ao método dos estados limites, a condição de segurança da seção é estabelecida determinando às solicitações correspondentes às cargas majoradas (solicitação de cálculo), comparando seus valores com as solicitações últimas.

Essas são as solicitações que levariam a estrutura à ruptura se os materiais tivessem suas resistências reais minoradas por coeficientes de segurança. Para isso admite-se como situação última de cálculo esmagamento do concreto comprimido ou deformação plástica excessiva do aço tracionado.

Entretanto, com a publicação da NBR 15961 no ano de 2011 e a consequente substituição da NBR10837, têm-se atualmente que para as seções fletidas o dimensionamento é feito considerando a plastificação da seção e o estado limite último, e não mais considerando o método elástico considerando as tensões admissíveis (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012)

2.4 *Sobre estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS)*

Todo projeto estrutural deve atender a parâmetros qualitativos estabelecido por norma, visando cumprir as exigências relativas a capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

Quando se garante a capacidade resistente avalia-se o estado limite último da estrutura garantindo sua segurança, uma vez que esse corresponde à avaliação sobre qualquer forma de ruína que possa impedir o uso da estrutura.

O estado limite de serviço se encaixa em avaliar a estrutura com relação a sua aparência, conforto e boa utilização funcional, garantindo dessa forma o bom desempenho em serviço e a durabilidade da mesma.

2.4.1 Estado Limite Último (ELU)

Uma vez que a atual norma para projeto de alvenaria passa a considerar as estruturas pelos parâmetros dos estados limites, verificar a segurança considerando o ELU implica em analisar:

- a. O ELU da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b. O ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte;
- c. O ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando efeitos de segunda ordem;
- d. O ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- e. O ELU por colapso progressivo;
- f. Outros ELU que possam ocorrer em caso especiais.

Dentro desses conceitos uma hipótese de projeto para elementos armados de alvenaria, que deve ser avaliada ao longo do trabalho desenvolvido, é a consideração normativa de que na flexão, o encurtamento da alvenaria se limita a 3,5‰ e o máximo alongamento do aço em 10‰, assim como nas estruturas de concreto.

Entretanto ainda como recomendação de norma, ao propor o modelo de dimensionamento de vigas de alvenaria armada, a NBR 15961-1 impõe que a tensão suportada no aço não deve ser maior que 50% da tensão de escoamento do material. Desta forma faz com que o limite de escoamento na armadura seja bem menor do que o estipulado como hipótese, acarretando também, em taxas de armaduras de flexão maiores do que quando é considerada toda a tensão do aço.

Considerando os efeitos cisalhantes segunda a NBR15961-1 para peças de alvenaria submetidas a flexão e que tenham armadura perpendicular ao plano de cisalhamento envoltas por graute a resistência característica pode ser obtida:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,70 \text{ MPa} \quad \text{Eq. (1)}$$

Sendo a taxa de armadura geométrica $\rho = \frac{A}{b.d}$.

Dessa forma a tensão de cálculo de cisalhamento, τ_{vd} , não pode superar a resistência de cálculo obtida considerando esta resistência característica dada anteriormente.

2.4.2 Estado Limite de Serviço

Segundo a NBR 15961-1 as verificações necessárias para garantir o ELS estão relacionadas com:

- a. Os danos que comprometam apenas os aspectos estéticos da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b. As deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c. As vibrações excessivas ou desconfortáveis.

Ao avaliar os danos que comprometem a estrutura é possível para o trabalho considerar o aparecimento da primeira fissura e o deslocamento limite que o elemento estudado pode apresentar.

Ainda considerando a norma de alvenaria é estabelecido que a flecha máxima para elementos que servem de apoio para a alvenaria não podem ultrapassar valores maiores que $L/500$, 10mm ou $\theta = 0,0017\text{rad}$.

Para avaliar o estado limite de serviço com relação ao aparecimento de fissuras considera-se então, a NBR 6118:2003, que apresenta as considerações, a serem descritas posteriormente nesse item. A escolha por usar a norma de concreto é feita, pois a NBR 15961-1 só impõe considerações no que diz respeito ao controle de fissurações para paredes.

A análise do aparecimento das primeiras fissuras ocorre calculando o momento de fissuração do elemento, que consiste em determinar teoricamente o valor definido como M_r (momento de fissuração), correspondente ao momento capaz de provocar o surgimento da primeira fissura na peça de tal forma que ela trabalhe parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II, por meio da equação 1 segundo o item 17.3.1 da NBR 6118.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Eq. (2)}$$

Onde:

- I_c → momento de inércia da seção bruta de concreto;
- y_t → distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;
- f_{ct} → Resistência à tração direta do concreto (item 8.2.5).

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

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

Com f_{ck} em MPa.

O cálculo do momento de fissuração também é fundamental para a determinação do valor da rigidez equivalente, consideração feita para a avaliação aproximada da flecha imediata em vigas.

3 Materiais e Método do Programa Piloto

3.1 Generalidades

Toda a descrição inicial do trabalho experimental, inclusive procedimento e método de ensaio previamente definidos, as especificações de normas e equipamentos utilizados e a caracterização dos componentes envolvidos, se encontra neste capítulo.

O desenvolvimento da pesquisa tem com ponto inicial, a definição dos tipos de blocos estruturais com os quais foram feitos o trabalho, efetuando assim, a caracterização desses à compressão axial.

O dimensionamento para as taxas de armaduras utilizadas foi feito de acordo com o modelo de cálculo utilizado em concreto armado, e regido pela NBR 6118/ 2003.

A argamassa usada no primeiro programa de ensaio foi elaborada segundo estudos anteriores de Albertini (2009).

A definição do graute foi feita com base na resistência dos blocos utilizados e posteriormente foram efetuados ensaios instrumentados de prismas.

Definido os materiais o programa de ensaio, descrito neste capítulo, teve como objetivo, avaliar como ocorreriam as rupturas dos elementos vigas e as possíveis alterações a serem feitas, caso houvesse a necessidade para poder dar continuidade à pesquisa.

3.2 Blocos de concreto

Como componente fundamental para a alvenaria estrutural com sua finalidade resistente na edificação, o bloco de concreto costuma ser o mais utilizado nas construções brasileiras, entre outros motivos, devido a maior disponibilidade para compra.

Para os estudos desenvolvidos foram utilizados três tipos de blocos como mostra a Figura 2: os blocos inteiros nas dimensões de 14cm x 19cm x 29cm, bloco canaleta nas dimensões de 14cm x 19cm x 29cm e o bloco meia canaleta nas dimensões de 14cm x 14cm x 29cm.

Figura 1 - Tipos de blocos (1 meia canaleta, 2 bloco inteiro, 3 canaleta)



Fonte: Produção da própria autora.

Provenientes de um lote único e se enquadrando dentro dos requisitos básicos tato, visual e dimensional de aceitação conforme especificações da norma NBR6136:2007, foram executados os ensaios com blocos simples e com os blocos formando primas.

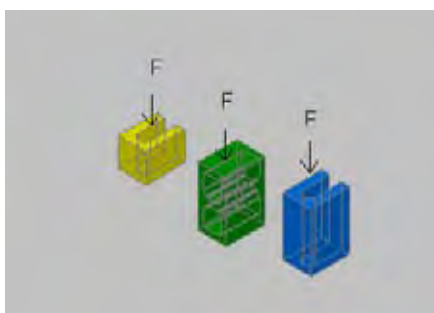
Para determinar a resistência dos blocos utilizados foi efetuado o ensaio de resistência a compressão axial de acordo com a NBR 12118. Entretanto, é importante esclarecer, que a norma em questão não atribui as especificações e os cuidados para o desenvolvimento do ensaio com blocos do tipo canaleta, sendo então, feitas as devidas adequações para concluir os ensaios.

Outra observação, é a direção na qual importa o valor da resistência à compressão do bloco, uma vez que o confinamento do bloco e a ação de compressão na viga ocorre em direção diferente que nas paredes estruturais.

Como resultado do ensaio a compressão, foi considerado o valor da resistência com relação à área líquida, mesmo sabendo que por norma é recomendado o valor da resistência, com relação à área bruta.

O resultado final da resistência de cada bloco pode ser visto na Tabela 1 e a direção da aplicação de carga durante o ensaio na Figura 2.

Figura 2 - Direção da carga no ensaio de compressão



Fonte: Produção da própria autora.

Tabela 1 - Resistência à compressão axial dos blocos

Tipo de Bloco	Numero de corpo de prova	Resistência Média (MPa)
Bloco inteiro	06	21,67
Bloco canaleta	04	26,36
Bloco meia canaleta	08	16,15

Fonte: Produção da própria autora.

O ensaio dos prismas foi feito para obter a resistência e também a deformação, uma vez que foram instrumentados permitindo a obtenção desses dados.

Como já compreendido, desde o início do trabalho apresentado, que por se tratar de um estudo de vigas, a compressão nos componentes ocorre na direção paralela à argamassa de assentamento.

Na tentativa de simular essa situação, foi efetuado o ensaio de compressão em prismas na mesma direção imposta para os blocos e, feito apenas com prismas compostos por meia canaleta e bloco inteiro, uma vez que a região comprimida do elemento só seria composta por estes (Figura 3).

Figura 3 - Prismas de bloco inteiro e meia canaleta



Fonte: Produção da própria autora.

Os resultados dos ensaios assim como os diagramas tensão x deformação obtidos, são apresentados no anexo.

3.3 Armadura

Para que as vigas testadas trabalhassem no Domínio [3] de deformação foi definido que a taxa de armadura longitudinal necessária fosse de 2Φ de 16mm de aço CA-50, com uma área de aço de $A_{sproj}=4,0\text{cm}^2$.

Não foi feito um pré-dimensionamento para a armadura transversal, uma vez que foi feita uma adequação de acordo com o espaçamento disponível de ser executado, utilizando 01(um) estribos de aço CA-60 a cada 14,5cm aproximadamente ($1\Phi 5,0\text{mm}$ a cada 14,5cm).

3.4 Argamassa

Segundo estudos desenvolvidos anteriormente, por Albertini, optou-se por um traço de argamassa dado em volume por 1:1:4,5 e a/c de 1,20, que correspondeu a uma resistência entre 6,5MPa e 7,2MPa.

3.5 Graute

Considerando a resistência do bloco em relação à área líquida, buscou-se por meio de ensaios de resistência à compressão axial, determinar um traço de graute com resistência de 22MPa, para assim tentar trabalhar com um elemento heterogêneo, porém com alguma semelhança pelo menos no que diz respeito a uma característica física de seus componentes.

Foram testados três traços de graute diferente, sendo moldados e ensaiados segundo a NBR 5738 e NBR 5739 respectivamente, rompidos aos 28 dias, obtendo como resultado à resposta para a resistência procurada e com o traço em volume de 1,0:2,40:2,40 e a/c de 0,65.

3.6 Ensaios e discussões

O ensaio teste consistiu na ruptura de três vigas executadas com os materiais descritos, diferindo entre elas a presença ou não de juntas verticais e também na composição da segunda fiada.

A primeira viga, denominada VCB sem junta, foi formada pela primeira fiada em canaletas inteiras e a segunda fiada por blocos inteiros. A união vertical foi feita por uma

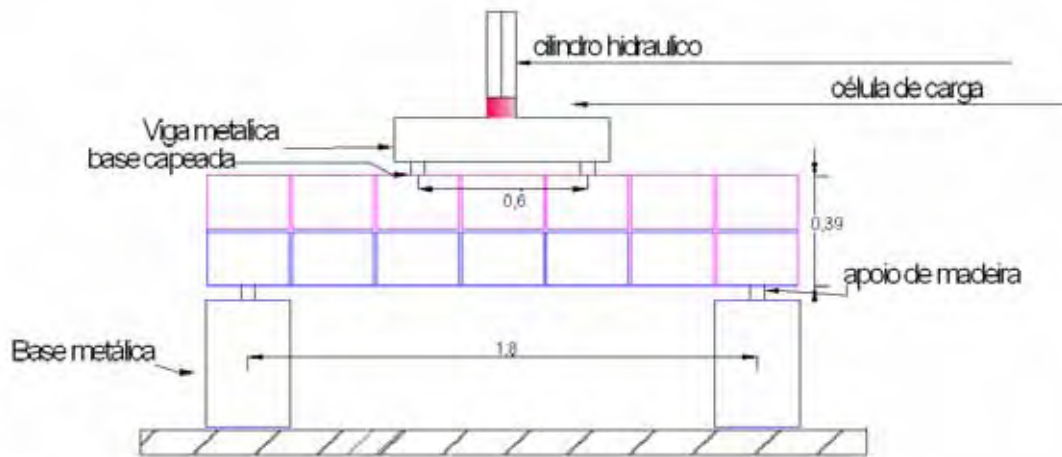
camada bem fina de argamassa, inferior a 5,0mm, apenas para tentar garantir a distribuição de tensão entre os componentes.

Com relação a segunda viga, denominada VCB com junta, diferiu da primeira, apenas pela presença de juntas verticais de 10,0mm.

A terceira viga, por vez denominada VCC, foi composta por uma primeira fiada em canaletas inteiras e a segunda fiada por meia canaletas, havendo a presença de juntas verticais de 10,0mm.

Todas as vigas foram ensaiadas conforme o esquema apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Ilustração gráfica do método de ensaio



Fonte: Produção da própria autora.

Estimou-se como carga de ruptura o valor de 170,0kN. Foram posicionados relógios comparadores para medição de flecha, no meio do vão e os incrementos de carga se deram a uma velocidade de 15kN/min.

Entre algumas análises de pouca consistência e as observações obtidas durante o transcorrer dos ensaios, conclui-se que em todas as vigas, ocorreu a ruptura por falha na taxa de armadura de cisalhamento.

A presença de junta interfere no caminhamento das fissuras, favorecendo como regiões mais fracas, por onde as fissurações apresentaram uma maior tendência para se propagarem.

Uma vez que o uso de extensômetros foi poupado devido, as prováveis perdas e já que esses ensaios tinham como finalidade uma avaliação prévia do comportamento das vigas,

apenas os dados de flecha não foram suficientes para uma pré-análise de dimensionamento, comprovando a necessidade indispensável da instrumentação.

4 Programa Experimental Definitivo

4.1 Materiais

Neste trabalho foram ensaiados quatro grupos compostos por duas vigas cada grupo, diferenciados pela taxa de armadura definida de acordo com o Domínio de Deformação esperado para cada grupo. Denominados conforme Tabela 2, foram necessários os seguintes materiais:

- Blocos de concretos, para execução das vigas;
- Aço, para armadura longitudinal e transversal;
- Graute, micro concreto como material de preenchimento.

Tabela 2 - Denominação e descrição dos grupos de vigas

Grupos	Número de Vigas	Denominação	Descrição
1	2	VI2a	Viga dimensionada com taxa de armadura do domínio 2a
2	2	VI2b	Viga dimensionada com taxa de armadura do domínio 2b
3	2	VI3	Viga dimensionada com taxa de armadura do domínio 3
4	2	VIdupla	Viga com armadura dupla

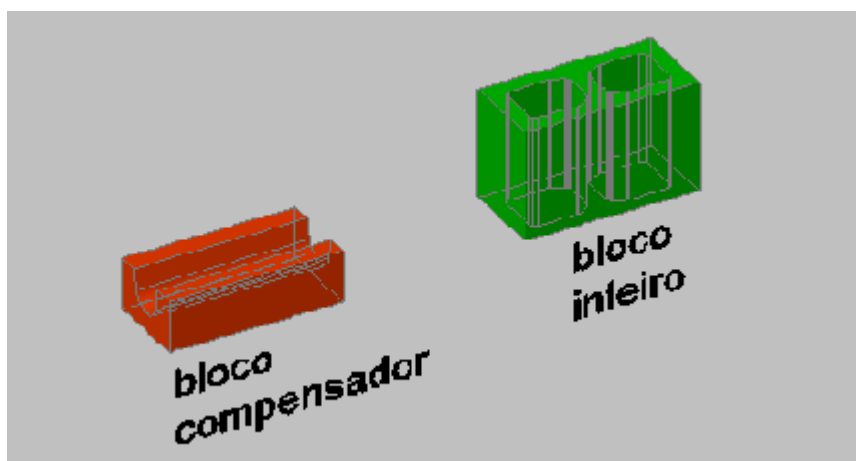
Fonte: Produção da própria autora.

4.1.1 Blocos de Concreto

Os blocos de concreto utilizados no estudo foram recebidos direto da fábrica, fornecidos pela empresa COPEL, localizada no município de Araçatuba SP.

Os tipos de blocos utilizados foram o bloco compensador nas dimensões 14cm x 9 cm x 29 cm e o bloco inteiro, nas dimensões 14cm x 19 cm x 29 cm (Figura 5), sendo à eles efetuado uma inspeção visual, constatando um aspecto homogêneo, isentos de trincas e grandes imperfeições, que pudessem comprometer a capacidade resistente dos blocos.

Figura 5 - Bloco compensador e bloco inteiro.



Fonte: Produção da própria autora.

Ambos os blocos vieram com resistência nominal de fábrica de 6,5MPa, sendo que para o bloco inteiro foi efetuado o ensaio de resistência, conforme descrito no item 3.2.

O bloco compensador foi utilizado na primeira fiada das vigas e o bloco inteiro na segunda fiada. A mudança entre a utilização de bloco compensador e não o bloco canaleta, para a primeira fiada, foi definido, uma vez que as configurações de todas as vigas tinham que ser iguais, alterando apenas a taxa de armadura.

Desta forma, havendo um grupo com armadura dupla, e a forma física dos blocos inteiros não permitir a disposição de uma armadura longitudinal na parte superior da viga, efetuou-se a alteração para a adequação da nova configuração das vigas a serem descritas posteriormente.

4.1.2 Aço

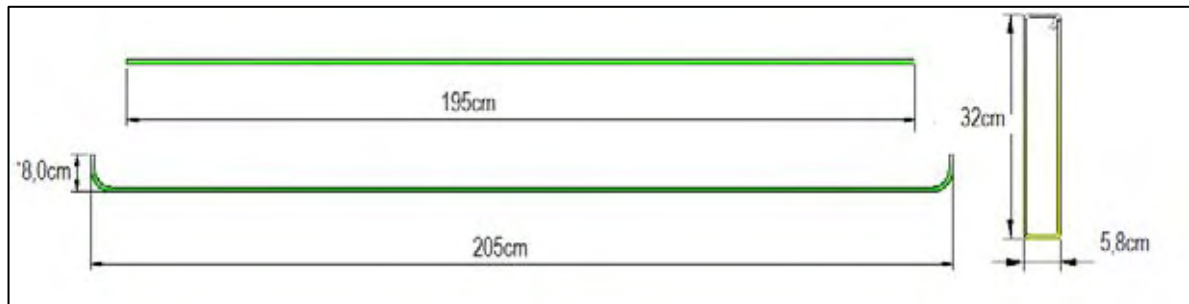
As barras de aço empregadas foram recebidas diretamente da indústria, fornecidas pela empresa Arcelor Mittal localizada no município de Piracicaba – SP.

As barras para uso longitudinal foram definidas como vergalhões com diâmetro igual a 12,5mm e 16,0mm, em aço CA-50, com presença de “mossas”, cortadas em comprimentos determinados. Entretanto, os ganchos, para garantir a ancoragem nas extremidades das vigas, foram efetuados a quente, no próprio Laboratório de Engenharia Mecânica da UNESP.

As barras utilizadas como armadura transversal (estribos) foram definidas com diâmetro igual a 0,5mm, em aço CA-60, cortadas de fábrica e dobradas a frio, no Laboratório de Engenharia Civil da UNESP.

As dimensões da armadura longitudinal e dos estribos já dobrados são mostrados na figura 6.

Figura 6 - Detalhe dos comprimentos das armaduras transversal e longitudinal



Fonte: Produção da própria autora.

4.1.3 Graute

O graute composto por cimento, areia e pedrisco, dosados de acordo com o traço definido preliminarmente, e já apresentado anteriormente no item 3.4, foi preparado no momento da execução de cada viga.

O cimento utilizado foi o CP II Z da ITAU, se tratando do cimento de mais fácil comercialização no município de Ilha Solteira–SP, o pedrisco de granulometria fina foi doado pela Prefeitura Municipal de Ilha Solteira e a areia foi a natural comercializada nas obras da cidade.

Esses materiais não foram caracterizados, apenas receberam o tratamento de secagem e estocagem adequado para a realização dos trabalhos experimentais.

4.2 Métodos

4.2.1 Dimensionamento das Armaduras

O cálculo para definir a armadura necessária resistente a um momento fletor é fundamental no estudo, uma vez que é baseado nele, para que garanta uma análise coerente dos resultados.

No levantamento dos estudos anteriores, constata-se que em sua maioria a presença da analogia do comportamento das vigas de alvenaria testadas às vigas de concreto armado existe.

A consideração desse fato principalmente e a busca de aderir ao dimensionamento da alvenaria, o conceito não mais determinístico, mas sim o probabilístico, o dimensionamento das armaduras empregadas na pesquisa foi feito considerando a NBR 6118/2003.

Supõe-se avaliar a distribuição de tensão na seção transversal, decorrente de um determinado carregamento, correlacionando ao domínio de deformação para o qual cada viga se enquadrava.

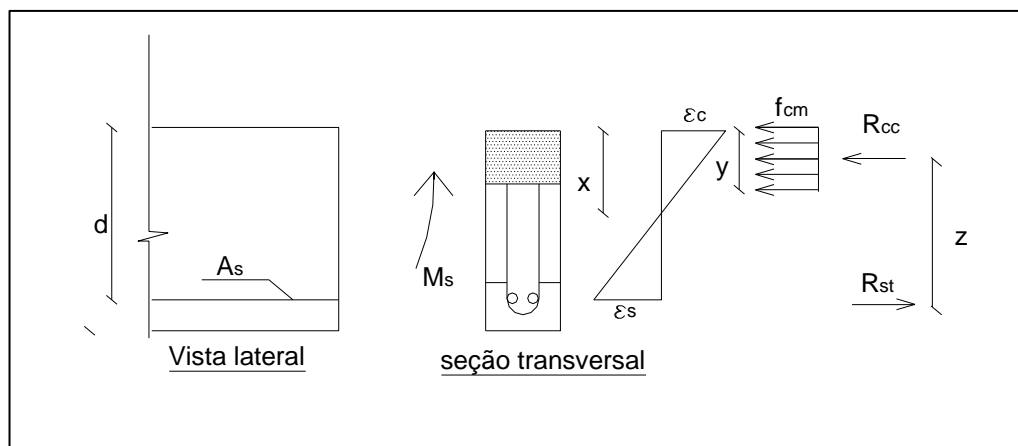
A partir dos resultados que se pretendia obter, definiu-se que seria calculado três taxas de armadura, sendo correspondentes ao domínio 2a, domínio 2b e domínio 3. Como continuidade do raciocínio também foi adicionada um taxa de armadura de compressão (viga com armadura dupla), supondo que pudesse ser atingido o domínio 4.

Os parâmetros conhecidos para o equacionamento são:

- Resistência característica do graute $f_{cm} = 22\text{MPa}$;
- Altura útil $d = 32\text{cm}$;
- Base da seção transversal $b = 14\text{cm}$.

Observando a figura 7, pode-se demonstrar o equacionamento normativo já conhecido, para o cálculo da armadura longitudinal que resiste o momento atuante.

Figura 7 - Esforços internos na viga



Fonte: Produção da própria autora.

Desta figura cabe ressaltar as variáveis:

- d : altura útil;
- A_s : área da armadura;

- M_s : momento externo;
- X : profundidade da linha neutra;
- Y : região comprimida onde atua a força de compressão do concreto;
- R_{cc} : força que atua na região comprimida do concreto;
- R_{st} : força que atua na região tracionada da armadura;
- ε_c : máxima deformação no concreto;
- ε_s : máxima deformação na armadura.

O equacionamento para a determinação da armadura parte das equações de equilíbrio:

$$\sum F = 0 \quad \rightarrow \quad R_{cc} - R_{st} = 0 \quad \text{Eq.(3)}$$

$$\sum M = M_s \quad \rightarrow \quad R_{cc} \times z = M_s \quad \text{Eq.(4)}$$

Lembrando-se que $f = \frac{F}{A}$ sendo assim, pode-se reescrever as equações Eq. (3) e Eq.(4) respectivamente como as equações Eq.(5) e Eq.(6).

$$f_{cm} \times b \times y - A_s \times f_{yk} = 0 \quad \text{Eq.(5)}$$

$$f_{cm} \times b \times y \times \left(d - \frac{y}{2}\right) = M \quad \text{Eq.(6)}$$

As posições de uma seção transversal após a deformação do elemento, podem ser descritas por meio das equações de compatibilidade das deformações, permitindo estabelecer relações que determinam a profundidade da linha neutra em cada domínio de deformação, segundo as deformações máximas dos elementos de concreto armado.

Os valores da posição da linha neutra é que garante ao estudo desenvolvido um valor de armadura, correspondente ao domínio em que atuam cada elemento. (Tabela 3).

Tabela 3 - Posição da linha neutra e área de aço calculada

Domínio	Equação de compatibilidade	Valor de X (cm)	Valor de Y = 0,8X (cm)	A_s (cm ²) calculada	A_s (cm ²) projeto
2a	$x_{lim} = 0,167 \times d$	5,344	4,275	2,63	2,5
2b	$x_{lim} = 0,259 \times d$	8,288	6,630	4,08	4,0
3	$x_{lim} = 0,628 \times d$	20,096	16,077	9,89	8,0

Fonte: Produção da própria autora.

No grupo composto pelas vigas de armadura dupla (VI_ddupla), utilizou-se a mesma taxa de armadura de tração da viga do domínio 3 e uma taxa de armadura comprimida com área de projeto igual $A_s = 4,0\text{cm}^2$, definindo assim todas as armaduras utilizadas para cada grupo de viga.

A armadura transversal, não foi calculada, entretanto com base nos ensaios preliminares, aumentamos a taxa de armadura de um estribo de 5,0mm dobrado a cada 14,5cm, para três estribos dobrados de 5,0mm a cada 14,5cm. Essa condição possibilitou que após a obtenção dos resultados fosse feita uma avaliação da tensão cisalhante limite para essa taxa de armadura adotada.

Para efetuar essa avaliação foi considerado o item 11.4 de dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos ao cisalhamento de acordo com a NBR 15961-1, apresentada no apêndice C.

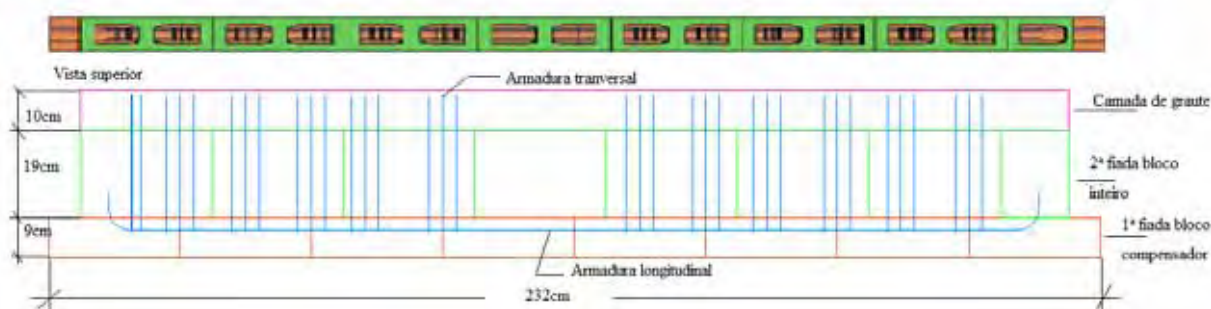
4.2.2 Procedimentos para a Confeção das Vigas

Inicialmente definiu-se o comprimento real de cada viga, separando a quantidade de cada tipo de bloco a ser utilizada, sendo de 8 (oito) blocos compensadores e 7 (sete) blocos inteiros por viga, além de um meio bloco, por viga, apenas para acabamento. O comprimento em alvenaria foi então de 232cm, ocorrendo uma pequena variação de 1,0cm ou 2,0cm, no comprimento real de algumas vigas, devido imperfeições em alguns blocos.

A altura total de cada viga foi de 38cm, sendo 9,0cm, 19,0cm e 10,0cm referentes à altura do bloco compensador, bloco inteiro e camada superior de graute, respectivamente. Devido à camada de graute necessária, calculou-se o consumo em volume por viga, que resultou em aproximadamente 50ℓ.

O detalhe das vigas pode ser melhor compreendido na Figura 8.

Figura 8 - Detalhe das dimensões da viga e da disposição das armaduras.



Fonte: Produção da própria autora.

Os grupos foram compostos por duas vigas cada, separados conforme o domínio de deformação correspondente, como já apresentado na tabela 2; sendo confeccionado cada qual, em duas etapas.

Para que o tempo de cura de 28 dias pudesse ser cumprido, foram feitas por dia, duas vigas, sendo sempre ambas pertencentes a um grupo.

Na fase de execução primeiramente garantiu-se o alinhamento da primeira fiada, faceando os blocos compensadores sem a presença de junta vertical. Em seguida a armadura foi posicionada corretamente, permitindo o grauteamento dessa fiada, utilizando vibrador, conforme mostrado na Figura 9.

Figura 9 - Etapas da execução da primeira fiada

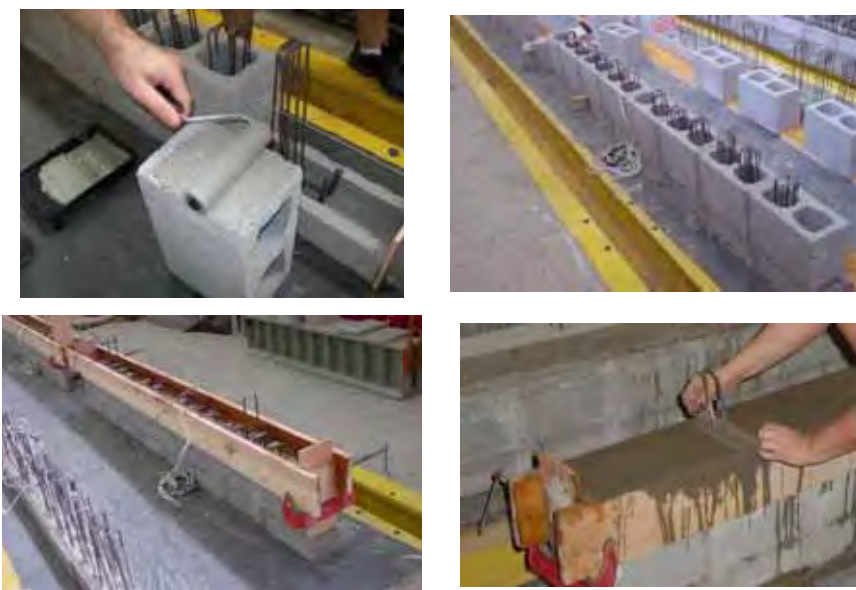


Fonte: Produção da própria autora.

Os blocos inteiros da segunda fiada foram então posicionados e assentados. As faces dos blocos foram unidas por uma nata de cimento fina, para garantir a distribuição de tensão nessa direção. Sequencialmente, posicionou-se as tábuas laterais com altura de 10cm, correspondente à altura da camada de graute, na parte superior da viga. Após grauteamento, ainda com o concreto fresco, efetuou-se a regularização da superfície.

Estas etapas finais de execução podem ser observadas na Figura 10.

Figura 10 - Etapas finais de execução da viga.



Fonte: Produção da própria autora.

As tabuas laterais foram retiradas após 24 horas finalizando o processo de confecção das vigas, sendo as mesmas mantidas no interior do Núcleo de Pesquisa em Alvenaria Estrutural (NEPAE) até a data do ensaio (28 dias após a concretagem final), como observado na Figura 11.

Figura 11 - Armazenamento das vigas para ensaio.



Fonte: Produção da própria autora.

4.2.3 Instrumentação das vigas

Todas as vigas foram instrumentadas com medidores de deslocamento (LVDT), posicionados na lateral da alvenaria e com extensômetros elétricos, instalados na alvenaria e na armadura longitudinal.

Os extensômetros elétricos do tipo KFG – 10 – C1 – 11, foram instalados para leitura da deformação na armadura e os do tipo KFG – 30 – C1 – 11 foram instalados para leitura da deformação na alvenaria.

As etapas para a colagem dos extensômetros consistiram em:

- Preparação da superfície para aplicação (lixar e regularizar), de acordo com a particularidade de cada superfície (aço ou concreto);
- Marcação da posição correta do extensômetros, limpeza da superfície com solução neutra e colagem com adesivo adequado;
- Verificação do funcionamento dos extensômetros, com multímetro digital portátil e soldagem dos terminais.

Os extensômetros da armadura foram colados no Laboratório da CESP de Engenharia Civil, sendo colocado apenas um em uma única barra longitudinal, posicionado no meio do vão, região crítica da viga, onde se comprovam as maiores deformações (Figura 12).

Figura 12 - Etapas de colagem dos extensômetros na armadura longitudinal.



Fonte: Produção da própria autora.

A colagem dos extensômetros na parte superior da viga, foi efetuada com um dia de antecedência do dia do ensaio, dentro do próprio NEPAE, sob acompanhamento técnico. Com a finalidade de medir a deformação na região comprimida, instalou-se dois extensômetros elétricos compreendidos no meio do vão, colados diretamente no concreto, denotado pelo número 1 na Figura 13.

A deformação na região inferior da viga (tracionada), além de ser adquirida pela deformação decorrente na armadura, foi monitorada por meio da instalação de um extensômetro lateral, colado em uma superfície de PVC, com espessura de 2,0mm, denotado pelo número 2 na Figura 14. Esse extensômetro foi posicionado na face lateral da viga, na mesma altura em que a armadura longitudinal ocupava em seu interior.

Ainda como opção em aquisição dos dados do ensaio, referentes à deformação, foi usado medidores de deslocamentos (LVDTs) fixados horizontalmente na mesma linha da armadura, possibilitando determinar a deformação do material, considerando que $\varepsilon = \Delta L / L$, onde L é o comprimento inicial da haste do LVDT e ΔL a variação medida de deslocamento.

Essa posição horizontal do LVDT é mostrada na Figura 14 pelo número 3 e o número 4, ainda na mesma figura fornece o posicionamento do LVDT vertical, responsável por fornecer medidas do deslocamento vertical, caracterizando as flechas ocorridas no elemento.

Ambos os LVDTs horizontal e vertical, foram posicionados opostamente nas faces da viga, acarretando no uso de um valor médio para análise dos resultados.

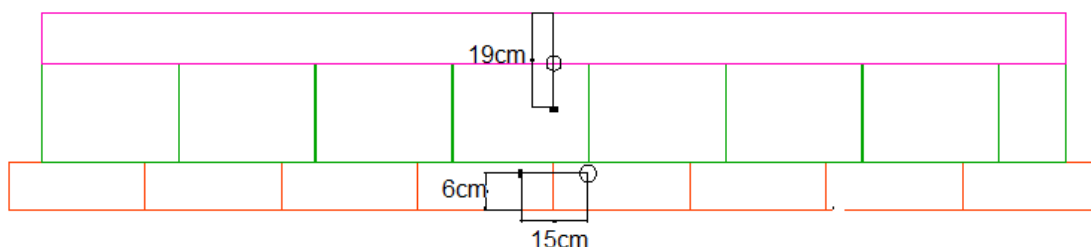
Figura 13 - Detalhe do posicionamento dos instrumentos de medição



Fonte: Produção da própria autora.

O LVDT vertical foi posicionado na parte central da viga e de sua altura média, correspondendo a uma altura de 19cm. O LVDT horizontal também posicionado na parte central da viga, com comprimento inicial de 15cm e a uma altura de 6,0cm da base, correspondendo a altura da linha da armadura longitudinal, como mostra a Figura 14.

Figura 14 - Representação esquemática da posição dos LVDTs.



Fonte: Produção da própria autora.

4.2.4 Descrição do procedimento de ensaio

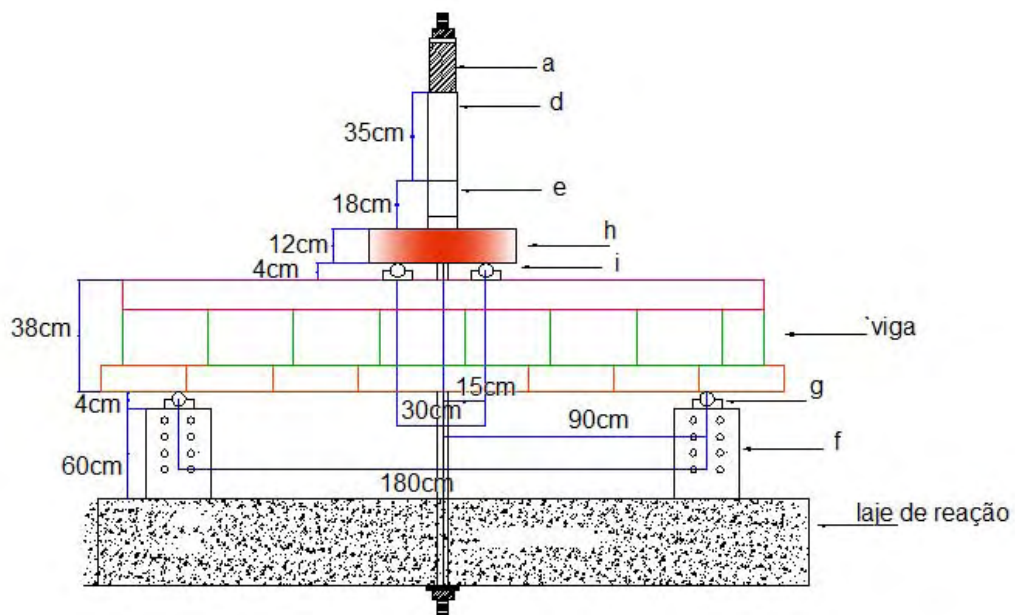
Os ensaios consistiram em aplicar à viga uma carga concentrada em dois pontos distintos, com a finalidade de avaliar a ruptura por flexão.

Para que os ensaios ocorressem foram utilizados os seguintes equipamentos:

- pórticos metálicos sobre laje de reação;
- ponte rolante com capacidade de 7,5 toneladas,
- bomba hidráulica para aplicação de carga;
- cilíndrico hidráulico com capacidade de 500kN
- célula de carga com capacidade de 500kN;
- bases metálicas para apoio da viga;
- apoios metálicos para posicionamento da viga
- viga metálica para transferência de carregamento;
- apoios metálicos como pontos de atuação da carga.

Antes de iniciar os ensaios, foi necessário posicionar adequadamente, os pórticos metálicos sobre a laje de reação localizados no NEPAE garantindo a estrutura de reação necessária para a realização do ensaio de flexão, mostrado na Figura 15.

Figura 15 - Esquema geral de ensaio



Fonte: Adaptado de Trigo (2008)

Aplicou-se em cada modelo uma pintura à base de tinta cal, a fim de facilitar a visualização de fissuras que viessem a surgir durante o ensaio de ruptura. No dia do ensaio a viga, foi posicionada conforme observado, na figura 15, efetuando cuidadosamente seu transporte, por meio da ponte rolante e cintas de tecido. Os modelos foram transportados aos 28 dias de idade, garantindo que esse tivessem resistência suficiente para as operações.

Os deslocamentos verticais e horizontais foram medidos por LVDTs posicionados na região central da viga. Os LVDTs foram fixados por meio de cantoneiras metálicas coladas na lateral da viga, conforme a Figura 16.

Figura 16 - Disposição dos LVDTs na viga.

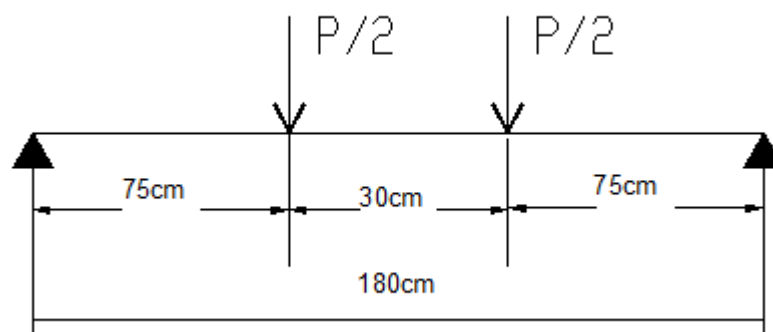


Fonte: Produção da própria autora.

O ensaio do modelo foi realizado aplicando carga concentrada na região central da viga. Inicialmente foram feitos dois ciclos de pré carga no elemento, visando a acomodação do mesmo, carregando até aproximadamente 10% da carga de ruptura do dimensionamento e descarregando, mantendo uma velocidade constante de 10kN/min, até atingir a ruptura.

O esquema estático considerado pode ser evidenciado conforme Figura 17.

Figura 17 - Esquema estático dos modelos.



Fonte: Produção da própria autora.

Toda a instrumentação relacionada ao modelo, foi conectada ao sistema de aquisição de dados, DAQbook 120 da Iotech com interface ao programa DASYLab 5.0, responsável pelo armazenamento dos valores de carga, deslocamento e deformação.

Durante o ensaio foi feito o acompanhamento visual do histórico de fissuração, marcando o aparecimento das primeiras fissuras e sua carga correspondente, além de acompanhar a progressão ou estagnação ao longo de toda a viga (Figura 18).

Figura 18 - Acompanhamento do histórico de fissuração.



Fonte: Produção da própria autora.

Os ensaios foram encerrados quando o ganho de carga nos atuadores hidráulicos estacionou. Por fim, o sistema foi descarregado, sendo registrados os históricos de fissuração.

As flechas teóricas foram calculadas considerando a diminuição de rigidez da viga em função do surgimento das fissuras, conforme recomendado no item 17.3.2.1.1 da NBR-6118 e posteriormente comparadas com os limites especificados na NBR 15961-1 (ABNT, 2011), já descrita no item 2.3.2 deste trabalho.

5 Apresentação e Discussão dos Resultados

As vigas foram instrumentadas e ensaiadas à flexão simples aos 28 dias de idade, sendo armazenados no Sistema de Aquisição de Dados os resultados experimentais obtidos. Para todos os modelos propostos foram obtidos os dados de carga, deslocamento, deformação do concreto e da armadura.

Os valores da deformação experimentalmente obtidos no concreto e no aço foram comparados com os limites de deformação adotados conforme a necessidade, pela NBR6118 e NBR 15961-1, bem como os valores experimentais de flecha analisados considerando o Estado Limite de Serviço.

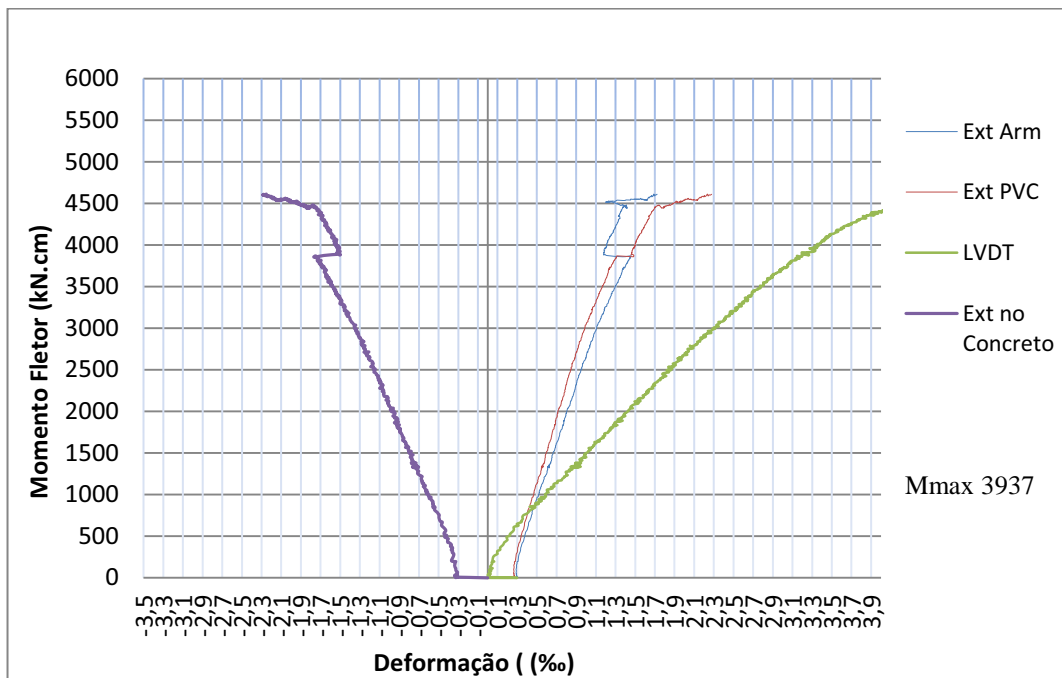
5.1 *Momento Fletor x Deformação*

Os resultados da deformação no concreto e na armadura para as vigas VI2a, VI2b, VI3 e VIDupla são apresentados graficamente nas Figuras 19 à 25, sendo:

- **Ext Arm:** Deformação do extensômetros da armadura;
- **Ext PVC:** Deformação do extensômetros da placa de PVC;
- **LVDT:** Deformação obtida por meio dos dados do LVDT;
- **Ext concreto:** Deformação do extensômetros do concreto.

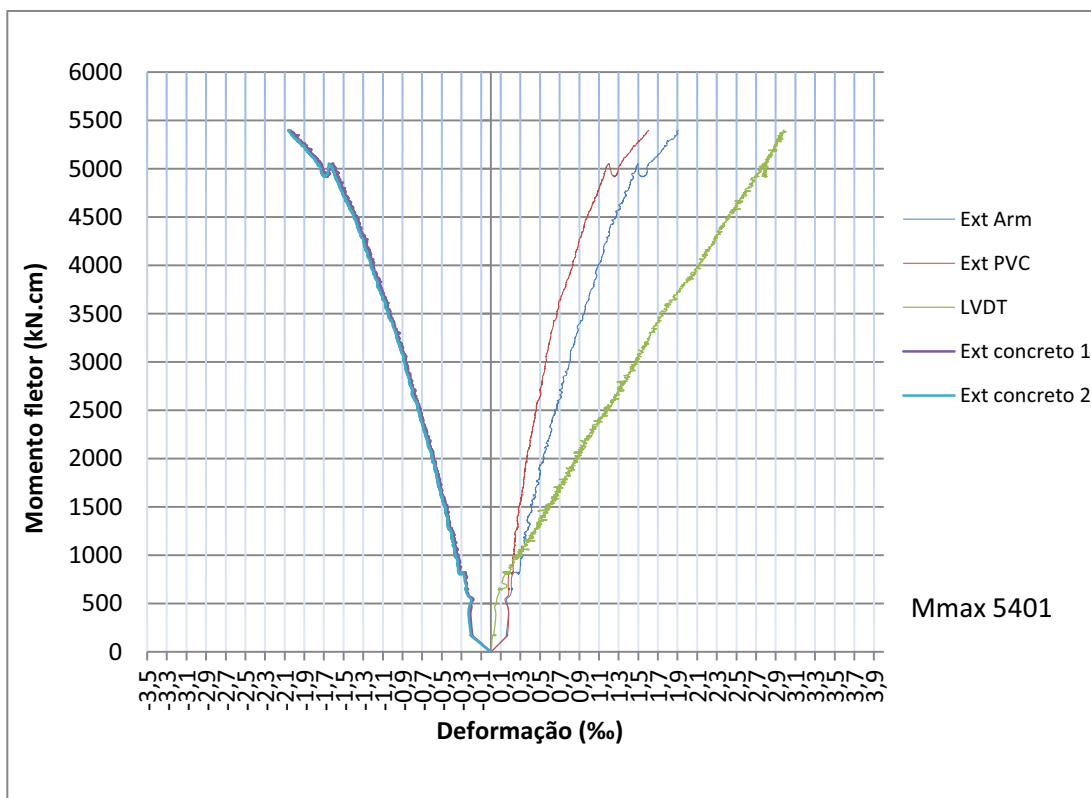
Ainda com relação aos gráficos a serem apresentados para cada viga, consta o valor do momento referente a carga máxima em que a viga foi solicitada (M_{\max}).

Figura 19 - Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI2a



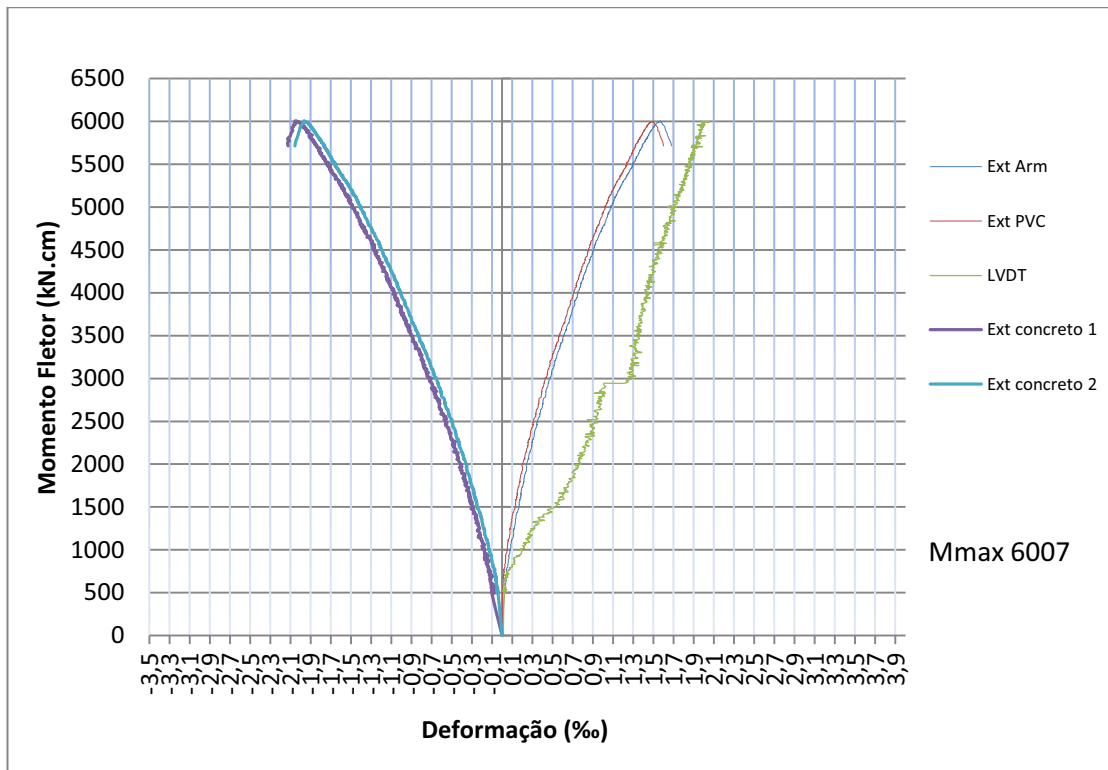
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 20- Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 –VI2b



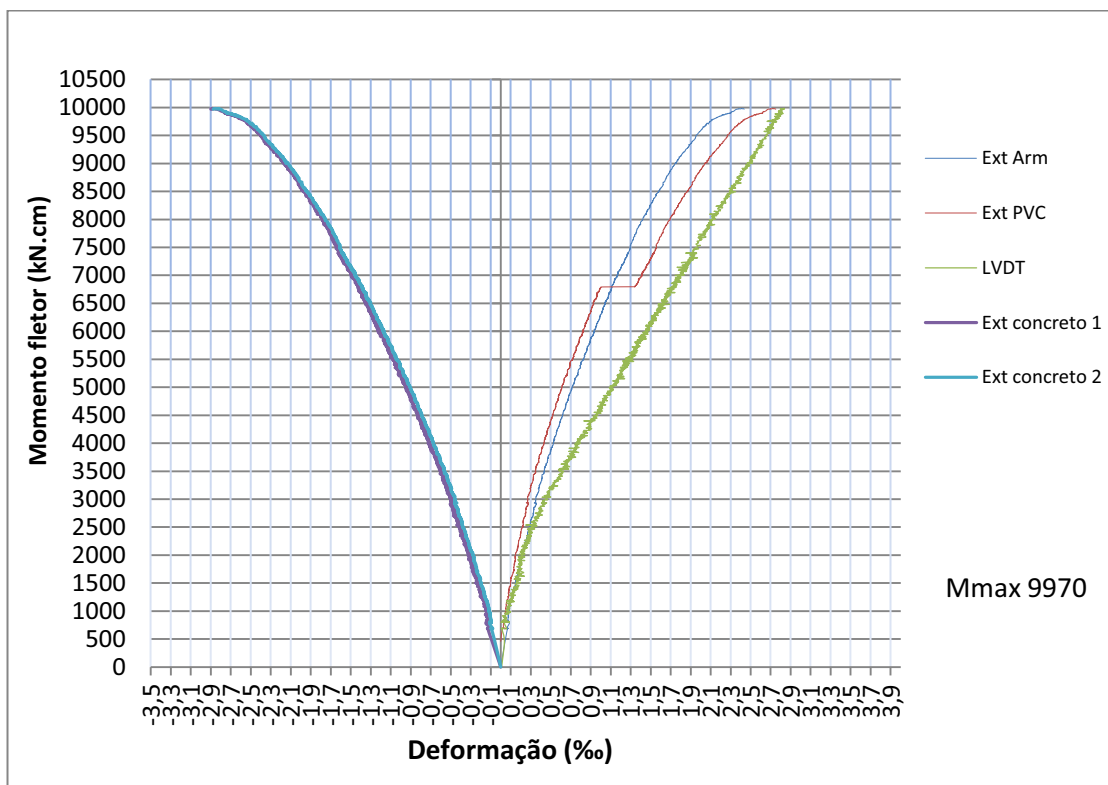
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 21 - Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI2b



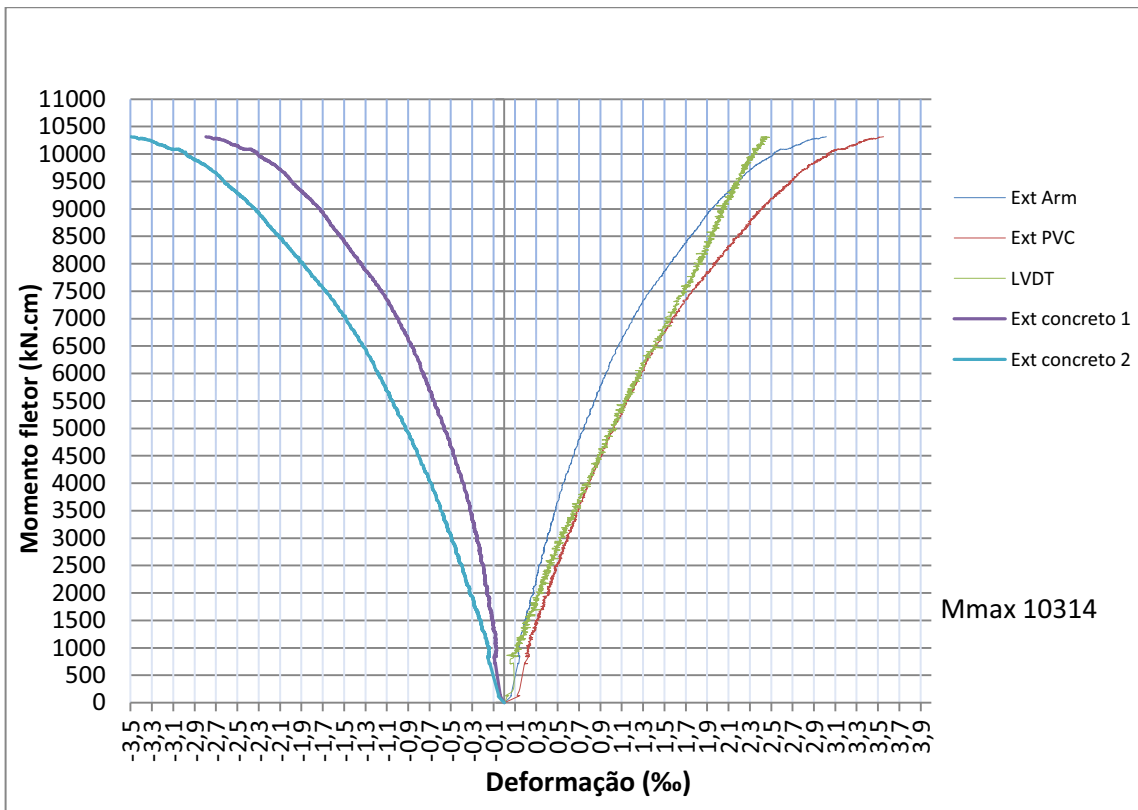
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 22 - Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 – VI3



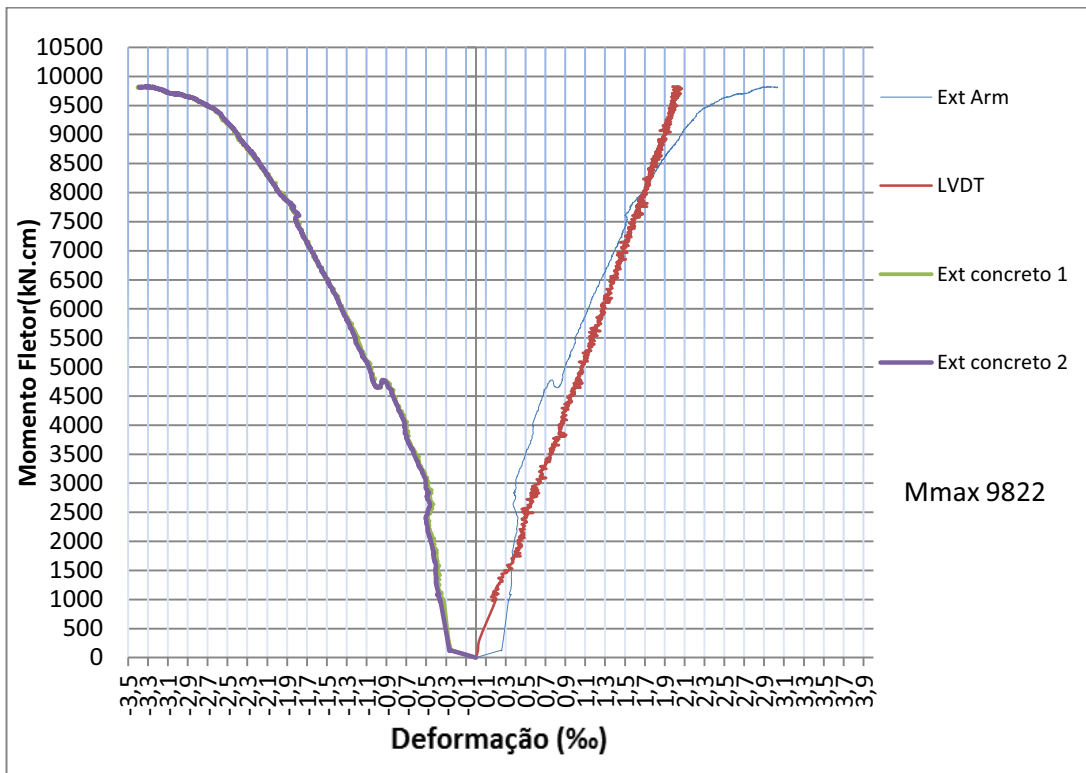
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 23 - Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VI3



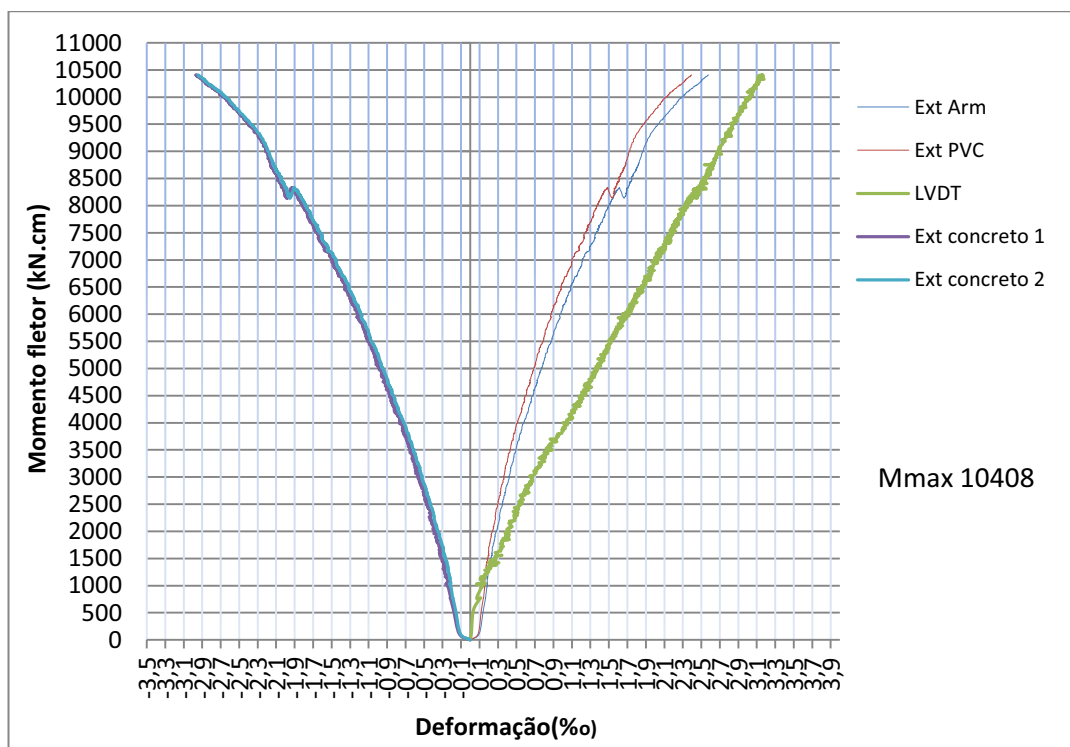
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 24- Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 1 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Figura 25- Momento Fletor x Deformação na armadura e no concreto Viga 2 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Os dados coletados durante o ensaio da primeira viga, Viga 1 - VI2a, não apresentaram consistência, uma vez que houveram problemas com o manuseio inicial do sistema de aquisição de dados, que dessa forma, optou-se por não apresentá-los.

Quando se considera as leituras dos extensômetros, seja na armadura, seja no concreto, pode-se perceber que os dados fornecidos apresentam consistência quando interpretados com relação ao que se esperar como resposta de alongamento e encurtamento.

Porém, quando se partiu para a validação dos dados obtidos, problemas com compatibilidade desses dados, com relação ao estado limite último de 3,5% de encurtamento no concreto e 10% de alongamento do aço, não foram observados.

Uma vez que para todos os modelos a ruína ocorreu, era esperado que um desses limites fosse atingido, assim podendo avaliar por qual efeito o ELU era observado.

Na tentativa de encontrar alguma falha por parte da leitura obtidas dos extensômetros, consideraram-se as leituras obtidas pelos LVDTs, entretanto mesmo apresentando um acréscimo percentual com relação à deformação obtida anteriormente, os limites de deformações máximas ainda assim, não foram atingidos.

Entretanto, quando se considerou como limite de escoamento do aço, apenas 50% da sua resistência total, como consta na NBR15961-1 item 11.3.3, fazendo com que esse limite

passou de 10‰ para 1,20‰ possibilitou então afirmar que em todos os casos, o estado limite último do elemento foi atingido, considerando a limitação da tensão no aço.

Ainda com relação aos resultados obtidos nessa fase do trabalho e na busca de tentar fundamentar os dados coletados, tentou-se avaliar internamente como poderia estar ocorrendo a distribuição de tensão na seção da viga, nas cargas próximas das cargas de ruptura.

Essa análise consistiu em observar a tensão produzida no concreto pelas cargas consideradas e qual forma de distribuição de tensão melhor representava a realidade, usando como parâmetros, a profundidade da linha neutra e a posição em que a resultante das forças na região comprimida estava sendo aplicada.

Inicialmente considerou-se que a distribuição de tensão ocorria de forma triangular e, desta maneira, por meio de um desenvolvimento analítico, determinou-se o momento fletor teórico esperado.

Comparando o valor do momento teórico como o experimental, foi avaliado se ocorria um acréscimo ou não de um valor para o outro. Se o valor experimental era menor que o teórico, prosseguia o raciocínio considerando uma distribuição retangular, caso contrário, encerravam-se as avaliações.

Essa condição foi adotada uma vez que quando se considera a distribuição de tensão retangular, a área comprimida aumenta e conseqüentemente o momento fletor também, buscando assim chegar a dados teóricos mais próximos do experimental.

Quando se considerou a distribuição retangular, o momento fletor teórico ultrapassou o valor experimental, possibilitando afirmar que para esses casos, existe uma distribuição de tensão parabólica que permita estabelecer o equilíbrio estático do sistema.

A questão é que a distribuição de tensão não ocorreu de forma análoga em todos os modelos, limitando a avaliação diante dessa consideração também.

Dessa forma, por não ser possível em todos os modelos, garantir o equilíbrio estático, optou-se por apresentar o raciocínio de cálculo desenvolvido nessa fase junto ao anexo.

5.2 *Análise dos Momentos para o Estado limite Último*

Mesmo que os limites de deformação para o estado limite último, não tenham sido atingidos em nenhum dos casos, considerando como deformação limite do concreto 3,5‰ e do aço de 10‰, possibilitando a obtenção de um valor de momento último (M_{ELU}), ainda assim, é interessante saber quais seriam esses valores de $M_{(ELU)}$ considerando a NBR 6118 e a NBR 15961-1.

Exemplificando, primeiramente o modelo de cálculo, segundo a NBR6118, toma-se como base dados referentes a viga VI2a e partindo das equações (4) e (5) apresentadas no item 4.2.1, temos:

$$f_{cm} \times b \times y - A_s \times f_{yk} = 0$$

$$2,2 \times 14 \times y - 2,5 \times 50 = 0 \quad \rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

O cálculo do momento último (M_{ELU}) provém então da equação:

$$f_{cm} \times b \times y \times \left(d - \frac{y}{2} \right) = M$$

$$2,2 \times 14 \times 4,05 \times \left(33 - \frac{4,05}{2} \right) = M \rightarrow M = 3763,8 \text{ kN.cm}$$

Exemplificando tomando como modelo de cálculo a NBR15961-1, tem-se que o momento último é dado por:

$$M = A_s \times f_s \times z$$

Sendo:

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

Dessa forma considerando ainda a viga VI2a $f_d = f_{cm}$ e assumindo como recomendação de norma que $f_s = 0,5f_s$, tem-se:

$$z = 33 \left(1 - 0,5 \times \frac{2,5 \times 50/2}{14 \times 33 \times 2,2} \right) \rightarrow z = 31,9 \text{ cm}$$

$$M = 2,5 \times 25 \times 31,9 \rightarrow M = 1993,7 \text{ kN.cm}$$

Diante do apresentado, a Tabela 4 mostra o momento último para cada modelo ensaiado e também o valor do momento máximo (M_{max}) atingido.

Tabela 4 -Valores de Momento último e Momento máximo

Viga	$M_{(max)}$ (kN.cm)	$M_{(ELU)} NBR6118$ (kN.cm)	$M_{(ELU)} NBR15961-1$ (kN.cm)
VI2a – 1	5026,50	3763,80	1993,70
VI2a – 2	3927,00	3788,90	1961,60
VI2b – 1	5401,00	5917,80	3122,70
VI2b – 2	6007,00	5977,70	3152,70
VI3 – 1	9970,00	10398,40	5850,60
VI3 – 2	10314,00	10478,40	5890,60
VI4 – 1	9822,00	-----	-----
VI4 - 2	10408,00	-----	-----

Fonte: Produção da própria autora.

5.3 *Análise do Momento de Fissuração*

No item 2.4.2 é mostrado a forma teórica de se calcular o momento de fissuração, valor esse correspondente ao momento capaz de provocar o surgimento da primeira fissura no elemento. O valor desse momento e as características mecânicas envolvidas para determinação do seu resultado são mostrados na Tabela 5.

Na Tabela 6 é apresentado o valor do momento real, referente a visualização da primeira fissuração durante o ensaio e a diferença percentual entre o valor teórico e o real observado, representando o quanto o valor real se distanciou do valor teórico.

O valor do momento real pode ser apresentado, uma vez que ocorreu durante o processo de carregamento de cada viga, um acompanhamento gradual do surgimento das primeiras fissuras.

Tabela 5 - Características mecânicas e momento de fissuração

Característica	Unid.	Viga de seção retangular
Resistência média do concreto a Compressão (f_{cm})	kN/cm ²	2,20
Resistência à Tração (f_{ct})	kN/cm ²	0,16
Momento de Inércia (I_c)	cm ⁴	64017,30
Distancia do centro de gravidade a fibra mais tracionada (y_t)	cm	19,00
α	---	1,50
Momento de Fissuração (M_f)	kN.cm	833,30

Fonte: Produção da própria autora.

Tabela 6 - Momento de fissuração real (M_{rr}) e Diferença Percentual com relação ao valor teórico

Viga	M_{rr} (kN.cm)	Diferença Percentual (%)
VI2a – 1	1702,5	104
VI2a – 2	2260	171
VI2b – 1	1500	80
VI2b – 2	1890	126
VI3 – 1	2250	170
VI3 – 2	2633	215
VI4 – 1	1705	104
VI4 - 2	3022	262

Fonte: Produção da própria autora.

Observado os valores dos momentos reais de fissuração (M_{rr}) em que ocorreram o aparecimento da primeira fissura e comparando com o valor de M_f esperado por norma, afirma-se que em nenhum elemento ensaiado as fissuras ocorrem de forma precoce, uma vez que para todos os casos o momento real de fissuração é maior.

5.4 *Análise da deformação excessiva*

O estado limite de deformação excessiva corresponde ao momento em que os modelos atingem deslocamentos limites em função do carregamento.

De acordo com a NBR 15961-1 no item 10.3 e como já apresentado no item 2.4.2 do trabalho, temos o valor limite para o deslocamento nas vigas de alvenaria de blocos de concreto.

O valor teórico da flecha é determinado analiticamente, segundo o esquema estático adotado, considerando a superposição de efeitos e também a rigidez equivalente do elemento, como exemplificado a seguir.

A análise do método pode ser iniciada calculando-se o momento de fissuração, M_r , dado pela Equação 6. Para o exemplo de cálculo abaixo, são utilizadas as vigas VI2a.

$$\alpha = 1,5 \text{ (seções retangular)}$$

$$I_c = 64017,3 \text{ cm}^4$$

$$y_t = 19 \text{ cm}$$

Para o cálculo de f_{ct} , foi considerado a resistência do graute usado, uma vez que a camada comprimida na face superior da viga tem essa composição

$$f_{ck} = 22 \text{ MPa} = 2,2 \text{ kN/cm}^2;$$

portanto:

$$f_{ct} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot (22)^{2/3} = 1,6 \text{ MPa} \longrightarrow 0,16 \text{ kN/cm}^2$$

O momento de fissuração (M_r) é dado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,16 \cdot 64017,3}{19} = 1190,43 \text{ kN.cm} \quad \text{Eq.6}$$

No Estádio I, calcula-se relação entre a área de concreto e a área de armadura α_e , de acordo com a Equação 7, considerando o cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto, dado por:

$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, sendo f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão das vigas é igual a 22MPa.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{22} = 22326,4 \text{ MPa} \longrightarrow 2232,64 \text{ kN/cm}^2$$

Assim sendo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{21000}{2232,64} = 9,40 \quad \text{Eq.(7)}$$

A avaliação do Estádio II puro se inicia com a função de obter a posição da linha neutra (x), Equação 8. Para isso, adota-se o momento estático da seção homogeneizada igual a zero.

$$\frac{b}{2} \cdot X_2^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot X_2 - (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot d = 0 \quad \text{Eq.(8)}$$

$$\frac{14}{2} X_2^2 + (9,4 - 1) * 2,5 * X_2 - (9,4 - 1) * 2,5 * 33 = 0$$

$$X_2 = 8,56 \text{ cm}$$

De posse do resultado da posição da linha neutra, é possível calcular o momento de inércia da seção no Estádio II puro (I_2), Equação 9.

$$I_2 = \frac{b \cdot X_2^3}{3} + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - X_2)^2 \quad \text{Eq.(9)}$$

$$I_2 = \frac{14 * 8,56^3}{3} + (9,4 - 1) * 2,5 * (33 - 8,56)^2$$

$$I_2 = 15479,4 \text{ cm}^4$$

Dessa forma, é feita a avaliação da flecha imediata em vigas de acordo de com a Equação A.8, considerando a o calculo da rigidez equivalente como mostra a Equação 10:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad \text{Eq. (10)}$$

$$(EI)_{eq} = 2232,64 \left\{ \left(\frac{1190,43}{((75 * P) * 10) / 2} \right)^3 * 64017,3 + \left[1 - \left(\frac{1190,43}{((75 * P) * 10) / 2} \right)^3 \right] \cdot 15479,4 \right\}$$

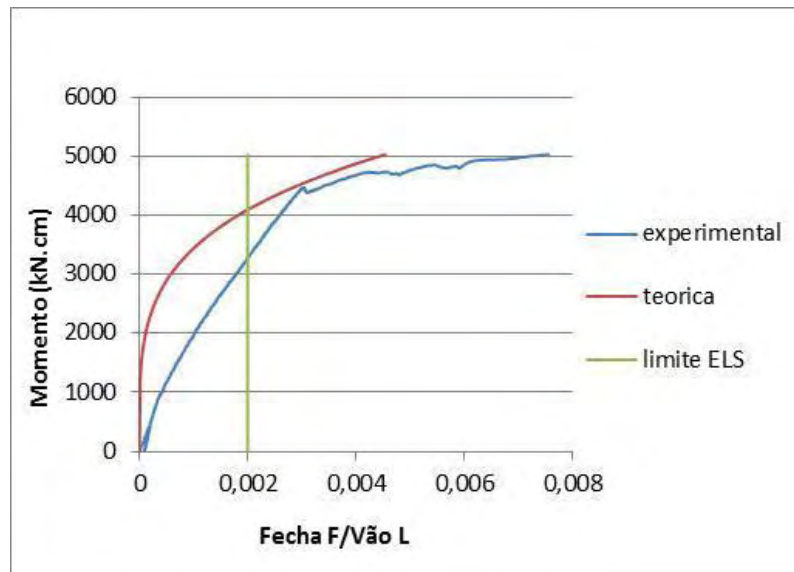
$$\leq 142927524,8$$

Portanto, a previsão da flecha imediata ou instantânea pode ser obtida a partir da Equação 11, obtida por meio do esquema estático apresentado na Figura 18, a considerar diferentes níveis de carregamento.

$$f = 2 * \left\{ \frac{P}{6 * EI} * \left(\frac{b * X^3}{L} - \frac{a * b * X}{L} (2 * L - a) - (X - a)^3 \right) \right\} \quad \text{Eq.(11)}$$

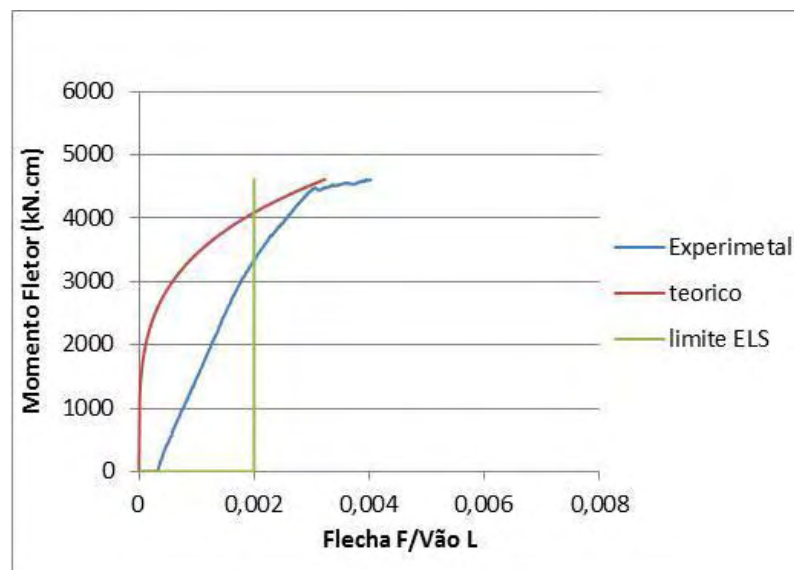
Dessa forma a relação Flecha/Vão pode ser observada nas figuras de 26 à 33.

Figura 26 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI2a



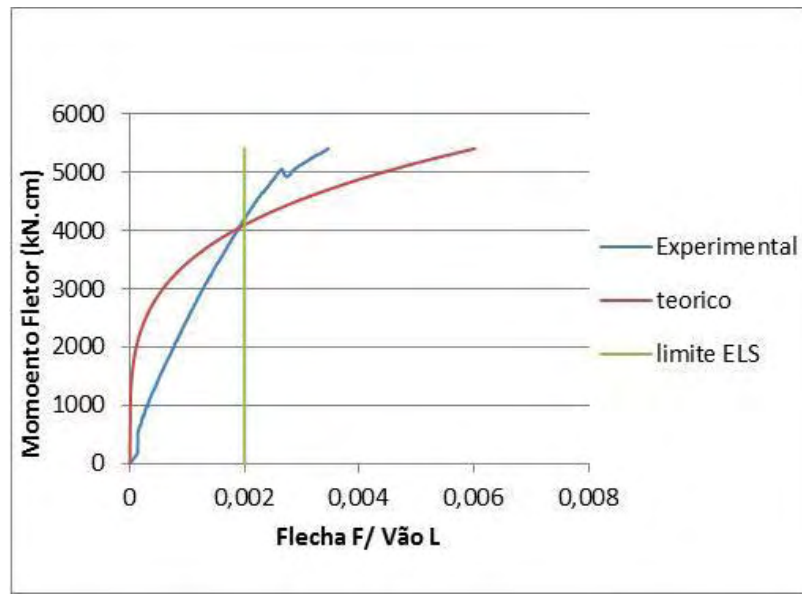
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 27 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI2a



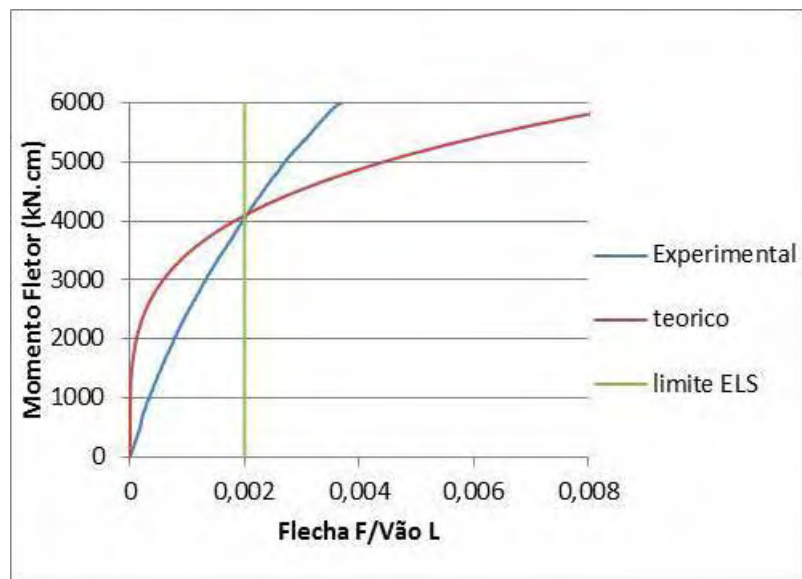
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 28 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI2b



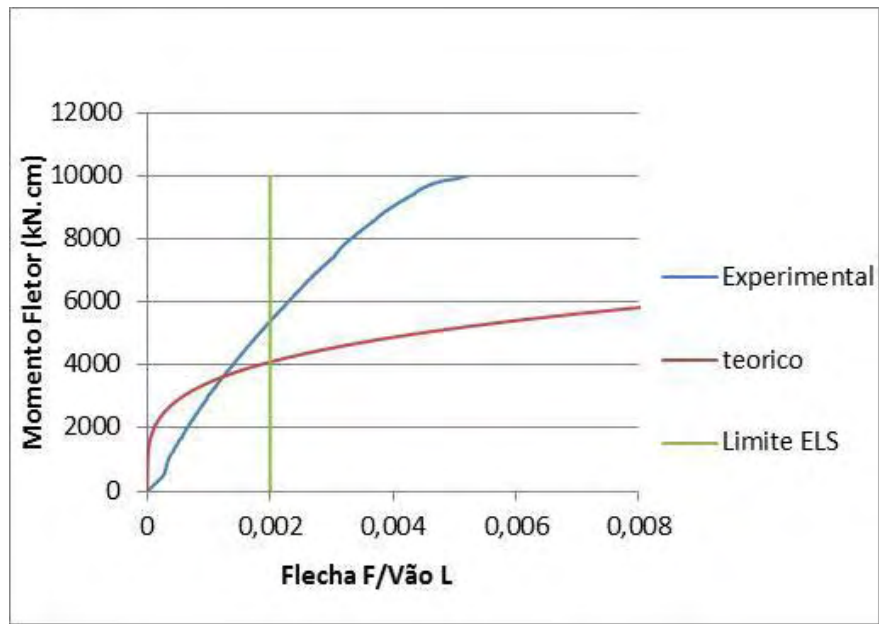
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 29 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI2b



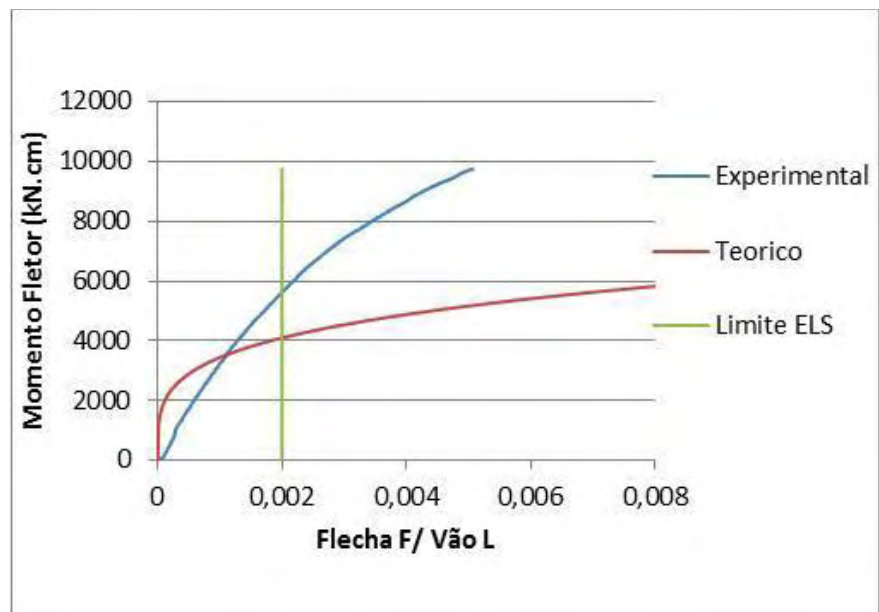
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 30- Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VI3



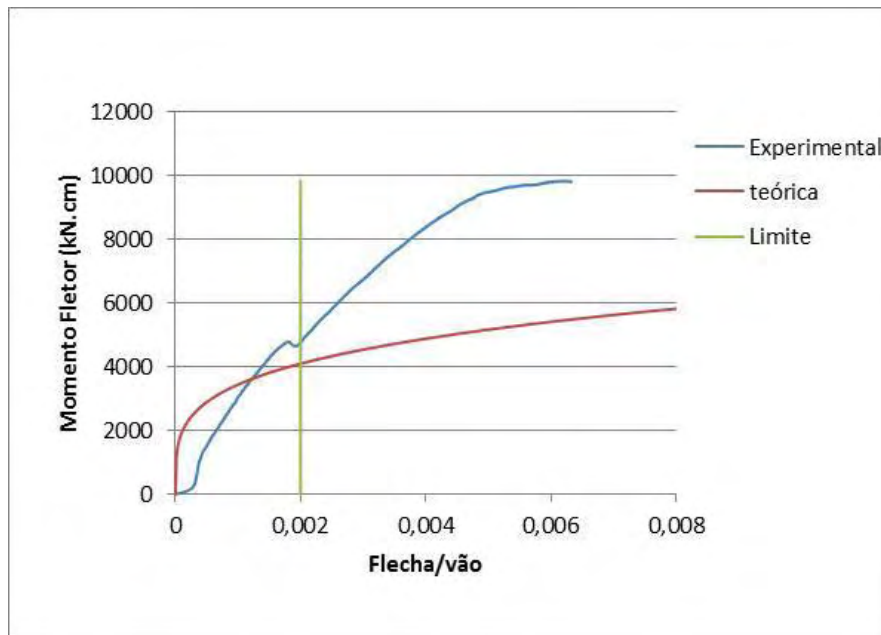
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 31- Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VI3



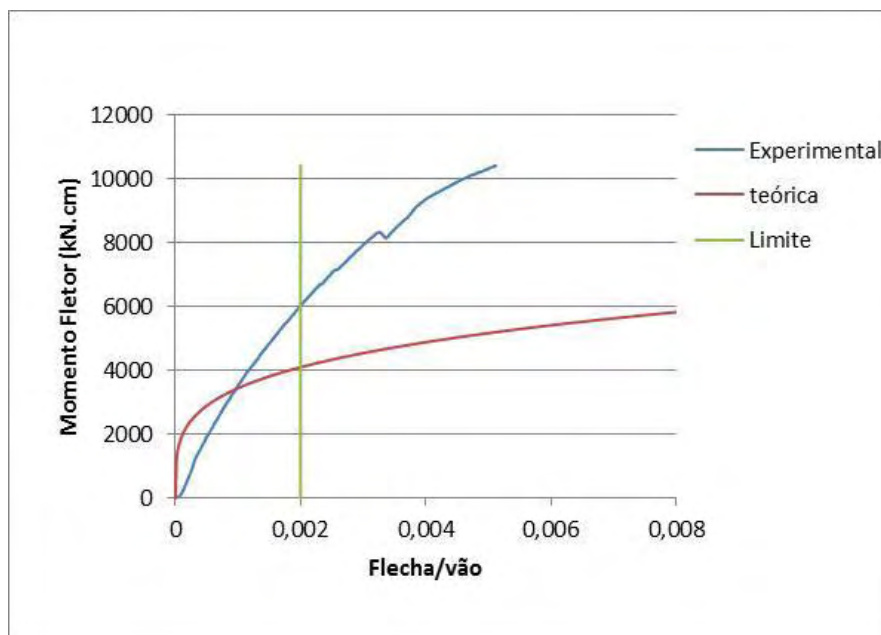
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 32 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 1 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Figura 33 - Momento Fletor x Relação Flecha/Vão – Viga 2 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Uma primeira observação que se pode fazer de acordo com as figuras apresentadas anteriormente, é que em todos os modelos, há evolução do momento fletor com o aumento da relação flecha/vão, indicando que os comportamentos similares foram garantidos pelas condições satisfatórias de ensaio.

Quando analisada a curva do modelo teórico com relação à curva do modelo experimental, percebe-se que quando toma-se os dados do gráfico antes do limite máximo de deslocamento, para as vigas com taxa de armadura menor, grupo VI2a e VI2b, o elemento se apresenta mais flexível do que idealizado teoricamente. Isso é evidenciado, pois a deformação real é maior que a teórica.

Entretanto o mesmo já não ocorre para o grupo das vigas mais armadas, VI3 e VIDupla, uma vez que quando se considera também a avaliação gráfica antes do limite de deslocamento máximo, esses modelos mostraram – se mais rígidos.

5.5 Análise do Padrão de Fissuração

As figuras 34 à 40 mostram o histórico de fissuração para as vigas ao longo de todo o ensaio. O valor de momento correspondente aos 100% é referente ao momento provocado pela carga máxima que foi atingida no ensaio.

Figura 34 - Fissuras – Viga 2 – VI2a



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25%: 1218,75kN.cm (VERDE)

25% - 50%: 2437,50kN.cm (AZUL)

50% - 75%: 3468,75 kN.cm (LARANJA)

75% - 100%: 4575,00 kN.cm (VERMELHO)

Figura 35 - Fissuras – Viga 1 – VI2b



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25%: 1312,50kN.cm (VERDE)

25% - 50%: 2625,00kN (AZUL)

50% - 75%: 3937,50kN (LARANJA)

75% - 100%: 5400,00kN (VERMELHO)

Figura 36 - Fissuras – Viga 2 – VI2b



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25%: 1406,25kN.cm (VERDE)

25% - 50%: 2812,50kN.cm (AZUL)

50% - 75%: 4218,75kN.cm (LARANJA)

75% - 100%: 5625,00kN.cm (VERMELHO)

Figura 37 - Fissuras – Viga 1 – VI3



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

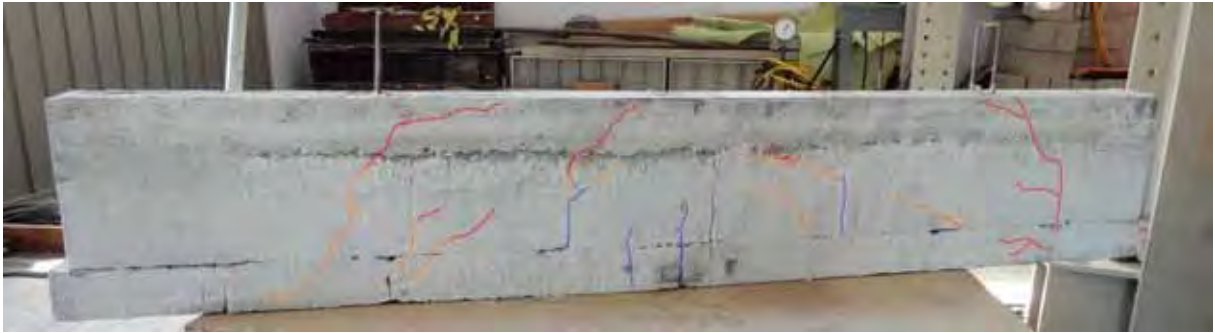
0 - 25%: 2437,50kN.cm (VERDE)

25% - 50%: 4875,00kN.cm (AZUL)

50% - 75%: 7312,50kN.cm (LARANJA)

75% - 100%: 9750,50kN.cm (VERMELHO)

Figura 38- Fissuras – Viga 2 – VI3



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25% : 2576,25 kN.cm (VERDE)
 25% - 50% : 5,137,50kN.cm (AZUL)
 50% - 75% : 7743,75kN (LARANJA)
 75% - 100% : 10312,50kN (VERMELHO)

Figura 39- Fissuras – Viga 1 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25% : 2456,25kN.cm (VERDE)
 25% - 50% : 4912,50kN.cm (AZUL)
 50% - 75% : 7368,75kN.cm (LARANJA)
 75% - 100% : 9825,00kN (VERMELHO)

Figura 40 - Fissuras – Viga 2 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

Legenda:

0 - 25% : 2433,75 kN.cm (VERDE)
 25% - 50% : 5201,25kN.cm (AZUL)
 50% - 75% : 7800,00kN.cm (LARANJA)
 75% - 100% : 10406,25kN.cm (VERMELHO)

Em linhas gerais verificou-se que as fissuras na parte central do vão são as primeiras a surgirem de modo a se propagarem ao longo da região de interface dos blocos, no centro da viga.

As fissuras subsequentes ocorrem de forma a caminharem inclinadamente na direção dos pontos de aplicação do carregamento, sendo influenciadas a se propagarem na região de interface dos blocos, durante sua trajetória.

Em algumas vigas é possível observar a propagação de fissuras no banzo superior, evidenciando fissuras tipicamente características de esforço cisalhante presentes no concreto comprimido. Essas fissuras no banzo superior ocorre na linha do apoio para as Viga 1 – VI2b e Viga 2 – VI3. Já em ambas as vigas de armadura dupla essas fissuras são observadas em um dos ponto de aplicação de carga, detalhes esses que podem ser observados nas Figuras 41, 42 e 43.

O histórico de fissuração também mostra que as fissuras tendem a aparecerem mais nitidamente após cargas superiores a 50% do valor da momento máximo atingido em cada modelo, de forma a se descreverem, por meio das inclinações observadas, fissuras típicas de ruptura a cortante.

Figura 41 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 1 – VI2b



Fonte: Produção da própria autora.

Figura 42 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 2 – VI3



Fonte: Produção da própria autora.

Figura 43 - Fissura típica de cortante no concreto da parte superior – Viga 1 e Viga 2 – VIDupla



Fonte: Produção da própria autora.

6 Conclusões e Considerações Finais

Estados Limites Últimos:

Com relação ao alongamento das armaduras, observou-se uma variação para os momentos máximos entre $1,6\% \leq \epsilon_s \leq 4,0\%$. Dessa forma, em nenhuma das vigas ensaiadas atingiu-se o ELU por alongamento excessivo da armadura, uma vez que esse limite é indicado pela NBR-15961-1 como sendo de 10%.

Entretanto, considerando-se a limitação de tensão imposta na armadura pela referida norma, em todas elas esse valor foi superado com momentos em torno de 50% dos momentos máximos aplicados.

O encurtamento medido no concreto variou entre $2,0\% \leq \epsilon_c \leq 3,3\%$, para os momentos máximos, também não se verificando a ocorrência do encurtamento máximo de 3,5% no concreto.

Comparando os momentos últimos obtidos através das NBR15961-1 e NBR-6118 com os momentos máximos obtidos nos ensaios, observa-se que os resultados dos ensaios e da NBR-6118 ficam bastante próximos, enquanto que os da NBR15961-1 se mostram extremamente conservadores.

Assim, entende-se que para o cálculo do M_{ELU} de vigas semelhantes às aqui estudadas, sejam empregados os modelos contidos na NBR-6118, na falta de normalização mais específica, ainda.

Momento de fissuração:

Os momentos teóricos de fissuração segundo a NBR 6118 se mostraram muito inferiores aos valores observados nos ensaios. Assim, existe a necessidade do desenvolvimento de novo modelo para avaliação do ELS de fissuração para o caso dessas vigas.

Avaliação das flechas:

Para o Estado Limite de Serviço, correspondente ao deslocamento limite de $L/500$ ou valores de Flecha/Vão ($F/L=0,002$), ficou evidente que em vigas com taxas de armaduras menores (supostamente nos domínios 2a e 2b) esse limite é atingido com valores de momento mais próximo aos valores de momento máximo atuante (M_{max}). Contudo, esse comportamento

não se repetiu no caso das vigas com maiores taxas de armaduras (domínio 2) e armadura dupla, sendo esse limite Flecha/Vão atingido com aproximadamente 50% do valor do momento máximo atuante (M_{\max}).

Contudo, comparando-se os momentos M_{ELS} de deformação excessiva de todas as vigas, verificou-se um acréscimo de rigidez das vigas com maior taxa de armadura, como esperado. Armadura dupla.

Histórico de fissuração:

Avaliando os históricos de fissuração apresentados pelas vigas, nota-se que em praticamente todas elas existe a indicação de que o esforço cortante tenha contribuído de forma significativa na ruptura das mesmas, uma vez que na maioria as fissuras atingiram o banzo superior das vigas. Esse fato deve estar associado à distancia do carregamento aplicado em relação aos apoios das vigas.

Sugestões:

Por se tratar de uma alternativa de pesquisa que veio sendo transformada e reconstruída, frente as dificuldade de se elaborar um projeto de pesquisa ainda novo em âmbito nacional, as contribuições aqui apresentadas tende a colaborar de forma significativa para trabalhos futuros.

Diante dessa colocação apresentam-se como sugestões futuras que :

- A alteração da configuração das vigas é de grande valor, buscando uma forma menos trabalhosa para a execução das vigas, mantendo as características com relação a praticidade e agilidade da alvenaria estrutural;
- Compreender melhor e desenvolver a distribuição de tensão parabólica para o modelo em que foi possível observar esse tipo de distribuição;

REFERÊNCIAS

- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidades de São Paulo, São Carlos, 1998.
- ALBERTINI, M. M. **Análise do comportamento experimental e numérico de prismas de alvenaria estrutural utilizando elemento finito prismático regular parabólico**. 2009. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1 – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto**. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. 42 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-2 – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto**. Parte 2: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. 34 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12118 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2007. 6 p.
- ARAÚJO, F. E. **Técnicas construtivas de edifícios residenciais em alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto**. 2001. 180 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS5628: code of practice for use of masonry – Structural of reinforced and prestressed masonry**. London, 2005. 68 p.
- CAMACHO, J. S. **Estudos das vigas flexão normal e simples**. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 2006a. 41 p. Apostila.
- CAMACHO, J. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 2006b. 53 p. Apostila.
- CAMACHO, J. S. **Concreto armado – estados limites de serviço: fissuração – deformação**. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 2009. 53 p. Apostila.
- CUNHA, E. H. **Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural**. 2001. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2001.

FRANCO, L. S. O desenvolvimento de processos construtivos em alvenaria estrutural. In: SIMPÓSIO DE DESEMPENHO DE MATERIAIS E COMPONENTES DE CONSTRUÇÃO CIVIL, 3., 1991, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 1991. p. 125-134.

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

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

JOAQUIM, M. M. **Flexão e flexo compressão em elementos de alvenaria estrutural**. 1999. 194 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

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

LOGULLO, B. G. **Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2006. 197 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 1998. 114 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

OLIVEIRA, L. A. P. **Estudo de desempenho de grautes com adições para enchimento de blocos de alvenaria estrutural**. 1986. 100 f. Dissertação (Mestrado) – escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.

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

SANCHEZ, E. Dimensionamento a flexão simples de vigas e paredes de alvenaria estrutural. In: SÁNCHEZ FILHO, E. de S. (Org.). **Alvenaria estrutural: novas tendências técnicas e de mercado**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2002. p. 55-71.

SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. 2003. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2003.

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

TAMBARA, F. S. **Levantamento e listagem de procedimentos e influências da alvenaria estrutural**. 2006. 145 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2006.

TRIGO, A. P. M. **Estudo de lajes com adição de resíduo de pneu**. 2008. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2008.

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

APÊNDICE A - Resultados dos ensaios de compressão dos prismas

Para obtenção da resistência dos prismas foram ensaiados um total de quatro prismas, tanto em bloco, como em meia canaleta, considerando como valor de resistência o valor médio das cargas de ruptura, como apresentados na Tabela A.1 e Tabela A.2

Tabela 7 – Resistência do prisma de bloco de concreto

Prisma	Carga de ruptura (kN)	Área bruta (cm ²)	Tensão de ruptura (kN/cm ²)
PR 01	229,4	266	0,86
PR 02	262,1	266	0,98
PR 03	237,9	266	0,89
PR 04	311,0	266	1,16
MÉDIA	260,1	266	0,98

Fonte: Produção da própria autora.

Tabela 8 – Resistência do prisma de meia canaleta

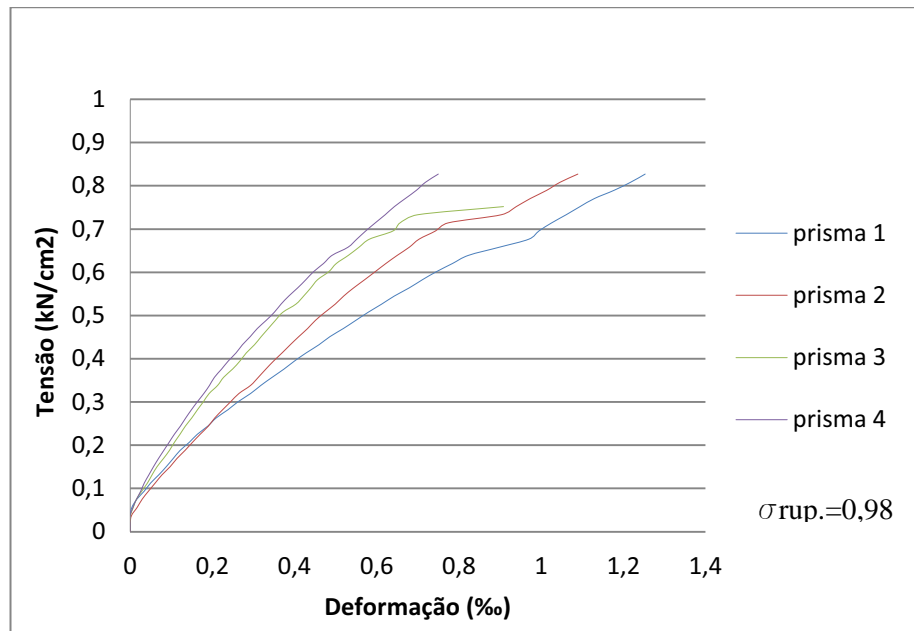
Prisma	Carga de ruptura (kN)	Área bruta (cm ²)	Tensão de ruptura (kN/cm ²)
PR 01	444,5	266	1,67
PR 02	322,4	266	1,21
PR 03	315,3	266	1,19
PR 04	444,5	266	1,67
MÉDIA	381,7	266	1.43

Fonte: Produção da própria autora.

Com os valores das deformações, que puderam ser obtidos através das leituras realizadas pelos relógios nos prismas de bloco e pelos LVDTs nos prismas de meia canaleta, foi possível construir o gráfico tensão x deformação para cada prisma ensaiado, até uma tensão máxima correspondente a 70% da tensão de ruptura. Esse ponto limitante do gráfico ocorreu pois correspondeu ao valor da última leitura antes que fosse retirado a instrumentação.

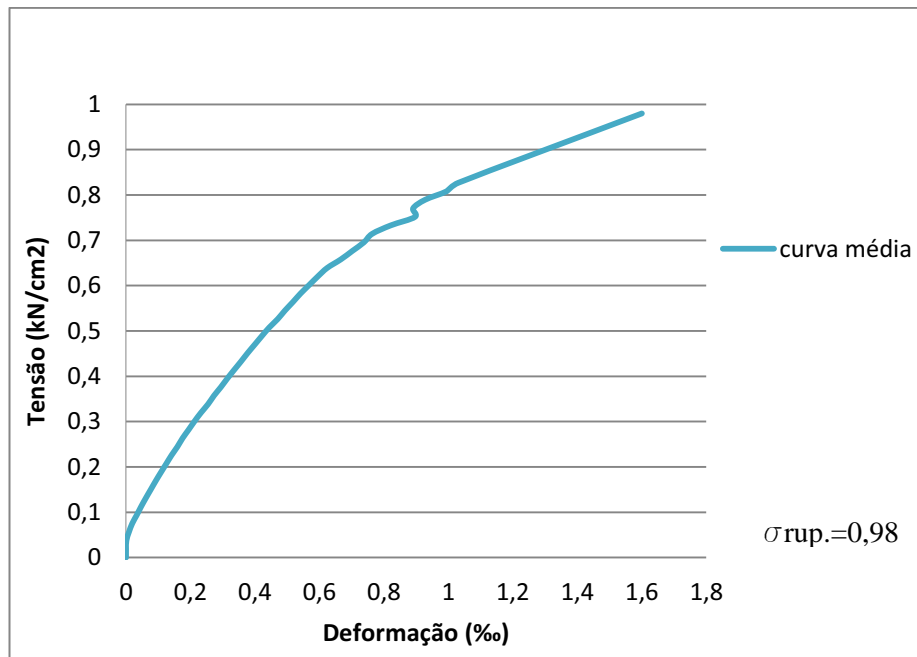
A curva de tendência determinada pela media das curvas de cada prisma foi obtida e os resultados finais extrapolados até a carga de ruptura.

Figura 44 – Diagrama tensão x deformação para prisma de bloco



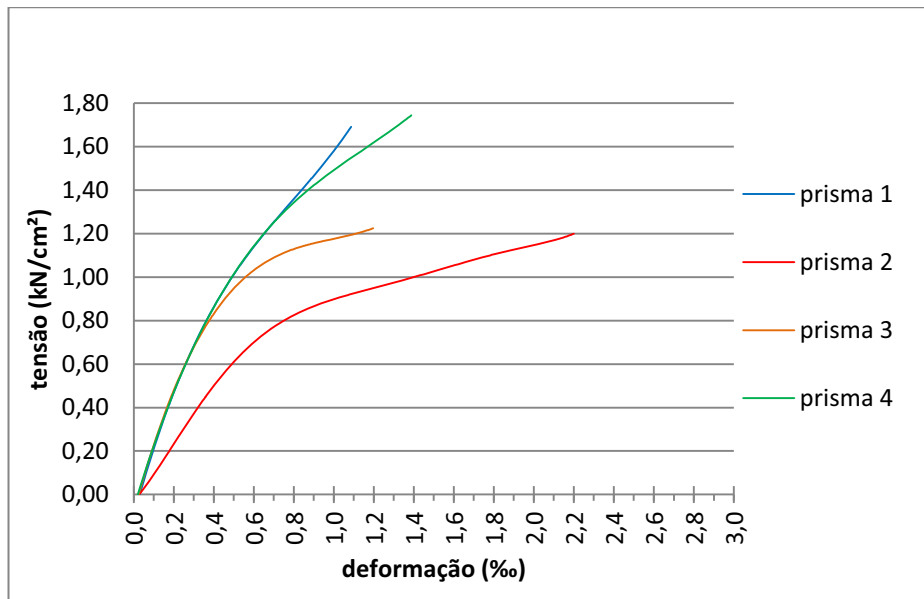
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 45– Diagrama tensão x deformação médio para prisma de bloco



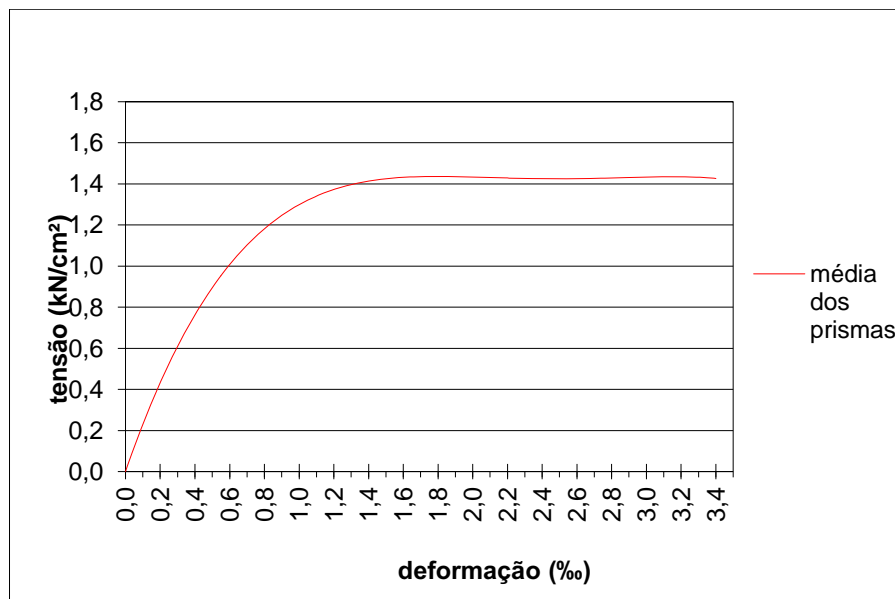
Fonte: Produção da própria autora.

Figura 46 – Diagrama tensão x deformação para prisma de meia canaleta



Fonte: Produção da própria autora.

Figura 47– Diagrama tensão x deformação médio para prisma de meia canaleta



Fonte: Produção da própria autora.

APÊNDICE B - Análise da distribuição de tensão na seção transversal da viga

Como forma exemplificada descreve-se o raciocínio adotado para a viga VI3, pois por meio dos dados referentes a essa viga, é possível demonstrar o raciocínio de cálculo completo.

A Tabela A.3 mostra a porcentagem de carga de ruptura do ensaio adotada, o momento fletor (M_f) correspondente a essa carga, a deformação (ε_c) e a tensão (σ_c) correspondentes no concreto e a profundidade da linha neutra (X) nessa situação, parâmetros estes usados na avaliação. A altura útil da viga é $d' = 32,7\text{cm}$.

A tensão σ_c é determinada considerando a fórmula dada pela Equação A.1, desconsiderando o efeito da fluência no concreto, imposta pelo fator multiplicador de 0,85 em f_{cd} , considerando a resistência total do graute (22 MPa).

$$\sigma_c = 0,85 \times f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{ec}{2,00\%} \right)^2 \right]$$

Tabela 9 - Parâmetros de cálculo.

(%) da carga de ruptura	M_f (kN.cm)	ε_c	σ_c (kN/cm ²)	X(cm)
80	8332,1	1,75	2,17	15,7
85	8766,3	1,93	2,19	16,16
90	9284	2,19	2,2	16,67
95	9757,5	2,44	2,2	17,00

Fonte: Produção da própria autora.

Considerando uma distribuição de tensão triangular a resultante das forças para os parâmetros acima tabelados é obtida fazendo:

$$R_{cc} = (\sigma_c \times Y \times 14)/2$$

Sabendo que para essa distribuição triangular, a resultante é aplicada a 1/3 da seção comprimida, é possível determinar a altura do braço de alavanca dessa resultante, uma vez que a altura útil é conhecida, e conseqüentemente o momento gerado por ela.

A tabela A.4 apresenta os valores das reações resultantes, assim como os braços de alavancas (Z) e o momento fletor teórico (M_{ft})

Tabela 10 - Valores de R_{cc} , Z e M_{ft} para distribuição triangular de tensões.

R_{cc}	Z (cm)	M_{ft} (kN.cm)
238,5	27,46	6550,8
248,0	27,31	6773,7
256,7	27,14	6968,0
261,8	27,03	7077,0

Fonte: Produção da própria autora.

Como pode-se observar, todos os valores de momento fletor teórico são menores que o real, permitindo que uma segunda avaliação seja feita, considerando uma distribuição de tensão retangular.

Dessa forma o valor da resultante das forças é dada por:

$$R_{cc} = 14 \times (0,8 \times Y) \times \sigma_c$$

Para essa distribuição a resultante esta aplicada na metade da região comprimida, e temos os novos valores de momento fletor teórico. (Tabela A.5)

Tabela 11 - Valores de R_{cc} , Z e M_{ft} para distribuição retangular de tensões.

R_{cc}	Z (cm)	M_{ft} (kN.cm)
381,6	24,85	9482,76
396,4	24,62	9759,4
410,7	24,36	10006,7
418,9	24,2	10137,8

Fonte: Produção da própria autora.

Conclui-se que como os momentos fletores teóricos são maiores que os reais, a viga na eminencia da ruptura, deve estar apresentando uma distribuição de tensão intermediaria entre a distribuição triangular e a distribuição retangular de tensões, ou seja, uma distribuição parabólica.

APÊNDICE C - Análise da tensão de cisalhamento atuante

Por meio do padrão de fissuração apresentado nos resultados, foi concluído que as rupturas das vigas estudadas ocorreram por esforço cortante. Devido essa conclusão viu-se a necessidade de analisar a tensão de cisalhamento máxima, nas armaduras de cisalhamento utilizadas.

De acordo com a Eq (1) apresentada no item 2.4.1 foi possível determinar a resistência característica de cisalhamento de cada viga, conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 - Resistencia característica de cisalhamento das vigas (f_{vk}).

viga	A(cm ²)	d (cm)	ρ	f_{vk} (kN/cm ²)
VI2a	2,5	32,4	0,0055	0,04464
VI2b-1	4	32,85	0,0086	0,05022
VI2b-2	4	33,15	0,0086	0,05008
VI3-1	8	32,5	0,0175	0,06576
VI3-2	8	32,7	0,0174	0,06558

Estabelecida as resistências e considerando valores característicos para a determinação da tensão de cisalhamento teórica limite obtida com valores característicos, sendo seu valor dado por:

$$\tau_{vk} = \frac{V_k}{b.d}$$

O valor de V_k é obtido pela equação que determina a armadura de cisalhamento necessária, dada por:

$$A_{sw} = \frac{(V_k - V_a)s}{0,5f_{yk}d}$$

Onde: A_{sw} : armadura de cisalhamento;

V_a : força cortante absorvida pela alvenaria, dada por : $V_a = f_{vk}bd$;

s : espaçamento da armadura de cisalhamento.

Considerando os calculos obteve-se então os dados de tensão de cisalhamento apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Tensão de cisalhamento teorica limite

viga	A(cm ²)	d (cm)	V _a (kN)	V _k (kN)	τ_{vk} (kN/cm ²)
VI2a	2,5	32,4	20,251	44,549	0,0982
VI2b-1	4	32,85	23,0965	42,6035	0,0926
VI2b-2	4	33,15	23,2435	43,0565	0,0927
VI3-1	8	32,5	29,925	35,075	0,0770
VI3-2	8	32,7	30,023	35,377	0,0772

Considerando, para cada viga, as mesmas porcentagens de carga consideradas para a análise dos padrões de fissuração, temos as tensões de cisalhamento atuantes mostradas na Tabela 14.

Tabela 14 - Tensões de cisalhamento atuantes

viga	0 – 25% da carga	0 – 25% da carga	0 – 25% da carga	0 – 25% da carga	0 – 25% da carga
	Tensão (kN/cm ²)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão (kN/cm ²)
VI2a	0,0716	0,1432	0,2149	0,2865	0,0716
VI2b-1	0,0761	0,1522	0,2283	0,3044	0,0761
VI2b-2	0,0812	0,1628	0,2436	0,3247	0,0812
VI3-1	0,1428	0,2857	0,4285	0,5714	0,1428
VI3-2	0,1507	0,3014	0,4521	0,6028	0,1507

Dessa forma pode-se observar que, que as tensões de cisalhamento em que as vigas foram submetidas, foram bem superiores as que a norma previa para a taxa de armadura utilizada, reforçando a conclusão com relação ao tipo de ruptura (cisalhamento) obtida na maioria das vigas.