

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**COMPORTAMENTO À FLEXÃO E AO ESFORÇO
CORTANTE DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

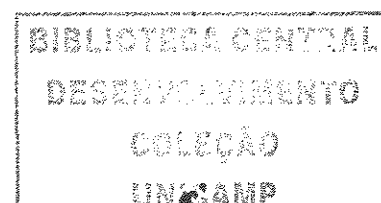
Eng. Fabiano Savoia Landini

Orientador: **Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr.**

Dissertação de Mestrado

Campinas, SP, Brasil

2001



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

COMPORTAMENTO À FLEXÃO E AO ESFORÇO CORTANTE DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Eng. Fabiano Savoia Landini

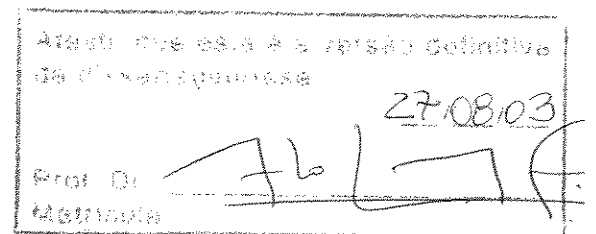
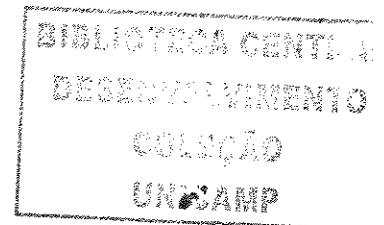
Orientador: **Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr.**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Estruturas

Campinas, SP, Brasil

2001



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

L234c

Landini, Fabiano Savoia

Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural / Fabiano Savoia Landini.--Campinas, SP: [s.n.], 2001.

Orientador: Armando Lopes Moreno Jr.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Alvenaria. 2. Engenharia de estruturas. 3. Vigas. 4. Flexão (Engenharia civil). 5. Blocos de concreto. 6. Cisalhamento. I. Moreno Jr., Armando Lopes. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

UNIDADE	BC
Nº CHAMADA	
	+/ UNICAMP
	L234c
V	EX
TOMBO BCI	68854
PROC.	16 P. 00133-06
C	☐
D	☒
PREÇO	11.00
DATA	12/06/06
Nº CPD	

BIBID- 382778

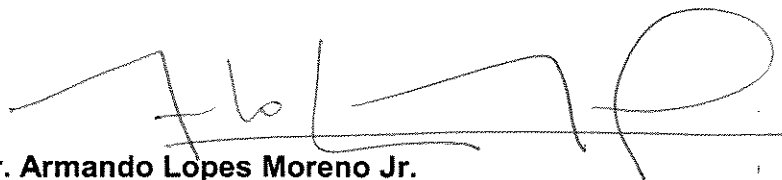
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**COMPORTAMENTO À FLEXÃO E AO ESFORÇO
CORTANTE DE VIGAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Eng. Fabiano Savoia Landini

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada, em 18 de janeiro de 2001,
pela Banca Examinadora constituída pelos professores:



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr.

Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Libanio Pinheiro

Universidade Estadual de São Paulo



Prof. Dr. Luis Roberto Sobreira de Agostini

Universidade Estadual de Campinas

200611999

Agradecimentos:

Este projeto de pesquisa não poderia ter sido realizado sem o apoio de pessoas às quais presto meus agradecimentos:

A meus pais pelo incentivo dado em minha empreitada.

A meu orientador, Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr., por mostrar os caminhos a serem seguidos.

Ao Prof. Dr. Gilson Batiston Fernandes e ao Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini, por participarem de minha qualificação.

Aos professores da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp pelo conhecimento passado durante suas aulas.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp pelo apoio na realização dos experimentos.

Aos demais funcionários da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.

À CAPES pelo apoio financeiro dado a este projeto de pesquisa.

Aos meus amigos, colegas e parentes e namorada.

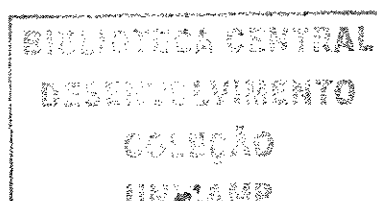
SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE VIGAS DE ALVENARIA ARMADA.....	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE O EMPREGO DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	1
1.2	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE O CÁLCULO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	4
1.2.1	<i>Fatores que afetam a Resistência da Alvenaria.....</i>	5
1.2.1.1	Resistência das unidades (tijolos ou blocos).....	6
1.2.1.2	Resistência da argamassa.....	6
1.2.1.3	Espessura das Juntas.....	7
1.2.1.4	Absorção inicial de água da unidade	8
1.2.1.5	Condições de cura	9
1.2.1.6	Qualidade da mão-de-obra.....	9
1.3	ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA.....	11
2	ALGUNS CONCEITOS IMPORTANTES INERENTES ÀS VIGAS DE CONCRETO	
ARMADO		13
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	13
2.2	CARACTERIZAÇÃO DAS FISSURAS, POR EFEITO DE CARREGAMENTOS, NAS VIGAS DE CONCRETO	
ARMADO.		13
2.2.1	<i>Fissuras Verticais</i>	13
2.2.2	<i>Fissuras Horizontais.....</i>	14
2.2.3	<i>Fissuras Inclinadas.....</i>	15
2.3	MODOS DE RUPTURA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FORÇA	
CORTANTE OU FLEXÃO		16
2.3.1	<i>Considerações Iniciais.....</i>	16
2.3.2	<i>Modos de Ruptura na Ausência de Armadura Transversal Efetiva.....</i>	17
2.3.3	<i>Modos de Ruptura na Presença de Armadura Transversal Efetiva.....</i>	21
2.3.3.1	Considerações Preliminares.....	21
2.3.3.2	Ruptura Força Cortante - Compressão.....	22
2.3.3.3	Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal de Tração	23
2.3.3.4	Ruptura Força Cortante - Tração e Ruptura Força Cortante - Flexão	24
2.3.4	<i>Ruptura por Flexão.....</i>	26
3	VIGAS DE ALVENARIA.....	28
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	28
3.2	PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO	28

3.2.1	<i>Norma Brasileira (NBR – 10837 / NB -1228)</i>	28
3.2.1.1	Tensões Admissíveis	32
3.2.1.2	Armaduras	35
3.2.2	<i>Analogia à Norma Americana</i>	35
3.2.2.1	Propriedades dos Materiais.....	36
3.2.2.1.1	Módulos de Elasticidade:	36
3.2.2.1.2	Coeficientes.....	37
3.2.2.2	Tensões Admissíveis nas Armaduras	37
3.2.2.3	Tensões na Alvenaria - Vigas e Vergas	38
3.2.3	<i>British Standarts Institute BS-5628: “Code of practice for use of masonry - Structural use of reinforced and prestressed masonry”</i>	39
3.2.3.1	Dimensionamento À Flexão	39
3.2.3.1.1	Hipótese De Cálculo.....	39
3.2.3.1.2	Módulo de elasticidade.....	41
3.2.3.2	Dimensionamento Ao Esforço Cortante	42
3.2.3.2.1	Hipótese De Calculo.....	42
3.2.3.2.2	Armadura Mínima De Cisalhamento.....	43
3.2.3.2.3	Resistência Característica De Cisalhamento Da Alvenaria, f_v	44
3.2.3.3	Coeficientes Parciais De Segurança	46
3.3	ESTUDOS ANTERIORES	48
3.3.1	<i>Suter e Keller</i>	48
3.3.1.1	Conclusões	53
3.3.2	<i>Sami M. Fereig</i>	55
3.3.2.1	Conclusões	59
3.3.3	<i>Jang and Hart</i>	59
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	62
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	62
4.2	DETALHES DAS VIGAS EXPERIMENTADAS	62
4.2.1	<i>Caracterização</i>	62
4.2.2	<i>Forma das Vigas e Sistema de Aplicação de Cargas</i>	62
4.2.3	<i>Armaduras</i>	64
4.2.4	<i>Materiais Empregados na Execução das Vigas</i>	68
4.2.4.1	Blocos.....	68
4.2.4.2	Agregados.....	69
4.2.4.2.1	Agregado Miúdo	69
4.2.4.2.2	Agregado Graúdo	70
4.2.4.3	Cimento	72
4.2.4.4	Argamassa de assentamento	73

4.2.4.5	Graute.....	73
4.2.4.6	Armaduras.....	73
4.2.5	Execução e Cura.....	76
4.2.6	Instrumentação.....	80
4.2.6.1	Deformações nas Armaduras.....	80
4.2.6.2	Deformações no Concreto.....	84
4.2.6.3	Deslocamentos Verticais.....	86
4.2.7	Desenvolvimento dos Experimentos.....	86
5	RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS.....	88
5.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	88
5.2	VALORES ÚLTIMOS.....	91
5.3	RESULTADOS ESPERADOS.....	91
5.4	DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL.....	93
5.4.1	Viga 2BL-CIS.....	93
5.4.2	Viga 3BL-CIS.....	94
5.4.3	Viga 2BL-FL.....	95
5.4.4	Viga 3BL-FL.....	96
5.5	DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS.....	97
5.5.1	Viga 2BL-CIS.....	97
5.5.2	Viga 3BL-CIS.....	98
5.5.3	Viga 2BL-FL.....	99
5.5.4	Viga 3BL-FL.....	100
5.6	DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	101
5.6.1	Viga 2BL-CIS.....	101
5.6.2	Viga 3BL-CIS.....	102
5.6.3	Viga 2BL-FL.....	102
5.6.4	Viga 3BL-FL.....	103
5.7	DEFORMAÇÃO NO CONCRETO.....	103
5.8	EVOLUÇÃO DAS FISSURAS.....	104
5.8.1	Viga 2BL-CIS.....	104
5.8.2	Viga 3BL-FL.....	106
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	108
6.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS.....	108
6.2	ANÁLISE.....	112
6.2.1	Fissuração.....	112
6.2.2	Valores Últimos de Carregamento.....	113

6.3	CONCLUSÕES	115
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117



LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DA ALVENARIA (10).....	7
FIGURA 1-2 INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO INICIAL NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA (10)	8
FIGURA 2-1 FISSURAS VERTICAIS.....	14
FIGURA 2-2 FISSURAS HORIZONTAIS.....	14
FIGURA 2-3 TIPOS DE FISSURAS INCLINADAS	15
FIGURA 2-4 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS ALTAS	19
FIGURA 2-5 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS BAIXAS	19
FIGURA 2-6 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS LONGAS.....	20
FIGURA 2-7 RUPTURA FORÇA CORTANTE-COMPRESSÃO	23
FIGURA 2-8 RUPTURA POR FLEXÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO.....	24
FIGURA 2-9 RUPTURA FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO.....	24
FIGURA 2-10 RUPTURA FORÇA CORTANTE-FLEXÃO	25
FIGURA 2-11 RUPTURA POR FLEXÃO	27
FIGURA 3-1 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO A ALVENARIA.....	41
FIGURA 3-2 RESULTADOS	54
FIGURA 3-3 SEÇÃO DA VIGA.....	57
FIGURA 3-4 DIAGRAMA DE FISSURAÇÃO TÍPICA DE VIGA COM $a/d = 1,9$	58
FIGURA 3-5 DIAGRAMA DE FISSURAÇÃO TÍPICA DE VIGA COM $a/d = 3,9$	58
FIGURA 4-1 DETALHE DAS VIGAS COM 2 BLOCOS DE ALTURA.....	63
FIGURA 4-2 DETALHE DAS VIGAS COM 3 BLOCOS DE ALTURA.....	63
FIGURA 4-3 SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS – VIGA 2BL-CIS PREPARADA PARA ENSAIO	64
FIGURA 4-4 DETALHE DE ARMADURAS – VIGA 2BL-FL.....	65
FIGURA 4-5 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 2BL-CIS	66
FIGURA 4-6 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 3BL-CIS	66
FIGURA 4-7 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 3BL-FLEX	67
FIGURA 4-8 CONFEÇÃO DOS PRISMAS	68
FIGURA 4-9 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS.....	70
FIGURA 4-10 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS.....	72
FIGURA 4-11 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 20 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS.....	74
FIGURA 4-12 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 4,2 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS	75
FIGURA 4-13 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 12,5 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS	75

FIGURA 4-14 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 6,3 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS	76
FIGURA 4-15 EXECUÇÃO DA PRIMEIRA FIADA	77
FIGURA 4-16 EXECUÇÃO DA SEGUNDA FIADA	78
FIGURA 4-17 INSTALAÇÃO DOS PORTA-ESTRIBOS	79
FIGURA 4-18 GRAUTEAMENTO DA VIGA	79
FIGURA 4-19 VIGA 2BL-CIS EM FASE FINAL DE EXECUÇÃO	80
FIGURA 4-20 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS DA VIGA 2BL-CIS	81
FIGURA 4-21 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS DA VIGA 3BL – CIS	82
FIGURA 4-22 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS DA VIGA 2BL-FL	83
FIGURA 4-23 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS DA VIGA 3BL-FL	84
FIGURA 4-24 INSTRUMENTAÇÃO NO CONCRETO – V 2BL-CIS	85
FIGURA 4-25 INSTRUMENTAÇÃO NO CONCRETO – V 3BL-FL	85
FIGURA 4-26 DEFORMAÇÕES VERTICAIS.....	86
FIGURA 5-1 CONFECÇÃO DOS PRISMAS E CORPOS-DE-PROVA DO GRAUTE	88
FIGURA 5-2 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO GRAUTE.....	89
FIGURA 5-3 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO PRISMA GRAUTEADO	90
FIGURA 5-4 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO PRISMA SEM GRAUTE	90
FIGURA 5-5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL – VIGA 2BL-CIS	93
FIGURA 5-6 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL – VIGA 3BL-CIS	94
FIGURA 5-7 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL – VIGA 2BL-FL.....	95
FIGURA 5-8 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL – VIGA 3BL-FL.....	96
FIGURA 5-9 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA 2BL-CIS	97
FIGURA 5-10 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA 3BL-CIS	98
FIGURA 5-11 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA 2BL-FL.....	99
FIGURA 5-12 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA 3BL-FL.....	100
FIGURA 5-13 FLECHA VIGA 2BL-CIS.....	101
FIGURA 5-14 FLECHA – VIGA 3BL-CIS	102
FIGURA 5-15 FLECHA – VIGA 2BL-FL	102
FIGURA 5-16 FLECHA – VIGA 3BL-FL	103
FIGURA 5-17 FISSURAS VIGA 2BL-CIS	104
FIGURA 5-18 FISSURAS VIGA 2BL-CIS.....	105
FIGURA 5-19 FISSURAS VIGA 3BL-FL	106
FIGURA 5-20 FISSURAS VIGA 3BL-FL.....	107
FIGURA 6-1 VIGA 2BL-CIS APÓS ENSAIO.....	110
FIGURA 6-2 VIGA 2BL-FL APÓS ENSAIO	110
FIGURA 6-3 VIGA 3BL-FL APÓS ENSAIO	111

FIGURA 6-4 VIGA 2BL-FL APÓS ENSAIO	111
FIGURA 6-5 VIGA 3BL-CIS APÓS ENSAIO.....	112

LISTA DE TABELAS

TABELA 1-1 FATORES RELACIONADOS À MÃO-DE-OBRA, QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA	11
TABELA 3-1 TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA ARMADA	34
TABELA 3-2 MÓDULOS DE ELASTICIDADE	36
TABELA 3-3 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DA ARMADURA À TRAÇÃO.....	40
TABELA 3-4 PROPORÇÕES DOS MATERIAIS E RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA.....	45
TABELA 3-5 COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURANÇA, γ_{mm} , PARA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA: ESTADO LIMITE ÚLTIMO	46
TABELA 3-6 COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURANÇA	47
TABELA 3-7 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ANALISADAS.....	48
TABELA 3-8 BLOCOS DE CONCRETO UTILIZADOS	51
TABELA 3-9 RESULTADOS	52
TABELA 3-10 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DE ARMADURA DAS VIGAS DE SAMI M. FEREIG.....	55
TABELA 3-11 RESULTADOS DE FEREIG (12)	56
TABELA 4-1 RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS ARMADURAS UTILIZADAS.....	67
TABELA 4-2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS (NBR 7211 E 7217).....	69
TABELA 4-3 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS (NBR 7211 E 7217).....	71
TABELA 5-1 RESULTADOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	89
TABELA 5-2 RESULTADOS OBTIDOS E TEORICAMENTE ESPERADOS.....	92
TABELA 6-1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGAS	109

NOTAÇÃO

A_n = área bruta da seção da alvenaria
 A_{sl} = área da armadura Longitudinal
 A_{st} = área total da armadura longitudinal
 A_{sw} = área da seção transversal das barras dispostas perpendicularmente à armadura principal
 B = largura da seção
 b_w = largura da seção transversal
 d = altura útil da viga
 E_c = módulo de deformação do concreto
 E_g = módulo de Elasticidade do graute
 E_s = módulo de Elasticidade do Aço
 E_{yl} = módulo de deformação da armadura longitudinal
 E_{yw} = módulo de deformação da armadura transversal
 F_a = resistência à compressão admissível da alvenaria à carregamento axial
 F_s = resistência admissível da armadura
 f_a = resistência calculada à compressão da alvenaria devido carregamento axial
 f_{bk} = resistência à compressão do bloco
 f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto
 f_g = resistência à compressão do graute
 f_{gk} = resistência à compressão do graute
 f_m' = resistência característica à compressão da alvenaria
 f_p = resistência média à compressão dos prismas
 f_{pa} = resistência à compressão do prisma
 F_s = resistência à compressão ou tração admissível do aço
 f_s = tensão de escoamento calculada da armadura de alma
 F_v = força Cortante admissível na alvenaria
 f_v = resistência de escoamento do aço à tração
 f_y = resistência de escoamento do aço
 f_{yd} = resistência de escoamento do aço à tração da armadura transversal de cálculo
 f_{yl} = tensão de Escoamento da armadura Longitudinal
 f_{yw} = resistência de escoamento do aço à tração da armadura transversal
 h = altura efetiva
HSG (High Slump Grout) - Graute com alto slump;
HSM (High Slump Mortar) - Argamassa com alto slump;
 k_t = Coeficiente de Expansão Térmica
 k_c = Coeficiente de Fluência
 k_m = Coeficiente de Retração por Umidade
 l = vão livre entre apoios
LSG (Low Slump Grout) - Graute com baixo slump
LSM (Low Slump Mortar) - Argamassa com baixo slump
MF = módulo de finura

M_n = momento Nominal último
 $M_{U,fl}$ = momento último, devido à flexão
 P_a = resistência admissível à compressão da alvenaria submetida à compressão axial
 P_u = carga aplicada
 r = raio de giração
 s = Espaçamento das barras da armadura
 s_t = retração de secagem total determinada de acordo com ASTM C 426
 t = espessura efetiva da viga (os blocos são considerados como forma)
 V = Força Cortante
 $V_{biela,exp}$ = cortante última experimental devido à compressão da biela
 $V_{biela,teor,aci}$ = cortante última admissível devido à compressão da biela pelo ACI 530-95/ASCE 5-95
 $V_{biela,teor,nbr}$ = cortante última admissível devido à compressão da biela pela NBR 1226
 $V_{cis,exp}$ = cortante última devido ao cisalhamento experimental
 $V_{cis,teor,aci}$ = cortante última devido ao cisalhamento admissível de cálculo teórica pelo ACI 530-95/ASCE 5-95
 $V_{cis,teor,nbr}$ = cortante última devido ao cisalhamento admissível de cálculo teórica pela NBR 1226
 $V_{fl,exp}$ = cortante última devido à flexão experimental
 $V_{fl,teor,aci}$ = cortante última devido à flexão admissível de cálculo teórica pelo ACI 530-95/ASCE 5-95
 $V_{fl,teor,nbr}$ = cortante última devido à flexão admissível de cálculo teórica pela NBR 1228
 V_s = Força Cortante Nominal provida pela armadura de cisalhamento
 V_u = Força Cortante Última provida pela seção da alvenaria
 $V_{ult,cis,teor,aci}$ = cortante última devido ao cisalhamento admissível de cálculo teórica
 $V_{ult,cis,teor,bsi}$ = cortante última devido ao cisalhamento admissível de cálculo teórica
 $V_{u,cis,exp}$ = cortante última devido ao cisalhamento experimental
 $V_{u,fl}$ = Cortante última, devido à flexão
 $V_{ult,fl,teor}$ = cortante última devido à flexão admissível de cálculo teórica
 x = distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento da seção transversal de um componente fletido
 $\sum \mu_o$ = soma dos perímetros das barras tracionadas
 σ_s = tensão admissível do aço dos estribos
 α = ângulo de inclinação da barra com o eixo longitudinal da viga
 β_x = relação entre a linha neutra e a altura útil da viga
 η = coeficiente, razão
 ϕ = diâmetro
 τ_{alv} = tensão convencional de cisalhamento na alvenaria (NB-1228)
 τ_c = tensão convencional de cisalhamento no concreto

ρ_l = taxa de armadura longitudinal

τ_s = tensão convencional de cisalhamento na armadura

ε_{yl} = deformação específica da armadura longitudinal

ε_{yw} = deformação específica da armadura transversal

RESUMO

LANDINI, F.S. **Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural**. Campinas: FEC, UNICAMP, 2001. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2001. 118p.

Neste trabalho foi analisado o comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas de alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto. Foram experimentadas um total de quatro vigas, armadas de maneira que duas delas atingissem a ruptura por esforço cortante e duas por flexão. Blocos, argamassa de assentamento e graute foram os mesmos para as quatro vigas experimentadas; as variáveis em questão foram as taxas de armadura e altura das vigas (2 ou 3 blocos). Os resultados experimentais obtidos foram comparados com os teoricamente esperados, de acordo com os procedimentos de dimensionamento à flexão e ao esforço cortante prescritos pelas Normas Brasileira (NB-1228), Americana (ACI 530-95) e Inglesa (BSI-5628). Ao final, foram formuladas propostas de alteração dos procedimentos nacionais vigentes de dimensionamento de vigas em alvenaria armada.

Palavras Chave:

Alvenaria Armada, Vigas, Cisalhamento, Flexão

ABSTRACT

LANDINI, F.S. **Shear capacity and flexural strength behavior of reinforced concrete masonry beams**. Campinas: FEC, UNICAMP, 2001. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2001. 118p.

This work analyses the behavior of reinforced concrete masonry beams. A total of four beams were tested, set up so that two of them would reach breaking point because of the action of shearing forces and two because of flexion. Blocks, mortar and grout were the same in the four tested beams. Variables tested were degree of reinforcement and height of beams (two or three-block high). Obtained experimental results were compared with those theoretically expected, in accordance with procedures of flexural and shearing design specified in Brazilian Norms (NB-1228), American Concrete Institute norms (ACI-530-95) and British Standards Institute norms (BSI-5628).

Key Words:

Reinforced concrete masonry, beams, shear, flexion.

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE VIGAS DE ALVENARIA ARMADA

1.1 Considerações Iniciais sobre o emprego da alvenaria estrutural

Apesar de ser um material utilizado em construções desde os primórdios da história das civilizações, todo o conhecimento a respeito da alvenaria estrutural foi praticamente estabelecido no século XX. Esse conhecimento está fundamentado, quase que integralmente, em resultados de ensaios em unidades, prismas e paredes.

Embora o Brasil seja fonte de muitas informações, este conhecimento foi adquirido, em sua maioria, em outros países. Há a necessidade de se aprofundarem os estudos sobre os materiais e o desempenho da alvenaria estrutural, uma vez que esta experiência internacional só pode ser aproveitada dentro de seus aspectos qualitativos, pois as particularidades dos materiais e mão-de-obra envolvidos na execução da alvenaria diferem bastante, alterando significativamente os resultados.

Segundo a Norma Brasileira NBR-10.837² (NB-1228), alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto é “aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração”.

Apesar do conceito estar teoricamente correto, pode-se completá-lo com a seguinte definição adicional: a alvenaria estrutural é um sistema construtivo cuja essência é a modulação e a racionalização do projeto, e mais, é um processo que equilibra produtividade, custos e qualidade.

Este sistema tem apresentado como vantagem o **baixo custo**, pois requer bem menos mão-de-obra de carpinteiros e serventes e menos materiais, como fôrmas - já que o próprio bloco atua com esta função - e revestimentos, pois as fachadas podem receber só uma argamassa de regularização muito fina antes da pintura acrílica, ou mesmo serem finalizadas com pintura direta sobre os blocos.

Outras vantagens que podem ser citadas são: **rapidez de execução**, pois elimina etapas da construção, fazendo com que o trabalho seja mais de montagem (as instalações hidráulicas e elétricas são previstas evitando a quebra de paredes); quase completa **ausência de desperdícios** (pois os blocos dificilmente se quebram e a quantidade de madeira utilizada é pequena) e a possibilidade de **combinação com elementos pré-fabricados**, como pré-lajes constituídas de painéis de concreto.

Historicamente, o desenvolvimento da alvenaria estrutural nas décadas de 50-60 caminhou no sentido de vencer o desafio da altura, empregando estruturas pouco massivas, comparadas com as existentes até aquele momento, e, portanto, mais econômicas em relação às executadas em concreto e aço.

Até quase o final da década de 70, os desafios foram os de aperfeiçoar os modelos matemáticos de dimensionamento e desenvolver estruturas resistentes a terremotos e edifícios seguros contra colapsos acidentais localizados (explosões, choques e demolição não planejada de parede com função estrutural).

Nos últimos dez anos, os desafios maiores têm sido libertar as estruturas de alvenaria de paredes de intertravamento, aumentar os vãos e desenvolver paredes de pequena espessura, com grande resistência a esforços laterais. Ampliaram-se também os estudos para o desenvolvimento de estruturas de grande altura e grande resistência a terremotos.

A dispensa das paredes de intertravamento nos edifícios de grandes dimensões horizontais é hoje uma realidade na Europa; com isto, tem-se construído edifícios industriais, depósitos, reservatórios de grandes dimensões, muros de arrimo e muros de fechamento com até 10 metros de altura, sem qualquer parede de intertravamento.

No Brasil, o sistema de alvenaria estrutural desenvolveu-se a partir da década de setenta, acompanhando o surto da construção habitacional, quando, em São Paulo, vários projetistas voltaram-se para o estudo e aplicação desta técnica.

Em 14 de dezembro de 1977, oficializou-se uma Comissão de Estudos formada por profissionais do IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, da indústria produtora de blocos vazados de concreto e da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - para que fosse lançada a semente para o desenvolvimento de Normas Brasileiras sobre alvenaria estrutural.

As normas americanas foram as balizadoras dos projetos de normas brasileiras. Em julho de 1989 foi lançada a NB-1228 (NBR 10.837) - Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto. Uma vez que as normas americanas já foram revisadas, uma revisão das normas nacionais, baseadas nas americanas, se faz necessária.

Atualmente, no Brasil, a opção pela alvenaria estrutural armada ocorre, em geral, em prédios com menos de 20 pavimentos. Quando o número de andares é superior a 20, tem-se utilizado estrutura convencional de concreto armado.

As construtoras, ultimamente, têm procurado incrementar o nível de industrialização de suas obras, para diminuir prazos, número de funcionários e desperdícios, e com isso aumentar a sua produtividade. Com a diminuição de custos, elas têm conseguido oferecer bons preços e fechar muitos negócios com as cooperativas habitacionais, sistema este que ressurgiu no segundo semestre de 1995 como alternativa para a classe de renda menor adquirir a casa própria.

Por fim vale ressaltar que as possibilidades de novos usos da alvenaria estão longe de se esgotarem, já que ela promove a racionalização de recursos humanos, materiais, organizacionais, tecnológicos e financeiros. As crescentes pesquisas que se desenvolvem são indicações seguras de que este sistema continuará ampliando o seu leque de alternativas e permanecerá tendo um emprego destacado no campo das estruturas.

1.2 Considerações Iniciais sobre o Cálculo de Alvenaria Estrutural

Durante séculos, as construções de alvenaria eram erguidas tendo por base a experiência acumulada dos construtores.

Na Europa, até a década de 20, o estudo da alvenaria ocupava boa parte da formação dos engenheiros. Dedicaram-se ao uso da alvenaria na construção de pontes, e as edificações com grandes arcos de alvenaria ainda eram comuns. A partir da década de 20, os estudos da alvenaria se concentraram na elaboração de especificações para os materiais constituintes – blocos, argamassas, graute, etc. Era o início da preocupação com o controle de qualidade dos produtos.

Na Inglaterra, em 1948, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo da alvenaria de tijolos. Foi reformulada em 1970 e passou a ser a CP-11 “Structural Recommendations for Loadbearing Walls” e é baseada nas tensões admissíveis. Atualmente já existe a BS-5628 “Structural Use for Masonry”, que introduz o método semi-probabilístico pela primeira vez no cálculo das estruturas de alvenaria.

Nos Estados Unidos existem diversas normas desde 1953, porém só em 1966 é que foi publicada uma norma mais científica e menos empírica. Deste período é a norma “Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry”, publicada pelo “Structural Clay Products Institute”. Na década de 70 surgiu a primeira norma que trata especificamente do cálculo da alvenaria de blocos de concreto, que é a “Specification for the Design and Construction of Load-bearing Concrete Masonry”, sendo esta a norma que mais tem influenciado a evolução da alvenaria de blocos de concreto no Brasil. Posteriormente, o American Concrete Institute” publicou uma série de recomendações semelhantes às da “National Concrete Masonry Association” (NCMA).

No Brasil, a NB - 1228 “Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto” é que trata do assunto, com sua última publicação em 1989. Ela é para uso exclusivo de blocos vazados de concreto, sendo que para outros tipos de alvenaria não existem normas específicas.

1.2.1 Fatores que afetam a Resistência da Alvenaria

O comportamento da alvenaria, sujeita principalmente aos esforços de compressão, tração, corte e flexão, tem sido objeto de uma sistemática investigação nos últimos anos. Como estruturas em alvenaria são basicamente solicitadas à compressão, existe uma concentração natural de estudos voltados para esta área. Muitas pesquisas têm sido desenvolvidas no intuito de estabelecer uma relação entre as propriedades físicas e características geométricas dos materiais utilizados na alvenaria estrutural, para diferentes tipos de argamassa e formas de assentamento, e a resistência final dos elementos.

A resistência de elementos de alvenaria depende de uma série de fatores, que vão desde a resistência da unidade utilizada (tijolo ou bloco), até a qualidade da mão-de-obra empregada. Portanto, para melhor compreender a alvenaria como forma de estrutura, se faz necessário identificar e determinar de que forma estes principais fatores se relacionam.

Embora não haja um consenso entre os pesquisadores de quais os principais fatores que afetam a resistência da alvenaria, em ordem de importância, HENDRY¹⁷, com base em resultados experimentais, afirma que os seguintes fatores influem de forma importante nessa resistência:

- i. Resistência das unidades (tijolos ou blocos)
- ii. Resistência da argamassa
- iii. Espessura das juntas
- iv. Absorção inicial de água da unidade
- v. Condições de cura
- vi. Qualidade da mão-de-obra

1.2.1.1 Resistência das unidades (tijolos ou blocos)

Segundo SUTHERLAND²⁷, a resistência à compressão da unidade é o fator dominante na resistência da alvenaria. Dentro dos limites práticos, a resistência à compressão dos elementos de alvenaria geralmente cresce com o aumento da resistência à compressão da unidade. Em ensaios realizados, SUTHERLAND²⁷ apresenta a relação entre as resistências à compressão das unidades e da alvenaria como sendo de 15 a 45% para alvenarias de tijolo de barro cozido e de 65 a 110% para alvenaria de blocos de concreto.

Essa relação entre a resistência à compressão da alvenaria e da unidade, conhecida como fator de eficiência da parede, diminui com o acréscimo de resistência da unidade, ou seja, dobrar a resistência à compressão da unidade não implica em dobrar a eficiência da parede. Também pode ser observado que em unidades onde a relação: altura da unidade x espessura das juntas, aumenta (caso de blocos), o fator de eficiência também aumenta.

1.2.1.2 Resistência da argamassa

Salhim e Hendry¹⁷ afirmam que a resistência da alvenaria está fortemente relacionada com a resistência da argamassa, figura 1.1. Gomes¹⁶ em seus ensaios chegou à conclusão que pouca influência tem a resistência da argamassa sobre a resistência da alvenaria. Aumentando em 135% a resistência da argamassa, o aumento na resistência da parede foi de 11%.

Com o aumento da resistência da argamassa, as paredes apresentaram uma ruptura excessivamente frágil, não acompanhando os eventuais movimentos da estrutura. Por outro lado, as argamassas de baixa resistência não absorvem as imperfeições existentes nas unidades, não distribuindo corretamente as tensões. Segundo Camacho¹⁰ a resistência da argamassa não deve ser inferior a 70% da resistência dos blocos, mas também não deve ultrapassar a resistência deles.

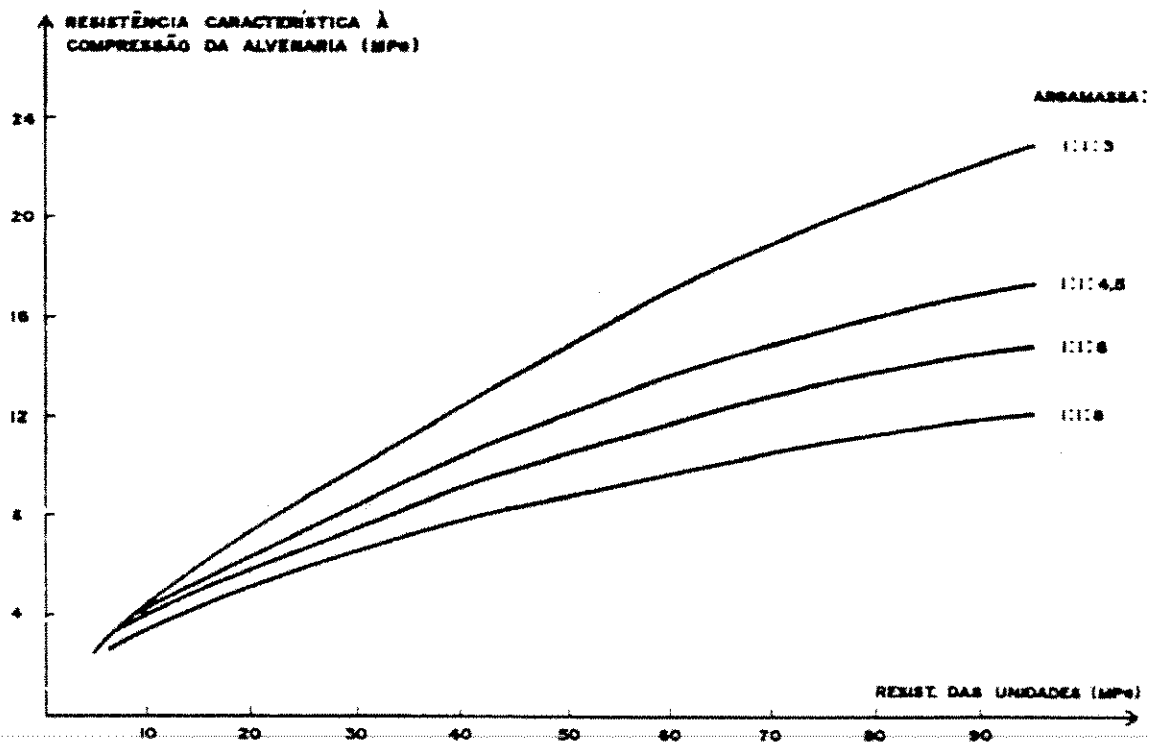


Figura 1-1 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DA ALVENARIA (10)

Segundo diversos ensaios com diferentes tipos de alvenarias e resistências das unidades, não se pode estabelecer uma conclusão definitiva de como a resistência da argamassa afeta a resistência das alvenarias, e portanto, ao se tentar avaliar a importância da resistência da argamassa na resistência da alvenaria, é fundamental que se considere a faixa de resistência das unidades empregadas.

1.2.1.3 Espessura das Juntas

Pode-se melhorar a resistência da alvenaria diminuindo-se as espessuras das juntas e a relação: espessura das juntas X altura da unidade.

Salhim, Sutherland²⁷ e Hendry¹⁷ afirmam que é razoável assumir que a resistência da alvenaria, diminua em aproximadamente 15% para cada aumento de 3 mm na espessura da junta, sendo considerado como normal uma junta de 1 cm.

Salhim afirma ainda que a espessura das junta tem menos influência na resistência da alvenaria, que a resistência da argamassa.

Quanto às juntas verticais, SUTHERLAND²⁷ afirma que o não preenchimento das juntas verticais não afeta a resistência à compressão da alvenaria de tijolos maciços de barro cozido, e que para blocos de concreto, esse efeito é muito pequeno.

1.2.1.4 Absorção inicial de água da unidade

Haller determinou através de ensaios que, para uma carga excêntrica, agindo no contorno do núcleo central de inércia, a resistência da parede diminui quando são utilizadas unidades com grande absorção inicial de água. Verificou também que, para cargas centradas, essa diminuição na resistência da parede é menos significativa.

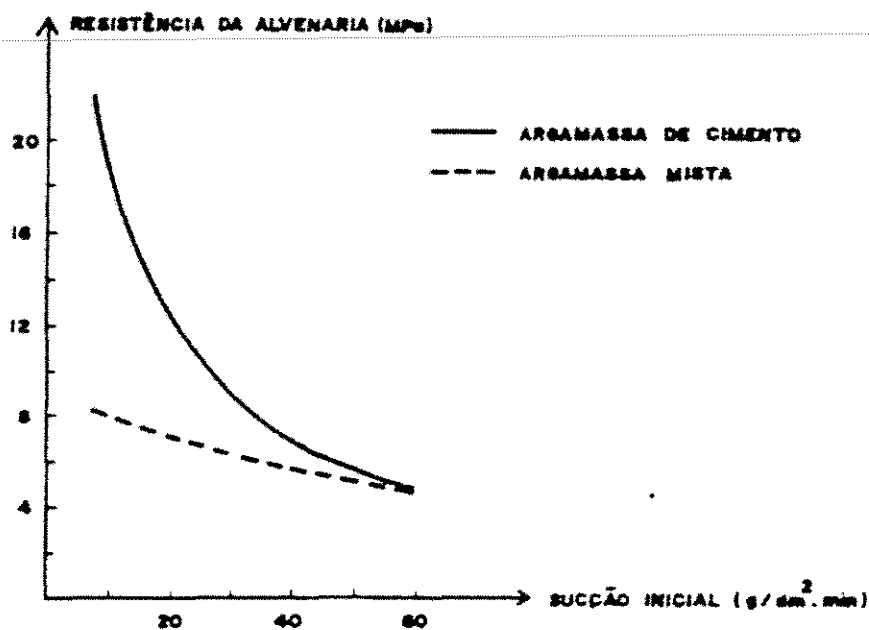


Figura 1-2 INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO INICIAL NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA (10)

Esse fenômeno depende, em parte, do fato de que quando a argamassa entra em contato com tijolos de alta absorção inicial, existe uma redução na sua plasticidade.

A argamassa, tornando-se pouco plástica, perde a capacidade de acomodar pequenos movimentos na alvenaria, durante o assentamento.

Esse efeito é mais marcante para argamassas de cimento, do que para argamassas mistas (cimento: cal: areia).

1.2.1.5 Condições de cura

Paredes recém-construídas podem ser afetadas por condições climáticas, tais como: exposição a altas temperaturas, frio e chuva. Segundo HENDRY¹³, o “Building Development Laboratories”, na Austrália, ensaiou uma série de paredes construídas a uma temperatura entre 11 e 24°C, curadas ao sol por cinco ou seis dias. Essas paredes apresentaram uma redução de resistência da ordem de 10% em relação às paredes curadas à sombra e protegidas por plásticos.

1.2.1.6 Qualidade da mão-de-obra

A arte de construir em alvenaria tem suas raízes na Antigüidade e se desenvolveu através do processo de tentativas e erros, sendo, portanto, construídas de forma empírica as obras de alvenaria tradicional, baseadas no conhecimento e experiências anteriores, sem um modelo teórico de cálculo e sem uma supervisão técnica. Popularmente, transferiu-se à alvenaria estrutural essa visão da alvenaria tradicional, conduzindo à adoção de altos coeficientes de ponderação (segurança) nos procedimentos de dimensionamento.

É evidente que se um elemento estrutural não for inspecionado durante sua execução, deverá ser coberto por um maior coeficiente de segurança, minimizando as incertezas existentes. Este fato se aplica à alvenaria, da mesma forma que para qualquer outro tipo de elemento estrutural. Por outro lado, se as obras de alvenaria estrutural forem submetidas a um mesmo nível de inspeção, como o exigido para obras de concreto ou aço, elas terão um mesmo nível de confiabilidade. Para isso é essencial identificar os fatores da mão-de-obra que têm significativa influência na resistência da alvenaria, para daí exercer o devido controle sobre eles.

Resumidamente, os fatores relacionados à qualidade de mão-de-obra, que mais afetam a resistência da alvenaria são:

- i. Controle da argamassa: uma vez determinada a mistura da argamassa em função das características desejadas, tais como resistência, trabalhabilidade e retenção de água, ela deve manter-se inalterada ao longo da obra ou conforme especificação do projeto. Para tal, torna-se importante evitar procedimentos comuns à prática que possam alterar essa argamassa, tais como: adição excessiva de água, adição de cal para dar melhor trabalhabilidade, etc.
- ii. Assentamento incorreto: no assentamento, as juntas devem ser completamente preenchidas, deve-se evitar eventuais reentrâncias e a espessura deve ser mantida o mais uniforme possível (para tal, é importante que as unidades apresentem uma pequena variabilidade dimensional).
- iii. Perturbação das unidades após o assentamento: a perturbação das unidades após o assentamento poderá alterar as condições de aderência entre as unidades e a argamassa, podendo também produzir fissuras nessa última, alterando assim a resistência final da alvenaria. Esse fato é comum quando o pedreiro tenta corrigir eventuais erros de prumo, através de batidas nas unidades, tentando recolocá-las novamente na posição correta.
- iv. Prumo da parede: Paredes construídas fora de prumo, ou, onde as paredes de diferentes pavimentos não apresentam o mesmo alinhamento, estão sujeitas a excentricidades adicionais do carregamento, reduzindo assim sua capacidade resistente. Uma parede que apresenta um desaprumo da ordem de 12 a 20 mm terá sua resistência diminuída entre 13 e 15%.

Segundo Hendry¹⁷, o “Building Research Laboratories”, na Austrália, desenvolveu uma pesquisa para determinar a relativa importância de cada um dos fatores relacionados à qualidade da mão-de-obra, sob condições de laboratórios, e chegou aos resultados indicados na tabela 1.1.

Tabela 1-1 Fatores relacionados à mão-de-obra, que afetam a resistência da alvenaria

Fator	Redução na Resistência
Reentrância nas juntas	25%
Variação na espessura das juntas (16 mm)	25%
Desvio de prumo (12 mm)	15%
Juntas verticais não preenchidas	Nenhuma

Vários estudos têm sido realizados no intuito de tentar determinar a influência da mão-de-obra na resistência da alvenaria; no entanto, quase todos têm se mostrado inconclusivos. Contudo, segundo CAMACHO¹⁰, um sério estudo foi realizado pelo “National Bureau of Standards”, onde foi utilizada mão-de-obra considerada comercial e outra especializada. As paredes com tijolos de resistência entre 20 e 28 MPa, e construídas pela mão-de-obra especializada, apresentaram uma resistência entre 60 e 80% superior às paredes construídas pela mão-de-obra não especializada. Para paredes de unidades com resistência de 60 MPa, esse acréscimo de resistência foi da ordem de 30%.

1.3 Alvenaria Estrutural Armada

Segundo FRANCO¹⁴, a resistência da alvenaria à tração direta é muito baixa. Na maioria das vezes isto não se reflete em desvantagem, uma vez que a alvenaria está preponderantemente submetida a esforços de compressão. Entretanto, se ocorrerem situações em que são desenvolvidos significantes esforços de tração na estrutura, pode-se contornar este problema através da colocação de uma armadura no interior da alvenaria.

Outra situação que leva à colocação de armadura na alvenaria é a prevenção de problemas relacionados a cargas acidentais de origem sísmica.

No intuito de se criarem aberturas em paredes de alvenaria, as vigas de alvenaria podem ser uma opção satisfatória. Estas vigas seriam então elementos mistos formados por unidades (blocos), armaduras e graute.

Embora alguns pesquisadores tenham concentrado esforços no estudo de vigas de alvenaria, muitas dúvidas ainda permanecem em relação ao comportamento delas à flexão e ao cisalhamento. Pesquisas nesta área seriam muito bem vindas para o meio técnico em geral.

2 ALGUNS CONCEITOS IMPORTANTES INERENTES ÀS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 Considerações Iniciais

O comportamento à flexão e ao esforço cortante de uma viga de alvenaria armada pode se assemelhar em muito ao de uma viga em concreto armado. Desta forma, a revisão de alguns aspectos, já estabelecidos, do comportamento de vigas de concreto armado, quanto ao panorama de fissuração, forma e mecânica de ruptura serão úteis na análise do comportamento à flexão e ao esforço cortante das vigas em alvenaria, em termos de comparação e analogias.

2.2 Caracterização das Fissuras, por Efeito de Carregamentos, nas Vigas de Concreto Armado.

Uma viga de concreto armado pode se apresentar com três tipos básicos de fissuras: fissuras verticais, fissuras horizontais e fissuras inclinadas. Longe da região dos apoios ou das regiões de introdução de cargas concentradas, estas fissuras podem ser caracterizadas da maneira a seguir (3).

2.2.1 Fissuras Verticais

São as chamadas fissuras de flexão. Em uma viga submetida à flexão, estas fissuras iniciam-se na borda tracionada e seguem, verticalmente e, teoricamente, igualmente espaçadas, em direção à borda comprimida (Fig. 2.1).

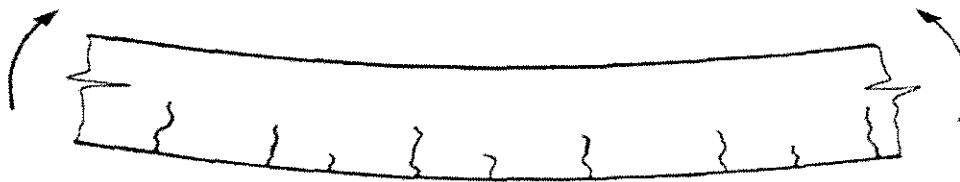


Figura 2-1 FISSURAS VERTICAIS

2.2.2 Fissuras Horizontais

São as chamadas fissuras de aderência, sendo o resultado da perda de aderência entre armadura longitudinal e concreto, devido à excessiva tensão atuante na armadura.

Estas fissuras, geralmente, estão posicionadas a uma altura na viga coincidente com a localização de uma barra longitudinal tracionada e, partindo de uma fissura de flexão, seguem a direção desta barra (Fig. 2.2).

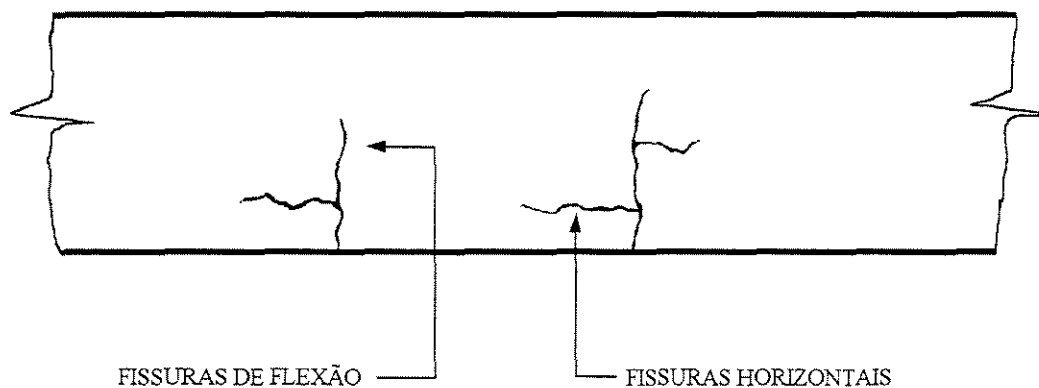


Figura 2-2 FISSURAS HORIZONTAIS

2.2.3 Fissuras Inclinadas

Uma fissura inclinada, na alma de uma viga de concreto armado, desenvolve-se ou antes da ocorrência de uma fissura de flexão nas suas proximidades, ou como uma extensão de uma fissura de flexão desenvolvida previamente.

O primeiro tipo de fissura inclinada pode ser referido como fissura de cisalhamento de alma, e o segundo tipo pode ser identificado como fissura de cisalhamento - flexão (Fig. 2.3).

Fissuras de cisalhamento - flexão se formam em região da viga já fissurada por fissuras de flexão. Estas fissuras são o tipo mais comum de fissuras inclinadas observadas em vigas de concreto armado e protendido. Nesta situação, a fissura de flexão, que deu origem à fissura inclinada, é referida como fissura de flexão original³.

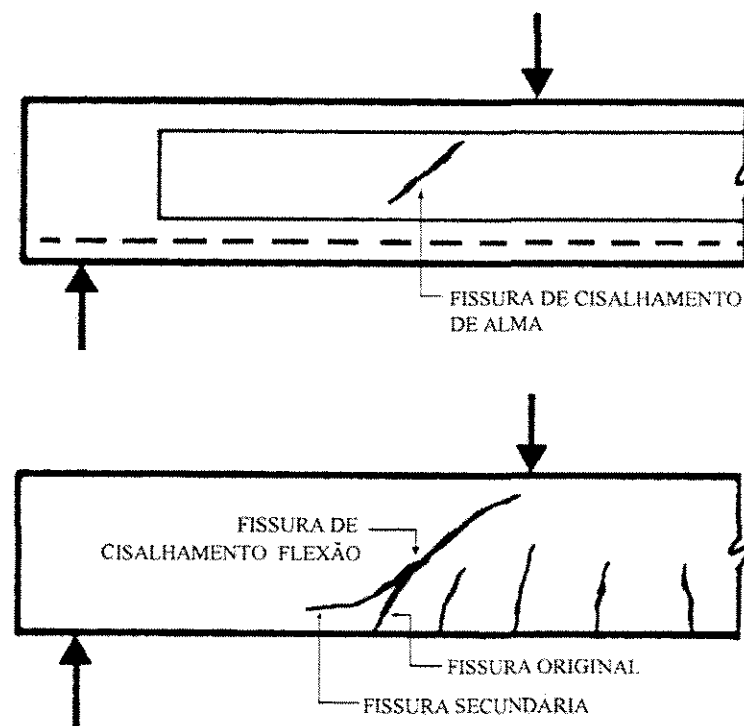


Figura 2-3 TIPOS DE FISSURAS INCLINADAS

Uma fissura de cisalhamento de alma, geralmente, se forma em uma região da viga que ainda não ocorreram fissuras de flexão. Este tipo de fissura, na maioria das vezes, somente ocorre em vigas com alto grau de protensão e com alma muito fina.

2.3 MODOS DE RUPTURA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FORÇA CORTANTE OU FLEXÃO

2.3.1 Considerações Iniciais

Sobre o que constitui uma ruptura à flexão existe concordância entre os pesquisadores. No entanto, o mesmo não pode ser dito com respeito à ruptura por esforço cortante.

Alguns autores sugerem que a perda de aderência entre aço e concreto representa uma típica ruptura por esforço cortante. Outros, no entanto a colocam como uma terceira forma de ruptura de uma viga de concreto armado.

Até mesmo o termo, ruptura à força cortante, parece ser não adequado para uma ruptura na qual o esforço cortante tem pouca ou nenhuma influência. Baseando-se neste princípio e também no fato de que uma fissura diagonal seria sempre uma característica de todos os tipos de ruptura que não fossem por flexão, Kani¹¹, por exemplo, sugeriu o termo ruptura diagonal, para caracterizar os modos de ruptura, de uma viga de concreto armado, que não fossem por flexão.

A ruptura por força cortante, ou ruptura diagonal, nas vigas de concreto, é caracterizada pela ocorrência de fissuras inclinadas na alma. Em alguns casos, esta ruptura é imediatamente posterior ao surgimento da fissura inclinada e, em outros, a fissura inclinada tem sua propagação estabilizada antes da ruptura. Neste último caso, substancialmente mais força cortante pode ser aplicada antes da ruptura propriamente dita da viga¹.

A maneira pela qual as fissuras inclinadas crescem e se propagam, como também o tipo de ruptura à força cortante que, conseqüentemente, acontece na viga, são

fortemente afetados pela magnitude das tensões de cisalhamento e de flexão na viga. Influenciando esta magnitude, encontram-se parâmetros como: geometria da viga, tipo de carregamento, quantidade e arranjo das armaduras de tração, compressão e de cisalhamento, grau de protensão, propriedades mecânicas do aço e do concreto, etc.

Os modos de ruptura, à força cortante, das vigas de concreto armado, podem ser divididos em: modo de ruptura na ausência de armaduras de cisalhamento efetivas e modo de ruptura na presença de armaduras de cisalhamento efetivas.

2.3.2 Modos de Ruptura na Ausência de Armadura Transversal Efetiva

Por armadura transversal efetiva entende-se a armadura que efetivamente intercepta a superfície inclinada da fissura. Enquadram-se, então, neste caso, as vigas sem armadura de alma e as vigas com espaçamento excessivo desta armadura.

A ausência de uma armadura de alma, que intercepte a superfície de ruptura, faz com que a segurança dependa apenas de fenômenos associados à estrutura do concreto e de sua resistência à tração.

Os parâmetros básicos que governam o comportamento, na ruptura ao esforço cortante, de uma viga de concreto sem armadura efetiva de cisalhamento são sua forma, seção transversal e vão, e sua taxa de armação longitudinal. A forma da viga define o modo de ruptura e a taxa de armação longitudinal de flexão define o esforço cortante com o qual acontecerá a ruptura. Dentre os demais parâmetros intervenientes, pode-se colocar a resistência do concreto à compressão como um dos mais significativos.

Em vigas retangulares, sem armadura de cisalhamento, um importante parâmetro influente no modo de ruptura é a relação M/Vd , onde M e V são, respectivamente, o momento fletor e o esforço cortante em uma dada seção da viga e d sua altura útil.

No caso de cargas concentradas simetricamente posicionadas, a relação M/Vd é igual a a/d , onde a é a distância do ponto de aplicação da carga concentrada até o apoio mais próximo, denominada vão de cisalhamento.

Utilizando-se de uma viga retangular, carregada simetricamente com duas cargas concentradas, para caracterização da influência de M/Vd , ou a/d , no modo de ruptura à força cortante, chega-se aos modos de ruptura apresentados na figura 2.4.

Os valores limites de a/d , entre um e outro modo de ruptura, são condicionados às características geométricas da viga, quantidade, arranjo e tipo de aço utilizado na armadura longitudinal, resistência do concreto à compressão e tipo de agregado.

Mantendo-se constantes todos os citados parâmetros e variando-se somente o vão de cisalhamento, Leonhardt¹² sugere um valor limite da relação a/d , entre os modos de ruptura ilustrados nas figuras 2.4 e 2.5, em torno de 4 e, entre os modos de ruptura ilustrados nas figuras 2.5 e 2.6, em torno 3.

De forma a não se prender em divagações sobre valores limites, já que o que interessa é a caracterização de cada modo de ruptura, empregar-se-á, para esta caracterização, a seguinte denominação:

- 1) Vigas altas: modo de ruptura da figura 2.4
- 2) Vigas baixas: modo de ruptura da figura 2.5
- 3) Vigas longas: modo de ruptura da figura 2.6

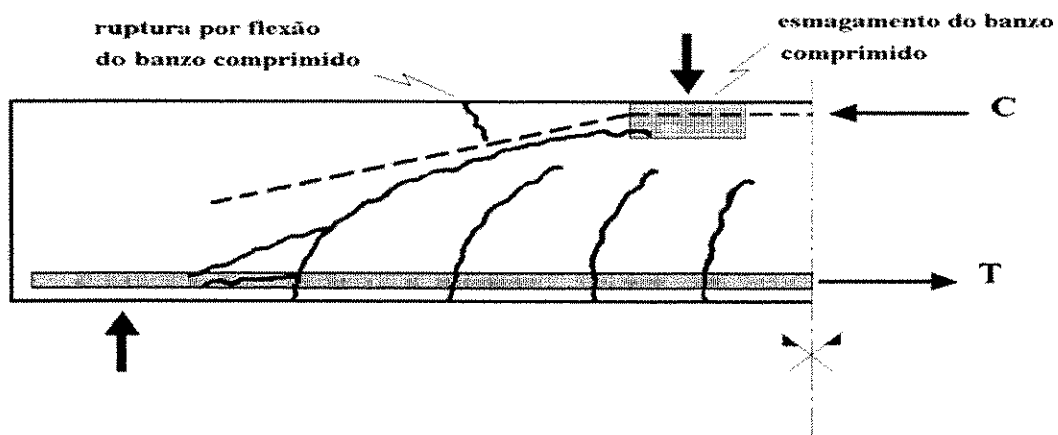


Figura 2-4 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS ALTAS

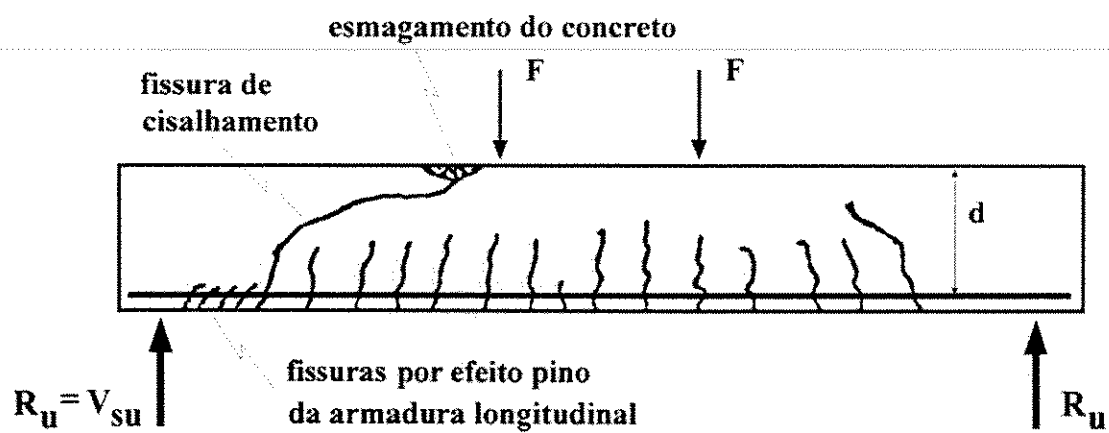


Figura 2-5 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS BAIXAS

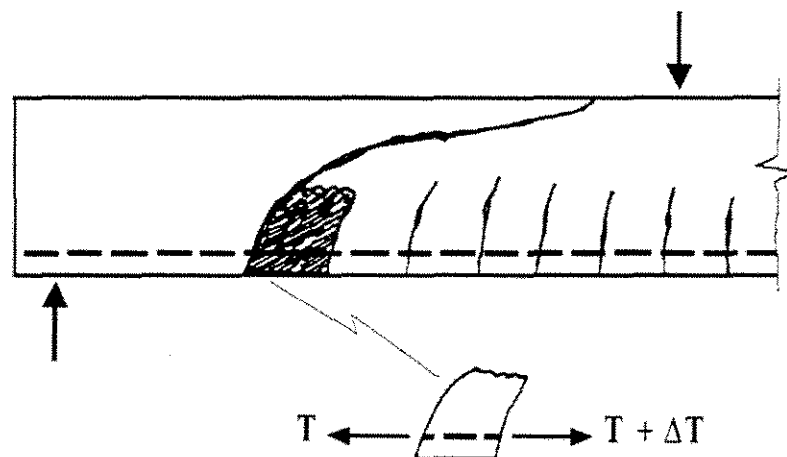


Figura 2-6 MODO DE RUPTURA DAS VIGAS LONGAS

Para as vigas altas sem armadura de cisalhamento, uma vez ocorridas as fissuras inclinadas, a viga se transforma, quase que imediatamente, em um arco atirantado, com possibilidade de ruptura de vários modos, dentre eles, a ruptura ilustrada na figura 2.4. Neste modo de ruptura, a fissura inclinada de ruptura liga, quase que por uma linha reta, o ponto de aplicação da carga e o apoio e, uma vez iniciada, esta fissura desenvolve-se rapidamente, separando a viga em duas partes e esmagando o concreto ao longo da superfície da fissura.

No início do carregamento de ruptura ao esforço cortante das vigas baixas, aparecem fissuras de flexão com quase nenhuma inclinação, inclusive na região do vão de cisalhamento. A uma certa intensidade de carregamento, as tensões de flexão nas extremidades superiores dos dentes de concreto entre as fissuras tornam-se tão grandes que, repentinamente, uma fissura inclinada se desenvolve a partir de uma das últimas fissuras de flexão próximas ao apoio. Esta fissura, corre, com pequena inclinação, em direção à borda comprimida, deixando uma estreita zona de compressão, que rompe.

Nas vigas baixas, com a abertura das fissuras inclinadas, o engrenamento dos agregados é quase perdido e o efeito de pino das barras da armação longitudinal aumenta, causando as chamadas fissuras de aderência, que se desenvolvem ao longo

da posição da armadura longitudinal em direção ao apoio. Próximo à ruptura, a viga se comporta quase como um arco atirantado, mas ainda com a força no tirante decrescendo, em direção ao apoio, devido a alguma rigidez à flexão remanescente dos dentes de concreto.

Nas vigas longas a ruptura por flexão é predominante. No entanto, se a ruptura à força cortante ocorrer, ela será do tipo ilustrado na figura 2.6. Neste caso, nas vigas onde o valor da relação a/d não está muito longe do limite entre ruptura ao esforço cortante e ruptura à flexão, uma das fissuras inclinadas pode continuar a se propagar através da viga até que, em algum estágio de carregamento, ela se torna instável, estendendo-se através da viga e provocando sua ruptura diagonal antes da ruptura por flexão.

É importante observar que nos modos de ruptura apresentados, a ruptura do concreto por compressão é muito rara. Obviamente, a ausência de armaduras transversais, que efetivamente interceptem a fissura diagonal de ruptura, absorvendo grande parte dos esforços de tração e interrompendo a propagação desta fissura, faz com que a ruptura por tração diagonal seja sempre anterior à ruptura por compressão do concreto.

Vale observar que vigas de concreto sem armadura de cisalhamento não são permitidas pela maioria dos códigos normativos atuais. Entretanto, o estudo do comportamento, na ruptura, destas vigas, em muito auxilia no entendimento dos fenômenos associados à estrutura interna do concreto e à sua resistência à tração.

2.3.3 Modos de Ruptura na Presença de Armadura Transversal Efetiva

2.3.3.1 Considerações Preliminares

As vigas de concreto com armadura transversal de alma comportam-se, na ruptura, de forma um tanto diferente das vigas sem esta armadura. O espaçamento e a taxa de armadura de alma podem ser colocados como os parâmetros que mais influem no modo de ruptura desta vigas ao esforço cortante.

Estudos amplos, como o de Kani¹³, para as vigas sem armadura de alma, de avaliação da influência do parâmetro $M/(V.d)$ no modo de ruptura ao esforço cortante, ainda não foram feitos para estas vigas. No entanto, supõe-se que este parâmetro, aliado a resistência do concreto à compressão, sejam parâmetros dos mais intervenientes. Este estudo seria muito conveniente na determinação de um limite para o valor da relação $M/(V.d)$ entre as rupturas à flexão e diagonal. O Código do ACI 318/86² adota os mesmos limites propostos por Kani¹³, para as vigas sem armadura de alma.

A existência de uma armadura de alma, que efetivamente intercepte as fissuras inclinadas, faz parte do modelo de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado. No Modelo de Trelça, a armadura de alma, juntamente com as diagonais inclinadas de concreto, são responsáveis pela resistência aos esforços cortantes. Desta maneira, os modos de ruptura ao esforço cortante, de uma viga de concreto com armadura de alma, devem ser caracterizados ou pelo escoamento da armadura de alma ou pelo esmagamento do concreto.

Os modos de ruptura por esforço cortante em uma viga de concreto com armadura de alma podem ser classificados em:

- 1) ruptura força cortante - compressão
- 2) ruptura força cortante - tração
- 3) ruptura força cortante - flexão
- 4) ruptura por flexão da armadura longitudinal de tração.

2.3.3.2 Ruptura Força Cortante - Compressão

A existência de uma armadura de alma que efetivamente intercepte as fissuras inclinadas, que seja forte o suficiente e detalhada convenientemente, de forma a evitar a propagação destas fissuras, pode fazer com que o modo de ruptura, ilustrado na figura 2.7, seja observado.

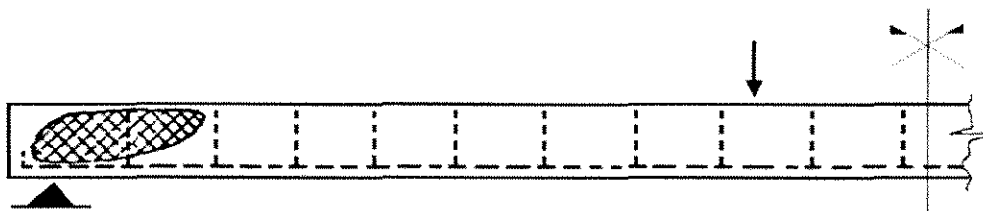


Figura 2-7 RUPTURA FORÇA CORTANTE-
COMPRESSÃO

A chamada ruptura força cortante - compressão corresponde ao esmagamento das diagonais comprimidas de concreto. Uma vez que o esforço cortante nas vigas de concreto armado é resistido pelos chamados elementos de alma, armadura de alma e diagonais de concreto, e são escolhidas armaduras de alma suficientemente fortes, então, o limite superior das tensões de cisalhamento deve ser governado pela resistência à compressão das diagonais de concreto ou, mais precisamente, pela resistência do concreto à compressão.

Desta forma, a segurança contra este modo de ruptura pode ser garantida pela limitação da tensão de cisalhamento atuante, a um valor que seja função da resistência do concreto à compressão.

2.3.3.3 Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal de Tração

Uma taxa relativamente baixa de armadura transversal ou até mesmo uma falha localizada de ancoragem de parte desta armadura de alma, pode fazer com que o sistema resistente de treliça se torne deficiente em algum nó do banzo tracionado. Este nó pode se deslocar, fazendo com que as diagonais comprimidas de concreto sejam obrigadas a se apoiar sobre a armadura longitudinal de tração. Uma vez que esta armadura não tenha resistência suficiente para suportar esta flexão localizada, ocorrerá a propagação rápida da fissura inclinada, dividindo-se a viga em duas partes (Fig. 2.8).

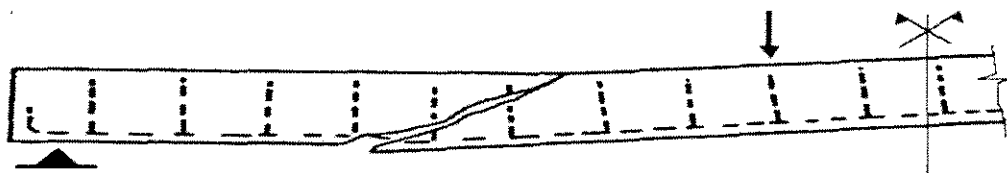


Figura 2-8 RUPTURA POR FLEXÃO DA ARMADURA
LONGITUDINAL DE TRAÇÃO

Neste tipo de ruptura a resistência à flexão da armadura longitudinal é função do espaçamento longitudinal e/ou transversal da armadura de alma, como também, da sua bitola.

A segurança contra este modo de ruptura pode ser garantida pelo respeito às regras de dimensionamento e detalhamento da armadura de alma, particularmente no que se refere ao espaçamento e ancoragem desta armadura.

2.3.3.4 Ruptura Força Cortante - Tração e Ruptura Força Cortante - Flexão

Em uma viga de concreto armado, quando existe uma armadura de alma, mas esta se mostra incapaz de conter a propagação das fissuras, seja por um detalhamento não adequado ou por insuficiência de armação, os modos de ruptura ao esforço cortante, ilustrados nas figuras 2.9 e 2.10, podem vir a ocorrer.

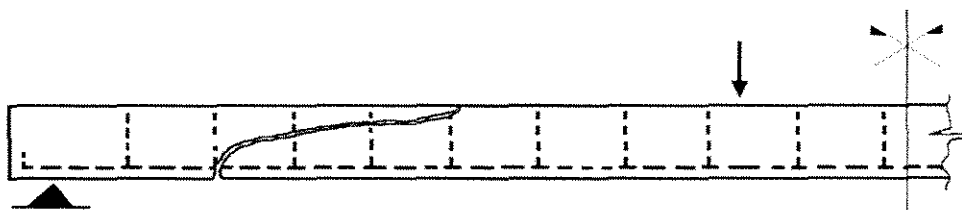


Figura 2-9 RUPTURA FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO

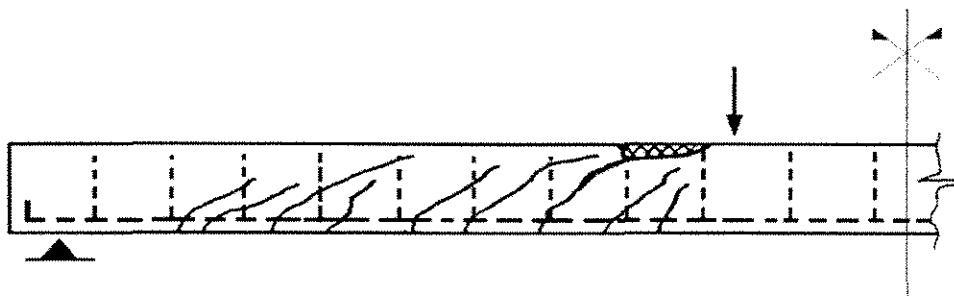


Figura 2-10 RUPTURA FORÇA CORTANTE-FLEXÃO

Nos dois modos de ruptura, ilustrados nas figuras 2.9 e 2.10, a fissura inclinada de ruptura é, geralmente, o resultado de uma fissura de flexão que tem início no banzo tracionado, estende-se verticalmente até a altura da armadura longitudinal e se inclina, geralmente, em direção ao carregamento concentrado mais próximo. A fissura de ruptura é relativamente reta e, na maioria da vezes, se forma a partir de uma fissura de flexão localizada, aproximadamente, no centro do vão de cisalhamento, no caso de uma viga simetricamente carregada com duas cargas concentradas.

Com o incremento do carregamento, a fissura inclinada se propaga, podendo surgir fissuras horizontais secundárias, que se estendem em direção ao apoio, ao longo da armadura longitudinal. Estas fissuras secundárias podem ser associadas ao escorregamento ou efeito de pino da armadura longitudinal.

Desenvolvidas as fissuras inclinadas, a ruptura da viga pode ocorrer de um dos modos indicados nas figuras 2.9 e 2.10.

No caso da ruptura ilustrada na figura 2.9, denominada ruptura força cortante - tração, ocorre a ruptura por tração da armadura de alma após uma abertura demasiada da fissura inclinada. A segurança contra este modo de ruptura é garantida pelo emprego de uma taxa suficiente de armadura transversal.

Uma taxa de armadura de alma, suficiente para que ela não entre em escoamento, aliada a carregamentos concentrados altos e a um detalhamento de armadura transversal que não impeça a propagação das fissuras inclinadas, faz com

que uma das fissuras inclinadas se propague e corte uma parte da região que formaria o banzo comprimido da viga. A diminuição da altura do banzo comprimido pode então provocar o esmagamento do concreto, na extremidade superior da fissura inclinada. Esse tipo de ruptura, ilustrado na figura 2.10, é denominado ruptura força cortante - flexão pelo Código Modelo do CEB-FIP de 1990 e ruptura força cortante - compressão pelo ACI¹.

A ruptura força cortante - flexão somente ocorre na presença de carregamentos concentrados muito elevados. Usualmente, a potencial seção de ruptura do banzo comprimido está localizada nas proximidades da carga concentrada. A segurança contra este modo de ruptura pode ser garantida por um adequado dimensionamento da viga à flexão e por um arranjo de armaduras que efetivamente restrinja a fissuração diagonal da peça.

2.3.4 Ruptura por Flexão

Ocorre com o esmagamento do concreto da zona comprimida pela flexão, quer tenha o aço da armadura longitudinal tracionada atingido o escoamento ou não. Ao aproximar-se a ruptura, a linha neutra da seção transversal desloca no sentido da borda comprimida, aumentando as deformações no concreto e na armadura longitudinal. No caso de peças sub armadas, o aço da armadura longitudinal escoava antes que o concreto sofra esmagamento, permitindo uma ruptura avisada. No caso de peças super armadas, o concreto rompe por compressão sem que antes o aço da armadura longitudinal tenha atingido o escoamento, conduzindo, assim, a uma ruptura avisada, figura 2-11.

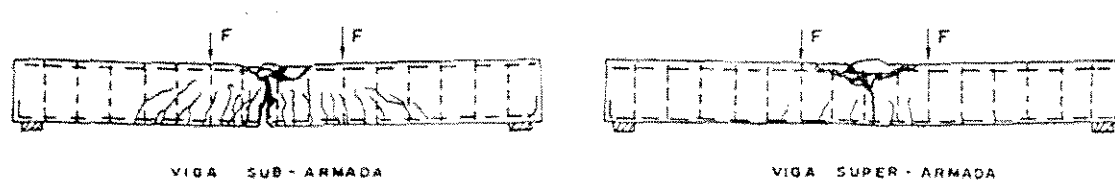


Figura 2-11 RUPTURA POR FLEXÃO

3 VIGAS DE ALVENARIA

3.1 Considerações Iniciais

Já no início dos anos 30 foram estudados, nos Estados Unidos e na Inglaterra, os princípios para o estabelecimento de teorias para o dimensionamento de vigas de alvenaria submetidas à flexão. Foram estabelecidos basicamente os mesmos princípios utilizados para o concreto armado, fazendo-se as alterações em relação às peculiaridades inerentes ao material. Desta maneira utilizam-se diagramas de distribuição de tensões, tais como o diagrama parábola-retângulo, para o cálculo da capacidade resistente à flexão de vigas de alvenaria.

Um ponto crítico dos elementos de alvenaria armada submetidos à flexão é o problema da transmissão dos esforços cortantes junto aos apoios. Neste caso, pode não ser adequada a utilização direta das teorias desenvolvidas para o concreto armado.

Procedimentos nacionais de dimensionamento de vigas em alvenaria ainda não estão estabelecidos, talvez pelo fato da inexistência de resultados experimentais relacionados ao assunto.

A seguir com o objetivo claro de comparar e, se for o caso, comprovar, são apresentados procedimentos de dimensionamento de vigas de alvenaria de acordo com as Normas Brasileira (NBR 10837), Americana (ACI 530-95) e Inglesa (BS5628).

3.2 Procedimentos de Dimensionamento

3.2.1 Norma Brasileira (NBR – 10837 / NB -1228)

Segundo a Norma Brasileira, “alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto é aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute,

contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração.”

E ainda: “Denomina-se verga ou viga o elemento estrutural colocado sobre vãos de aberturas não maiores que 1,20m, a fim de transmitir cargas verticais para as paredes adjacentes aos vãos. Considera-se como viga um elemento linear não continuamente apoiado, podendo estar, ou não, contido nas paredes.”

As hipóteses básicas de cálculo, para a Norma Brasileira, se baseiam no método das tensões admissíveis. Os elementos de alvenaria fletidos são calculados no Estádio II. Neste caso, as hipóteses básicas são as seguintes:

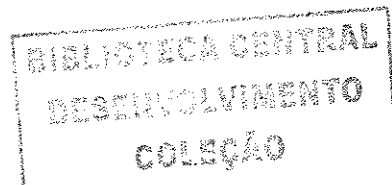
- a seção que é plana permanece plana após a flexão;
- o módulo de deformação da alvenaria e da armadura permanecem constantes;
- as armaduras são completamente envolvidas pelo graute e pelos elementos constituintes da alvenaria, de modo que ambos trabalhem como material homogêneo, dentro dos limites das tensões admissíveis.

Todos os componentes fletidos devem ser projetados para resistir ao momento fletor máximo e a cortante máxima devidos a peso próprio, cargas acidentais e outras cargas eventualmente existentes.

As vigas constituídas de canaletes são calculadas como sendo de concreto armado no Estádio II. Os canaletes são considerados como formas.

As armaduras comprimidas em vigas devem ser amarradas por estribos de diâmetro não inferior a 6,3mm, espaçados não mais que 16 diâmetros das barras longitudinais ou 30 diâmetros dos estribos. Tais estribos devem ser usados ao longo de toda extensão de que a armadura comprimida necessitar.

A tensão convencional de cisalhamento atuante nas vigas de alvenaria estrutural deve ser calculada pela seguinte relação:



$$\tau_{alv} = \frac{V}{t.d}$$

Onde:

V = esforço cortante

t = espessura efetiva da viga (os blocos são considerados como forma)

d = altura útil da viga

Notas: a) Quando o valor da tensão convencional de cisalhamento calculada exceder a tensão admissível (τ_{alv}) permitida na alma de uma viga não armada, devem-se prever armaduras transversais em forma de estribos.

b) No caso das paredes em forma de I ou T, a espessura considerada deve ser a da alma.

A área das barras que funcionam como estribos pode ser calculada pela fórmula:

$$A_{sw} = \frac{V.s}{\sigma_s.d}$$

Onde:

V = esforço cortante

s = espaçamento entre os estribos

σ_s = tensão admissível do aço dos estribos

d = altura útil das vigas

A contribuição do concreto neste caso é desconsiderada ($\tau_c = 0$); portanto é adotado o Modelo Clássico da Trelça.

Quando a armadura consiste em uma barra dobrada, ou um grupo de barras paralelas dobradas e a uma mesma distância do apoio, a área necessária deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{V}{\sigma_s \cdot \sin \alpha}$$

Onde:

α = ângulo de inclinação da barra com o eixo longitudinal da viga

Quando existem barras paralelas dobradas a distâncias diferentes do apoio, a área necessária da armadura transversal deve ser calculada pela expressão:

$$A_{sw} = \frac{V \cdot s}{\sigma_s \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Onde: s = espaçamento entre as dobras das barras, tomados longitudinalmente

Onde sejam necessárias armaduras transversais, elas devem ser espaçadas de modo que cada linha que faça 45° com o eixo da viga, que representa uma fissura potencial, seja cruzada no mínimo por uma barra transversal.

Para aderência e ancoragem, nos elementos fletidos, nos quais as armaduras tracionadas são paralelas à face comprimida, a tensão de aderência τ_b deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_b = \frac{V}{\sum \mu_0 \cdot d}$$

Onde:

$\sum \mu_0$ = soma dos perímetros das barras tracionadas

d = altura útil da viga

3.2.1.1 Tensões Admissíveis

As tensões admissíveis para a alvenaria armada devem ser baseadas na resistência dos prismas (f_p) aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estiver submetida ao carregamento total. Nos desenhos do projeto estrutural, submetidos à aprovação ou usados na obra, deve constar claramente a resistência f_p para a qual todas as partes das estruturas foram projetadas.

Quando a resistência básica da alvenaria for determinada por meio de prismas (f_p), os ensaios devem ser executados com antecedência, usando-se prismas construídos com blocos e argamassa iguais aos que serão efetivamente usados na estrutura. A determinação da resistência média dos prismas (f_p) deve ser efetuada com um número mínimo de doze corpos-de-prova, seguindo-se os procedimentos de ensaio do MB-1849.

Exceto quando o vento atua conjuntamente com outras sobrecargas, as tensões admissíveis na alvenaria armada não devem ultrapassar os valores que constam na tabela 3.1.

No cálculo dos esforços solicitantes, deve ser considerada a influência das cargas permanentes e acidentais e de todas as ações que possam produzir esforços importantes.

A tensão admissível na armadura, excetuando-se as situações de atuação da ação do vento, não deve exceder os valores indicados a seguir.

A tensão admissível à tração de barras com mossas, cuja tensão de escoamento é maior ou igual a 412 MPa, e de diâmetros iguais a 32mm ou menores, não deve exceder 165 MPa.

A tensão admissível à tração, das barras usadas como armaduras horizontais colocadas na argamassa de assentamento, deve ser limitada a 50% da tensão de escoamento do aço empregado, mas não deve exceder 206MPa.

Outros tipos de armaduras tracionadas devem ter a sua tensão admissível limitada a 137MPa.

Nos projetos, a resistência característica do graute (f_{gk}) deve ser adotada de modo a atender à seguinte relação:

$$f_{gk} \geq 2,00 f_{bk}$$

Ou seja, a resistência característica de compressão do graute (f_{gk}) deve ser pelo menos igual à resistência característica de compressão do bloco, considerada a área líquida.

Tabela 3-1 Tensões admissíveis na alvenaria armada

Tipo de Solicitação	Tensões Admissíveis (MPa)	Valores Máximos (MPa)
Compressão: Compressão Simples Compressão na flexão	0,225 f_p (0,286 f_{pa}) 0,33 f_p	0,33 f_p , mas não exceder 6,2 (MPa)
Cisalhamento: Peças fletidas sem armaduras: Peças fletidas com armaduras para absorver todas as tensões de cisalhamento	$0,09\sqrt{f_p}$ $0,25\sqrt{f_p}$	0,35 1,00
Aderência: Barras de aderência normal		1,00
Tensão de contato: Em toda a área Em 1/3 da área, pelo menos (*)		0,25 f_p 0,375 f_p
Módulo de deformação Módulo de deformação transversal	400 f_p 200 f_p	8000 3000

*Notas: a) (*) Este aumento é permitido quando a largura da zona carregada é no mínimo 1/3 da espessura da parede. A tensão de contato de um carregamento concentrado, em área maior do que 1/3 e menor do que a área total, deve ser interpolada.

b) Outras informações podem ser obtidas na Norma BS - 5628- Parte 1.

3.2.1.2 Armaduras

As barras ou arames dispostos horizontalmente devem ser completamente envolvidos pela argamassa de assentamento e pelo graute, com um cobrimento mínimo de 1,5cm, quando a argamassa está situada na face externa de uma parede externa, e de 1,3cm, nas demais posições.

Nenhum gancho deve ser suposto resistindo a uma carga que possa produzir tensão maior do que 52MPa.

Nos elementos onde são necessárias armaduras para resistirem aos efeitos de momentos positivos ou negativos, cada barra, exceto onde existir emenda por justaposição, deve se estender no mínimo 12ϕ do ponto além do qual ela não é mais necessária na absorção dos esforços.

Qualquer ancoragem capaz de resistir aos esforços de uma barra, sem danos na alvenaria, pode ser usada no lugar do gancho. Devem ser realizados ensaios para que fique garantida a eficiência da nova ancoragem.

3.2.2 Analogia à Norma Americana

A Norma Americana abordada é o ACI 530-95 "Building Code Requirements for Masonry Structures", publicada pelo "American Concrete Institute".

Segundo a norma em questão, as estruturas e seus componentes devem ser dimensionados em regime elástico, devem resistir todos os carregamentos a que estiverem expostos, incluindo-se aqueles provenientes da ação do vento ou ações sísmicas. Os elementos devem ser dimensionados pelos critérios das tensões admissíveis, tanto nas armaduras como na alvenaria comprimida.

3.2.2.1 Propriedades dos Materiais

Se não comprovado por meio de testes, os seguintes módulos e coeficientes devem ser assumidos para efeito de dimensionamento:

3.2.2.1.1 Módulos de Elasticidade:

- Aço: $E_s=200.000 \text{ MPa}$
- Alvenaria de Blocos de Concreto:

Os valores do módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto devem ser baseados no Módulo Secante, com os valores de 0,05 e 0,33 da tensão máxima de compressão de cada prisma, ou de acordo com a tabela 3.2:

Tabela 3-2 Módulos de Elasticidade

Tensão de Compressão por Área Líquida do bloco (MPa)	Módulo de Elasticidade ¹ (MPa x 10 ⁻³)	
	Argamassa Tipo N	Argamassa Tipo M
41,3 ou maior	-	24
34,5	19	22
27,6	18	20
20,7	16	17
17,2	16	17
13,8	12	15
10,3	10	11

- Graute: $E_g=500 f_g$

¹ É permitida a Interpolação Linear

3.2.2.1.2 Coeficientes

- Coeficiente de Expansão Térmica: $k_t = 8,1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

- Coeficiente de Retração por Umidade:

Alvenaria produzida com controle de umidade: $k_m = 0,15 s_t$, onde s_t não deve ser maior que $6,5 \times 10^{-4}$ mm/mm

Alvenaria produzida sem controle de umidade: $k_m = 0,5 s_t$

- Coeficiente de Fluência

$k_c = 0,36 \times 10^{-4}$, por MPa

-
- Máximo deslocamento de vigas e vergas:

Deslocamento vertical máximo das vigas e vergas devido a carregamentos máximos de serviço, não deve exceder $l/600$ ou 7,6 mm, onde l é o comprimento do vão.

3.2.2.2 Tensões Admissíveis nas Armaduras

- Tensões de tração na armadura:

Aços CA-40 e CA-50: 138MPa

Aços CA 60: 165MPa

- Tensões de compressão na armadura:

A tensão de compressão do aço não deve exceder $0,4 f_y$ ou 165 MPa.

3.2.2.3 Tensões na Alvenaria - Vigas e Vergas

- Tensões nas Armaduras

A tensão de compressão na alvenaria devida à flexão ou compressão combinada com carregamento axial não deve exceder $1/3 f_m'$.

Para determinação dos momentos para a análise em vigas contínuas, o comprimento do vão a ser considerado é a distancia entre eixos dos apoios.

O comprimento mínimo do apoio deve ser de 102 mm.

- Tração Axial

As tensões de tração axiais devem ser totalmente absorvidas pelas armaduras.

- Cisalhamento

Elementos submetidos à flexão devem ser armados de modo a resistir as tensões atuantes e dimensionados de acordo com:

a.) a tensão calculada de cisalhamento, f_v , atuante nas vigas de alvenaria estrutural, deve ser calculada pela seguinte relação:

$$f_v = \frac{V}{b.d}$$

a.1) e não deve exceder, F_v , onde F_v pode ser tomado, para peças fletidas como:

➤ $F_v = \sqrt{f_m'} \leq 0,35 MPa$, quando a armadura não é provida para resistir toda a tensão de cisalhamento;

➤ $F_v = 3\sqrt{f_m'} \leq 1,03 MPa$, quando existir armadura para resistir toda a tensão de cisalhamento.

Armaduras de cisalhamento devem ser paralelas à direção da força de cisalhamento aplicada, e o espaçamento entre elas não deve exceder $d/2$ ou 1219 mm.

Devem ser incluídas armaduras perpendiculares às de cisalhamento, sendo sua área de, no mínimo, $A_v/3$.

Vigas em balanço, devem ser dimensionadas considerando-se o esforço cortante máximo junto ao apoio. O mesmo procedimento deve ser adotado para vigas sem balanço, exceto nas seções localizadas a até $d/2$ de distância da face de apoio, que devem ser dimensionadas como para a seção à $d/2$ do apoio, quando não existem carregamentos concentrados na região compreendida entre a face do apoio e $d/2$ dessa face.

As armaduras de cisalhamento devem ser calculadas de acordo com:

$$A_v = \frac{V_s}{F_s d}$$

3.2.3 British Standards Institute BS-5628: "Code of practice for use of masonry - Structural use of reinforced and prestressed masonry"

3.2.3.1 Dimensionamento À Flexão

3.2.3.1.1 Hipótese De Cálculo

Os elementos de alvenaria armada são calculados no Estado Limite Último.

Quando se analisa uma seção transversal para determinar seus momentos resistentes de cálculo, as seguintes hipóteses são feitas:

- a) Seções planas permanecem planas após a flexão.

b) A distribuição da tensão de compressão na alvenaria é representada por um

retângulo equivalente com uma intensidade de : $\frac{f_k}{\gamma_{mm}}$

Onde :

f_k = resistência característica da alvenaria à compressão

γ_{mm} = coeficiente parcial de segurança para o material

c) A máxima deformação de compressão na alvenaria é 3,5‰;

d) A resistência da alvenaria à tração é ignorada.

e) A resistência da armadura à tração de aço é tomada pela tabela 3.3, e a relação tensão –deformação é tomada pela figura 3.1.

f) A relação do vão da viga pela altura efetiva não deve ser menor que 1,50.

Tabela 3-3 Resistência característica da armadura à tração

Designação	Classificação	Tamanho nominal	Resistência característica à tração f_y .[N/mm ²]
Barra plana de aço laminado a quente, conforme a BS 4449	250	todas	250
Barra deformada trabalhada, laminada a quente e frio conforme a BS 4449.	460	todas	460
Arame de aço reduzido a frio, conforme a BS4482	-----	≤ 12mm	460
Aço usado em construção, em acordo com BS 4483			
Tipos 304 e 316 ,barras planas de aço inoxidável, conforme a BS 6744	250	todas	250
Tipos 304 e 316 , barras de aço inoxidável, deformadas conforme a BS 6744	460	todas	460

Se na análise da seção transversal atuarem forças axiais, seu efeito pode ser ignorado se a tensão de compressão atuante, considerada somente a aplicação desta força axial, não exceder:

$$0,1 \cdot f_k \cdot A_m$$

Onde

A_m = área da seção transversal da alvenaria.

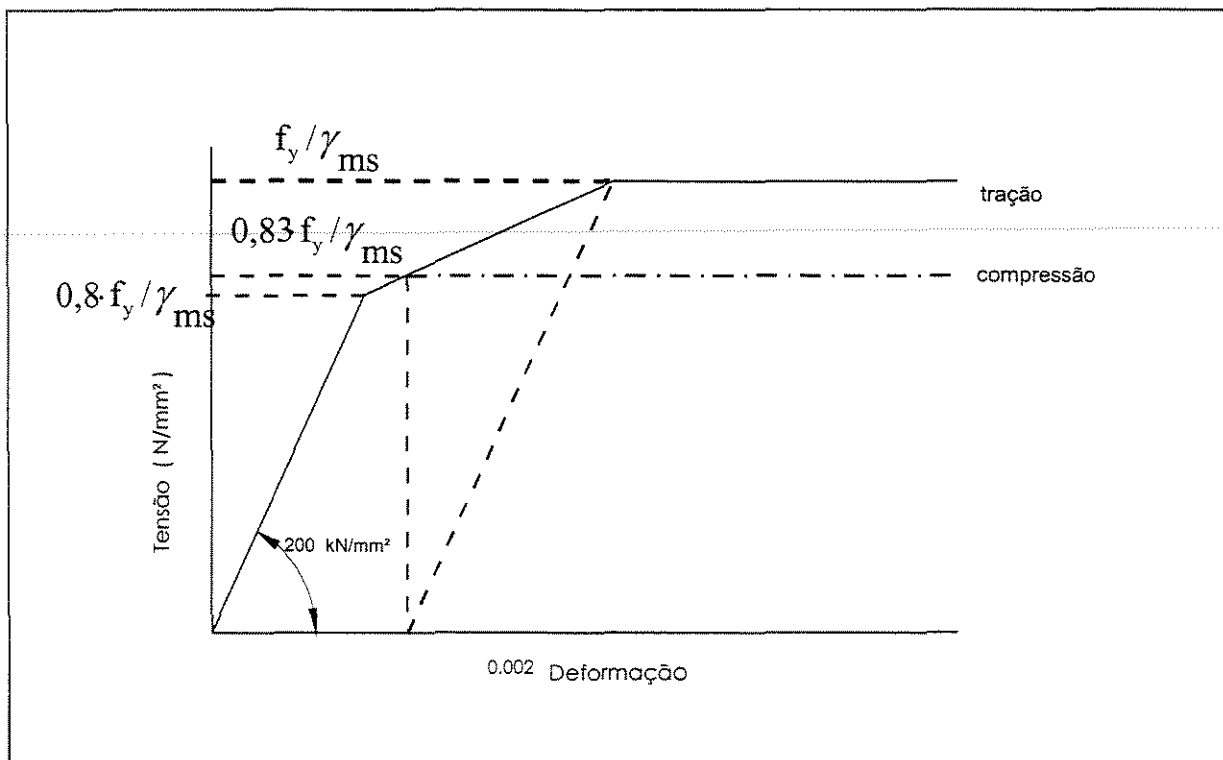


Figura 3-1 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO A ALVENARIA

3.2.3.1.2 Módulo de elasticidade

a) Para alvenaria, de argila, silício-calcário e concreto, incluindo alvenaria reforçada grauteada, o módulo elástico a curto prazo é, $E_m = 0,90 f_k \text{ kN/mm}^2$.

b) Para todas as armaduras de aço e todos os tipos de carregamento, o módulo elástico é, $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$.

3.2.3.2 Dimensionamento Ao Esforço Cortante

3.2.3.2.1 Hipótese De Cálculo

A tensão de cisalhamento de cálculo, τ_{alv} , atuante em vigas de alvenaria estrutural, devida a qualquer carregamento atuante, pode ser obtida por:

$$\tau_{alv} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Onde :

b = largura da seção

d = profundidade efetiva

V_d = força cortante de cálculo

Onde a tensão de cisalhamento calculada por esta equação for menor que a resistência característica de cisalhamento da alvenaria, f_v , dividida pelo fator de segurança parcial, γ_{mv} , a armadura de cisalhamento não é necessária.

Em vigas, porém, o projeto deve considerar a utilização de armadura mínima de cisalhamento, tendo em mente a natureza súbita da ruína por cisalhamento. Se necessária, deve ser calculada.

Onde a tensão de cisalhamento, τ_{alv} , exceder $\frac{f_v}{\gamma_{mv}}$, armadura de cisalhamento deve ser providenciada, e a seguinte recomendação deve ser satisfeita :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{b \cdot (\tau_{alv} - f_v / \gamma_{mv}) \cdot \gamma_{ms}}{f_y}$$

Onde :

A_{sw} = área da armadura transversal.

b = largura da seção

f_v = resistência da alvenaria à tração.

f_y = resistência de escoamento do aço à tração, obtida pela tabela 3.3.

s = espaçamento da armadura de cisalhamento ao longo do elemento, contanto que não seja tomado maior que 0,75d.

τ_{alv} = tensão de cisalhamento devida às cargas de cálculo, contanto que não seja tomado maior que:

$$2,0 / \gamma_{mv} \text{ N/mm}^2.$$

γ_{ms} = coeficiente parcial de segurança de resistência do aço

γ_{mv} = coeficiente parcial de segurança para o material submetido ao cisalhamento

3.2.3.2.2 Armadura Mínima De Cisalhamento

Onde a armadura de cisalhamento for necessária, ela não poderá ser inferior à armadura calculada com base na expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,002 \cdot b_t \Leftrightarrow \text{para aços de baixo rendimento}$$

ou

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,0012 \cdot b_t \Leftrightarrow \text{para aços de alto rendimento}$$

onde:

b_t = largura da viga

3.2.3.2.3 Resistência Característica De Cisalhamento Da Alvenaria, f_v .

A resistência característica de cisalhamento pode ser calculada de duas maneiras:

a) Para seção em que a armadura está colocada na base ou vertical à junta, inclusive dentro de cavidade, onde a armadura é completamente envolvida por argamassa de designação (i) ou (ii) (ver tabela 3.4), a resistência de cisalhamento característica, f_v neste caso, pode ser tomada como 0,35 N/ mm².

Para vigas simplesmente apoiadas ou consolo onde a proporção do vão de cisalhamento pela altura útil é menor que 2, f_v pode ser aumentada por um fator:

$$2d / a_v$$

d = profundidade efetiva

a_v = distância da face do apoio até próximo da extremidade da carga principal.

Contanto que f_v não seja tomado maior que 0,70 N/mm².

Tabela 3-4 Proporções dos materiais e resistência
média à compressão da argamassa

Tipo de argamassa	Tipo de argamassa (proporção em volume)		Resistência média à compressão aos 28 dias (N/mm ²)	
	Cimento: cal: areia	Cimento: areia com plastificante.	Ensaio preliminares (de laboratório)	Ensaio "In loco"
(i)	1:0 a 1/4:3	-	16.0	11.0
(ii)	1 : 1/2 : 4 a 4 1/2	1 : 3 a 4	6.5	4.5

b) Para reforçar a seção em que a armadura principal é colocada dentro de cavidade preenchida com graute, a resistência característica de cisalhamento da alvenaria, f_v , pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_v = 0,35 + 17,5 \rho \text{ [N/mm}^2 \text{]}$$

Onde:

$$\rho = A_s / bd$$

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal

b = largura da seção

d = profundidade efetiva

Contanto que f_v não seja tomada maior que 0,70 N/mm².

Para viga simplesmente apoiada ou consolos onde a proporção do vão de cisalhamento, a , pela profundidade efetiva, d , é seis ou menos, f_v pode ser aumentado por um fator $(2,50 - 0,25 (a/d))$, contanto que f_v não seja tomada maior que 1,75 N/mm².

3.2.3.3 Coeficientes Parciais De Segurança

A diferença da categoria de controle de fabrica, usado na tabela 3.5, é definida a seguir.

Tabela 3-5 Coeficiente parcial de segurança, γ_{mm} ,
para resistência da alvenaria: estado limite último

Categoria de controle de fabrica da unidade Estrutural	Valor de γ_{mm}
Especial	2,0
Normal	2,3

a) categoria normal:

Esta categoria deve ser admitida quando o fornecedor é capaz de atender os requisitos de resistência à compressão da Norma Britânica (BS) apropriada, mas não atende os requisitos da categoria especial (determinada em b).

b) categoria especial:

Esta categoria pode ser admitida quando o fabricante:

- Concorda em fornecer remessas de elementos estruturais a um limite de resistência especificada referido a um "limite de aceitação "para resistência à compressão, de tal modo que a média da resistência à compressão de uma amostra de unidades estruturais, tiradas de qualquer remessa e ensaiada de acordo com a especificação adequada da British Standard, tenha uma probabilidade não maior que 2,5% de estar abaixo do limite de aceitação.

- Executa um esquema de controle de qualidade cujos resultados podem possibilitar demonstrar ao comprador que o limite de aceitação está sendo consistentemente posto em prática, com a probabilidade de não alcançar este limite nunca maior que o estipulado em “a”.

Tabela 3-6 Coeficiente parcial de segurança

$\gamma_{mv}, \gamma_{mb}, \gamma_{ms}$: Estado limite Último	
Resistência de cisalhamento da alvenaria, γ_{mv}	2,0
Resistência de aderência, γ_{mb}	1,5
Resistência do aço, γ_{ms}	1,15

3.3 Estudos Anteriores

3.3.1 Suter e Keller

Suter e Keller²⁶, pesquisadores da Universidade de Carleton, Ottawa, Ontário, Canadá investigaram o comportamento ao cisalhamento de 72 vigas de alvenaria de blocos de concreto, armadas ao esforço cortante com estribos verticais.

As variáveis em estudo foram a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d), espaçamento entre juntas verticais de argamassa de assentamento, material de preenchimento dos vazios dos blocos (graute ou argamassa) e taxa de armadura longitudinal (ρ).

Foram executadas 72 vigas de alvenaria armada. Todas as vigas tinham 203 mm de largura e altura variável. A tabela 3.7 apresenta características das vigas analisadas.

Tabela 3-7 Características das vigas analisadas

Viga Num	Seção Transversal	ρ %	f_y MPa	a/d	d mm	Tipo De Graute	Espaçamento das Juntas	V=P KN		Cortante Última MPa		Modo de ruptura
								1.	2.	1.	2.	
1		2,22	550,9	1	109	HSG	406	211,3		10		F_0^{**}
2		2,22	550,9	2	109	HSG	406	89		4,22		F_0^{**}
3		2,22	550,9	3	109	HSG	406	57,8		2,75		Ss1
4		2,22	550,9	5	109	HSG	406	28,5		1,37		S _{su}
5		2,22	550,9	1	109	LSG	406	189		8,95		F_0^*
6		2,22	550,9	2	109	LSG	406	93,4		4,43		Ss1
7		2,22	550,9	3	109	LSG	406	55,6		2,65		Ss1
8		2,22	550,9	5	109	LSG	406	26,7		1,28		ssu
9		2,22	393,7	1	109	HSM	406	93,9		4,45		F_0^*
10		2,22	393,7	2	109	HSM	406	34,7		1,65		F_0^*
11		2,22	393,7	3	109	HSM	406	17,8		0,86		F_0^*
12		2,22	393,7	5	109	HSM	406	13,3		0,65		F_0^*
13		2,22	334,4	3	109	LSM	406	28,9		1,39		F_0^*

Tabela 3-7 (Cont)

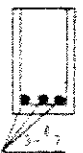
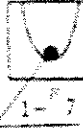
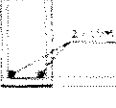
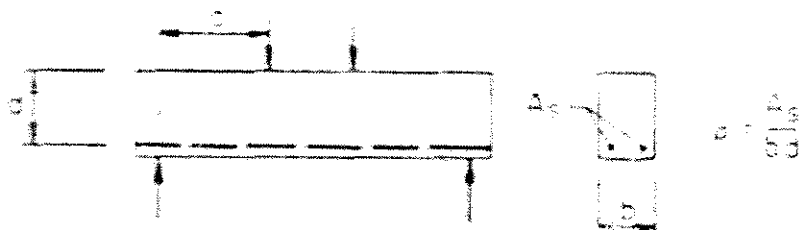
14		1,72	468,8	1	348	HSG	203	289,1		4,31		Ss1
15		1,72	468,8	2	348	HSG	203	64,5	66,7	0,97	1,01	Ss1/Ss 1
16		1,72	468,8	3	348	HSG	203	57,8		0,88		Ss1
17		1,72	468,8	5	348	HSG	203	57,8		0,9		ssu
18		1,72	468,8	1	348	HSM	203	160,1		2,39		Ss1
19		1,72	468,8	2	348	HSM	203	75,6		1,14		Ss1
20		1,72	468,8	3	348	HSM	203	44,5		0,68		ssu
21		1,72	468,8	5	348	HSM	203	34,7		0,54		ssu
22		1,90	454,4	1	154	HSG	203	123,2		4,14		Ss1
23		1,90	454,4	2	154	HSG	203	58,3	60,1	1,97	2,03	Ss1/Ss 1
24		1,90	454,4	3	154	HSG	203	37,8	39,6	1,28	1,34	Ss1/Ss 1
25		1,90	454,4	5	154	HSG	203	38,9		0,99		ssu
26		1,90	454,4	1	154	HSM	203	122,3		4,12		Ss1
27		1,90	454,4	2	154	HSM	203	44	45,5	1,49	1,54	Ss1/Ss 1
28		1,90	454,4	3	154	HSM	203	31,1	40	1,05	1,36	Ss1/Ss 1
29		1,90	454,4	5	154	HSM	203	26,7	25,8	0,92	0,92	ssu/ss u
30		1,58	481,3	3	126	HSG	406	38,3	38,3	1,69	1,69	Ss1/Ss 1
31		1,58	481,3	6	126	HSG	406	21,4		0,94		Ss1
32		1,58	481,3	6	126	LSG	406	21,8		0,97		ssu
33		1,58	481,3	1,5	126	HSM	406	70,7		3,1		fo**
34		1,58	481,3	6	126	HSM	406	16,5		0,74		ssu
35		1,41	470,9	6	146	HSG	203	26,2		0,95		fo**
36		1,41	470,9	6	146	HSM	203	19,6		0,71		ssu
37		0,58	481,3	3	343	HSG	203	40		0,62		ssu
38		1,17	481,3	6	343	HSG	203	48,9		0,77		ssu
39		0,58	481,3	3	343	HSM	203	35,1	37,4	0,55	0,59	ssu/ss u
40		1,17	481,3	6	343	HSM	203	40		0,62		ssu
41		1,47	479,2	1	343	LSG	203	200,2		3,03		ssu
42		1,47	479,2	2	343	LSG	203	64,4	66,7	0,99	1,02	Ss1/Ss 1
43		1,47	479,2	3	343	LSG	203	59,2	61,8	0,91	0,95	ssu/ss u
44		1,47	479,2	5	343	LSG	203	53,4	53,4	0,83	0,83	ssu/ss u
45		1,47	479,2	6	343	LSG	203	49,8		0,79		ssu
46		1,47	479,2	1	343	LSM	203	155,7	189	2,36	2,86	Ss1/Ss 1
47		1,47	479,2	2	343	LSM	203	102,3		1,55		Ss1
48		1,47	479,2	3	343	LSM	203	44,5	52,9	0,69	0,82	Ss1/ss u
49		1,47	479,2	5	343	LSM	203	44,5	51,2	0,7	0,81	ssu/ss u
50		1,47	479,2	6	343	LSM	203	46,7	46,7	0,72	0,72	Ss1/ss u

Tabela 3-7 (cont)

51		1,44	479,2	1	349	HSG	406	149	155,7	2,22	2,32	Ss1/Ss1
52		1,44	479,2	2	349	HSG	406	61,8	71,2	0,93	1,07	ssu/Ss1
53		1,44	479,2	3	349	HSG	406	60,1	62,3	0,9	0,94	ssu/Ss1
54		1,44	479,2	5	349	HSG	406	50,3	50,3	0,76	0,76	ssu/ssu
55		1,44	479,2	6	349	HSG	406	41,8	154,8	0,63		ssu
56		1,44	479,2	1	349	HSM	406	154,8	64,5	2,3	2,3	Ss1/Ss1
57		1,44	479,2	2	349	HSM	406	57,8	44	0,87	0,97	Ss1/Ss1
58		1,44	479,2	3	349	HSM	406	44	39,1	0,67	0,67	Ss1/Ss1
59		1,44	479,2	5	349	HSM	406	39,1	28,5	0,6	0,6	ssu/ssu
60		1,44	479,2	6	349	HSM	406	28,5		0,41	0,43	ssu/ssu
61		0,80	510,2	3	129	HSG	406	28,9		1,16		fu*
62		0,80	510,2	5	129	HSG	406	16,5		0,66		fu*
63		0,80	510,2	3	129	LSG	406	28		1,12		fu*
64		0,80	510,2	5	129	LSG	406	16,5		0,66		fu*
65		0,58	510,2	3	357	HSG	203	48,9	50,3	0,71	0,72	ssu/fu*
66		0,58	510,2	5	357	HSG	203	29,8		0,43		fu*
67		0,58	510,2	3	357	LSG	203	60,1	64,1	0,37	0,92	ssu/fu*
68		0,58	510,2	5	357	LSG	203	32,5		0,47		fu*
69		0,66	537,8	3	156	HSG	203	26,7	26,7	0,88	0,88	Ss1/fu*
70		0,66	537,8	5	156	HSG	203	17,3		0,57		fu*
71		0,66	537,8	3	156	LSG	203	26,7	26,7	0,88	0,88	Ss1/fu*
72		0,66	537,8	5	156	LSG	203	18,7		0,62		fu*



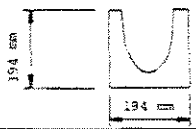
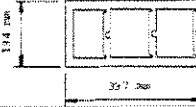
Onde:

- HSG (High Slump Grout) - Graute com alto abatimento ("slump")
- LSG (Low Slump Grout) - Graute com baixo abatimento ("slump")
- HSM (High Slump Mortar) - Argamassa com alto abatimento ("slump")

- LSM (Low Slump Mortar) - Argamassa com baixo abatimento ("slump")

A tabela 3.8 ilustra os blocos de concreto utilizados na execução das vigas.

Tabela 3-8 Blocos de concreto utilizados

Tipo de Bloco	Formato	%	Resistência à Compressão (MPa) Área Bruta
Bond Beam		43	19,77
Knock Out		46	21,47
Stretcher		43	14,48

A argamassa de assentamento foi utilizada na relação, em volume de cimento, cal e areia, de 1: ½ :4 ½.

Dois tipos de materiais foram utilizados no preenchimento dos blocos: graute com relação cimento : areia em volume de 1:4 e argamassa de assentamento. A estas misturas foi acrescida água, de maneira a se obter em dois abatimentos diferentes, 250 mm e 100 mm, de forma a simular situações de boa e de má trabalhabilidade no preenchimento dos blocos.

Durante a execução das vigas, foram moldados corpos-de-prova de controle da argamassa e do graute, como também prismas de 2 blocos grauteados, de forma a se determinar em resistências à compressão dos materiais componentes das vigas de alvenaria armada. A tabela 3.9 ilustra os resultados obtidos, dos ensaios de caracterização dos materiais, no dia do ensaio das vigas.

Tabela 3-9 Resultados

Tipo		HSG (Mpa)	HSM (MPa)	LSG (MPa)	LSM (MPa)	Outro (MPa)
51 mm Cubos de Argamassa						13,98
102x102x203 mm Prismas Absorventes		19,47	14,04	23,33	12,83	
Prisma de 2 Fiadas		11,33	9,78			
Prisma de 2 Fiadas		12,64	11,21	18,91		
Prisma de 2 Fiadas		17,87				

As vigas foram ensaiadas com idades entre 28 e 72 dias. As vigas com relação a/d entre 1 e 5, foram submetidas a 2 pontos de carregamento, dividindo o vão em 2 regiões com iguais vãos de cisalhamento e uma região central que seria submetida a um momento fletor máximo constante.

As vigas com a/d igual a 6 foram submetidas a carregamento concentrado no meio do vão.

Os carregamentos foram aplicados em incrementos de, aproximadamente, 1/10 do carregamento último previsto para cada viga.

Dois tipos de fissuras por retração foram observados antes do início dos ensaios: o primeiro, fissuras longitudinais ao longo da interface entre o bloco e o material de preenchimento, e o segundo, fissuras transversais por retração de bloco a bloco, estendendo-se através do preenchimento. Este segundo tipo de fissura ocorreu geralmente em vigas rasas, com preenchimento feito por argamassa.

Em geral, vigas curtas obtiveram rupturas dúcteis, e vigas longas rupturas bruscas, sem contar as vigas rompidas por flexão. Este comportamento foi similar ao

anteriormente observado em vigas de concreto armado, por Kani¹⁹, e em vigas de alvenaria armada de tijolos por Suter²⁶ e Hendry²⁷.

Três tipos de ruptura foram observados:

- I. S_{s1} se refere à uma ruptura dúctil por cisalhamento, a chamada ruptura por força cortante-flexão, onde uma fissura inclinada se estende até o banzo comprimido nas imediações do ponto de aplicação do carregamento, e, repentinamente, a viga rompe por esmagamento do concreto desta região do banzo.
- II. S_{s2} se refere a uma ruptura súbita de cisalhamento, a chamada ruptura por força cortante-tração, onde a capacidade resistente última da viga é alcançada através do repentino progresso da fissura diagonal que corta uma ou mais armaduras de cisalhamento e,
- III. F refere-se à ruptura por flexão, onde:

- F_o refere-se à ruptura de uma viga superarmada. Dois casos ocorreram.
- F_o^* onde houve apenas esmagamento do bloco
- F_o^{**} onde houve esmagamento simultâneo do bloco e do material de preenchimento.

3.3.1.1 Conclusões

Suter e Keller concluem que a resistência ao esforço cortante de vigas de alvenaria de blocos de concreto:

- Aumenta significativamente com o decréscimo da relação a/d , similar ao que ocorre com as vigas de concreto armado;
- É inferior à resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado usual;

- Aumenta com acréscimo da distância entre juntas verticais de argamassa de assentamento.

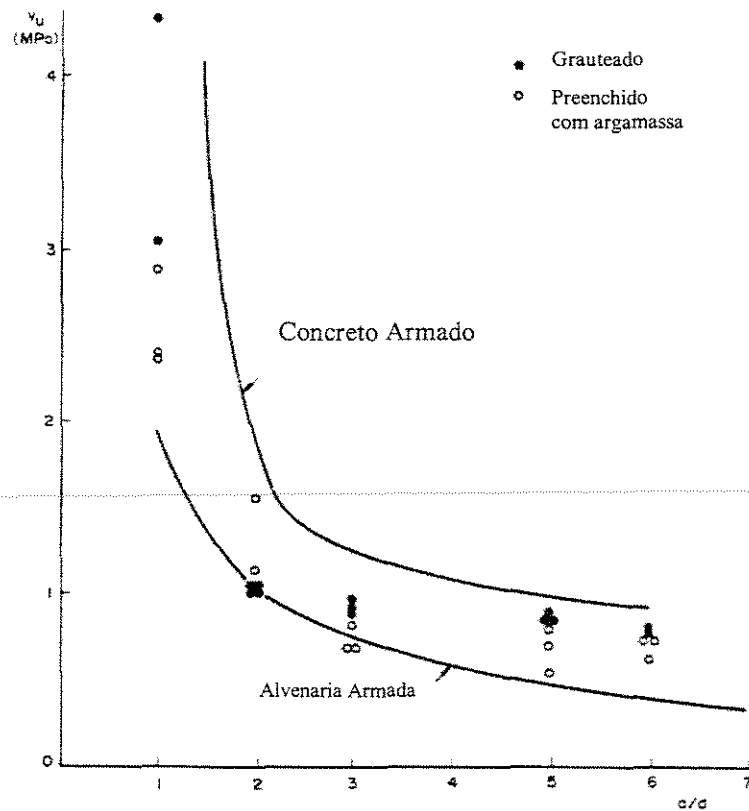


Figura 3-2 RESULTADOS

- Não foi afetada pelo abatimento ("slump") do material de preenchimento;
- Cresce com o aumento da taxa de armadura longitudinal (ρ_l);
- Não é a mesma para vigas de mesma altura mas executadas com uma ou duas fiadas de blocos.

3.3.2 Sami M. Fereig

Sami M. Fereig¹², da Universidade do Kuwait, estudou o comportamento ao esforço cortante de vigas de alvenaria de blocos de concreto com armadura de alma.

Um total de 20 vigas foram ensaiadas. Todas as vigas tinham largura de 190 mm, executadas com altura correspondente a dois blocos de concreto, comprimento de 2000 mm ou 3200 mm. As vigas foram ensaiadas sobre dois apoios, com tipo de carregamento e vãos indicados nas figuras 3.3 e 3.4.

Na tabela 3.10, as características geométricas e de armadura das vigas experimentadas estão indicadas.

Tabela 3-10 Características geométricas e de armadura das vigas de Sami M. Fereig

Viga Número	Designação	b, mm	d, mm	l, mm	a, mm	1-2°, mm	a/d	Armadura Longitudinal	A _s , mm ²	Taxa de armadura Long. %	Armadura de alma	A, mm ²
1	SW211A	190	320	1400	600	200	1,9	2φ12	226	0,37	2φ6	57
2	B	190	320	1400	600	200	1,9	2φ12	226	0,37	2φ6	57
3	SW222A	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ6	57
4	B	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ6	57
5	SW223A	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ8	101
6	B	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ8	101
7	SW213A	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ10	157
8	B	190	320	1400	600	200	1,9	2φ18	509	0,84	2φ10	157
9	SW231A	190	320	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,26	2φ6	57
10	B	190	320	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,26	2φ6	57
11	SW232A	190	320	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,26	2φ8	101
12	B	190	320	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,26	2φ8	101
13	SW233A	190	310	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,3	2φ10	157
14	B	190	320	1400	600	200	1,9	3φ18	763	1,26	2φ10	157
15	SW421A	190	305	2600	1200	200	3,9	2φ18	509	0,88	2φ6	57
16	B	190	320	2600	1200	200	3,9	2φ18	509	0,84	2φ6	57
17	SW422A	190	320	2600	1200	200	3,9	2φ18	509	0,84	2φ8	101
18	SW431A	190	305	2600	1200	200	3,9	3φ18	763	1,32	2φ6	57
19	B	190	320	2600	1200	200	3,9	3φ18	763	1,26	2φ6	57
20	SW432A	190	280	2600	1200	200	3,9	3φ18	763	1,43	2φ8	101

Tabela 3-11 Resultados de Fereig (12)

Viga Número	Designação	f_m' , MPa	P_u , kN	V_u , kN	V_s , kN
1	SW211A	11,6	110	41,47	63,7
2	B	11,4	125	41,09	6,7
3	SW222A	11,5	118	42,47	115,81
4	B	10,5	145	41,47	115,81
5	SW223A	12,2	150	39,96	221,17
6	B	11,6	111	40,33	221,17
7	SW213A	10,8	131,5	41,31	63,7
8	B	1,0	150	39,48	63,7
9	SW231A	11,0	137	40,33	63,7
10	B	12,3	121	42,65	63,7
11	SW232A	11,1	176	40,59	115,81
12	B	10,2	174,5	38,8	115,81
13	SW233A	14,9	233,5	45,43	214,26
14	B	10,2	167	38,85	221,17
15	SW421A	14,2	85,5	43,67	60,71
16	B	11,1	87,5	40,51	63,7
17	SW422A	11,0	93,5	40,33	115,81
18	SW431A	11,0	88	38,39	60,71
19	B	11,3	90	40,88	63,7
20	SW432A	14,8	114	40,86	101,33

Onde:

- P_u = carga de ruptura
- V_u = resistência média última das vigas testadas sem armadura de cisalhamento
- V_s = resistência de cálculo segundo o ACI-530¹

A resistência à compressão dos blocos de concreto era de 9,62 MPa. A argamassa de assentamento utilizada foi composta por cimento, cal e areia na proporção, em volume, de 1:0,4:3,3, com resistência média à compressão de 16,4 MPa. O graute, utilizado no preenchimento dos blocos de concreto, foi composto por cimento, cal, areia e pedra na proporção, em peso, de 1:0,42:2,69:2,24, com água adicionada na quantidade suficiente para obter um abatimento ("slump") de 200 mm. A resistência média à compressão do graute de preenchimento foi de 18,7 MPa.

A armadura longitudinal das vigas foi composta por barras de 12 ou 18mm de diâmetro, com tensão de escoamento, f_y , correspondente a 445 MPa e 441 MPa respectivamente. A armadura de alma foi composta por estribos de 6, 8 ou 10 mm de diâmetro, com tensão de escoamento, f_y , correspondente a 352 MPa, 360 MPa e 440 MPa, respectivamente.

Juntamente com a execução das vigas foram moldados prismas. Estes prismas eram rompidos à compressão no dia do ensaio de cada viga correspondente, e a resistência à compressão do prisma, f_m' , era obtida.

As figuras a seguir apresentam o aspecto de fissuração padrão para as vigas experimentadas, para carregamentos próximos ao carregamento último.

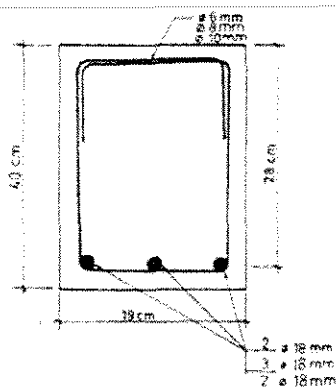


Figura 3-3 SEÇÃO DA VIGA

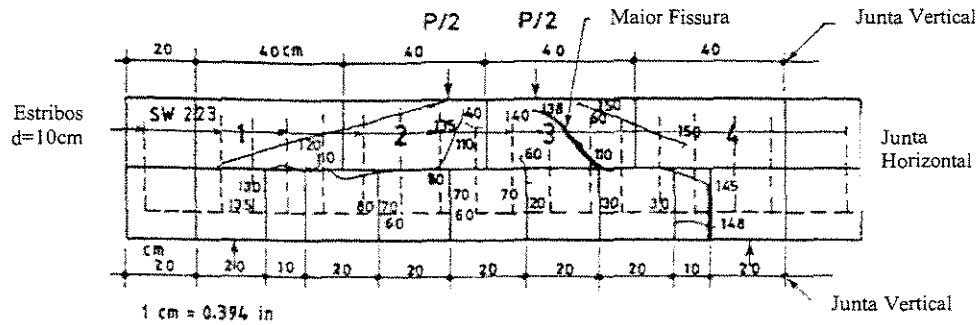


Figura 3-4 DIAGRAMA DE FISSURAÇÃO TÍPICA DE
VIGA COM $a/d = 1,9$

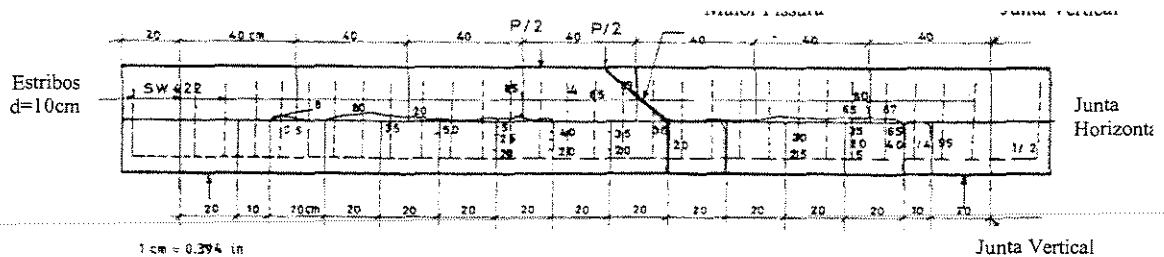


Figura 3-5 DIAGRAMA DE FISSURAÇÃO TÍPICA DE
VIGA COM $a/d = 3,9$

A filosofia de projeto adotada pelo ACI 530/ASCE-5 é o dimensionamento pelo critério das tensões admissíveis, onde a armadura de cisalhamento deve ser calculada com base no modelo da treliça, onde todo o esforço cortante é absorvido por armadura

$$(V_n = V_s), \text{ com: } V_s = \frac{A_v f_s d}{S} \times 10^{-3}.$$

O principal resultado obtido por Fereig está relacionado à conclusão de que a analogia da treliça clássica de Ritter/Morch ($\theta = 45^\circ$) não pode ser utilizada para o dimensionamento de uma viga em alvenaria de bloco de concreto. O valor da cortante última ($P_u/2$) foi sempre inferior ao valor de V_s calculado de acordo com os procedimentos do ACI 530.

3.3.2.1 Conclusões

As seguintes conclusões são limitadas à relação a/d , às taxas de armaduras longitudinal e de cisalhamento, altura útil e resistência da alvenaria.

- As fissuras nas VAAC (Viga armada de alvenaria de concreto) se propagam ao longo das juntas horizontais e verticais, da argamassa de assentamento, limitando a eficiência da armadura de cisalhamento.
- O cálculo da contribuição da armadura vertical de cisalhamento, utilizando a analogia da treliça clássica, superestima a contribuição desta armadura na resistência ao esforço cortante de VAAC.
- O cálculo da contribuição da armadura vertical de cisalhamento, baseado no número de estribos que interceptam a principal fissura, mostra uma melhor relação com os resultados obtidos em ensaio.
- A tensão média última de cisalhamento, para vigas com armadura de cisalhamento e $a/d = 1,9$ foi determinada como $0,36\sqrt{f_m'}$ ou 1,19 MPa; para vigas com $a/d = 3,8$, foi determinada como sendo $0,23\sqrt{f_m'}$ ou 0,80 MPa.
- O limite determinado pelo ACI-530/ASCE (1988) para a tensão de serviço de cisalhamento das vigas com armadura de alma não se mostrou adequado aos resultados dessa pesquisa.

3.3.3 Jang and Hart

A intenção dos ensaios conduzidos por JANG AND HART¹⁸ foi o estudo do comportamento resistente de vigas armadas de alvenaria de blocos estruturais. As variáveis em questão neste estudo foram as taxas de armaduras utilizadas, resistência à compressão das unidades de alvenaria, deformação última da unidade de alvenaria e altura das vigas.

O modelo estrutural adotado pelos autores segue as hipóteses estabelecidas por PARK AND PAULEY²³:

- A seção transversal plana antes da flexão permanece plana após a flexão.
- A curva tensão - deformação do aço quando submetido à tração é conhecida.
- A resistência do concreto à tração é desprezada.
- A curva tensão - deformação da unidade de alvenaria de concreto quando submetido à compressão é conhecida.

A prática convencional de dimensionamento de vigas de concreto armado é determinar duas camadas de armaduras, uma na porção inferior e outra na porção superior da seção transversal da viga. Esta prática gera o maior braço possível para as armaduras. A tentativa de manter esta prática para as vigas de alvenaria de blocos de concreto pode gerar um congestionamento de armaduras, devido principalmente à largura limitada destas vigas, e pode gerar dificuldades construtivas em relação ao posicionamento da armadura transversal e ao grauteamento.

Neste estudo de Jang e Hart¹⁸ foi feita uma análise comparativa entre vigas de seis unidades de alvenaria na altura, com armaduras nas extremidades (modelo convencional), com apenas duas barras ($A_s = 2025,8 \text{ mm}^2$) e com uma distribuição mais uniforme: 4 barras ($A_s = 2012,9 \text{ mm}^2$). Os resultados experimentais comprovaram a existência de uma pequena redução de resistência à flexão das vigas com distribuição convencional de armaduras, em relação às vigas com distribuição mais uniforme desta armadura.

Foi comprovado também uma redução de ductilidade das vigas com distribuição das armaduras longitudinais ao longo da altura, em relação às vigas com distribuição convencional desta armadura.

Ao final do trabalho, as seguintes observações foram feitas, quanto à localização da linha neutra, em relação às propriedades das vigas de alvenaria de concreto:

- Para uma dada área de aço, conforme o número de unidades de alvenaria (altura da viga) diminui, a relação entre a linha neutra e a altura útil da viga (β_x) aumenta.

- Para um dado número de unidades de alvenaria, conforme a área de armadura aumenta, a relação entre a linha neutra e a altura útil da viga (β_x) aumenta.

- A diferença entre as relações entre a linha neutra e a altura útil das vigas (β_x), entre as vigas de seis unidades para as vigas de quatro unidades, é pequena (10%), comparada com a diferença entre as vigas de quatro unidades e as de duas unidades (40%).

- Para uma dada tensão máxima de compressão da alvenaria, conforme a deformação última da alvenaria de concreto aumenta, a relação entre a linha neutra e a altura útil da viga (β_x) aumenta.

- Para uma dada deformação máxima de utilização, conforme a tensão de compressão máxima de utilização aumenta, a relação entre a linha neutra e a altura útil da viga (β_x) diminui.

- A performance estrutural dúctil ocorre quando a armadura (aço) atinge o escoamento antes que o concreto da alvenaria alcance a máxima deformação.

As seguintes observações quanto à sensibilidade da ductilidade da viga foram descritas:

- Conforme o número de unidades de altura da viga aumenta, a ductilidade diminui.

- Conforme a área de armadura aumenta, a ductilidade diminui.

- A diferença da ductilidade entre as vigas de seis unidades e as vigas de quatro unidades é pequena (10%), comparada com a diferença entre as vigas de quatro unidades e as de duas unidades (40%).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Considerações Iniciais

O programa de estudo experimental consiste em um total de quatro vigas ensaiadas. Para tal, as vigas foram todas executadas com os mesmos materiais: blocos, cimento, areia, brita, etc.

Os traços do graute e argamassa de assentamento foram mantidos, para que não houvesse alterações nas características dos materiais. O comprimento do vão e a largura da viga foram constantes, havendo apenas mudanças na altura das vigas: duas vigas executadas com altura de dois blocos e duas executadas com altura de três blocos.

As vigas em questão foram dimensionadas e armadas de tal forma que duas fossem rompidas por cisalhamento e duas devido à flexão. Sendo que para cada tipo de ruptura esperado, foram executadas vigas com alturas diferentes (2 e 3 blocos).

4.2 Detalhes das Vigas Experimentadas

4.2.1 Caracterização

As vigas ensaiadas foram denominadas de acordo com a sua altura em blocos (2 ou 3 blocos) e de acordo com a forma de ruptura esperada (cisalhamento ou flexão). Portanto são caracterizadas por Viga 2BL-CIS, Viga 3BL-FL, Viga 2BL-FL e Viga 3BL-CIS.

4.2.2 Forma das Vigas e Sistema de Aplicação de Cargas

Em relação à forma, o comprimento e a largura das vigas não foram alterados. Somente a altura foi alterada, correspondendo a dois blocos (39 cm) e 3 blocos (59 cm) (figuras 4.1 e 4.2)

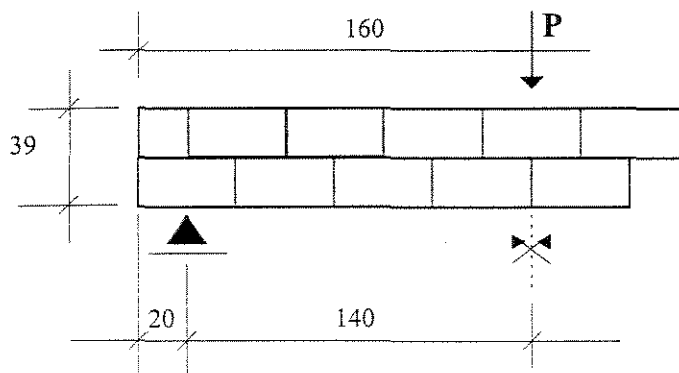


Figura 4-1 DETALHE DAS VIGAS COM 2 BLOCOS DE ALTURA

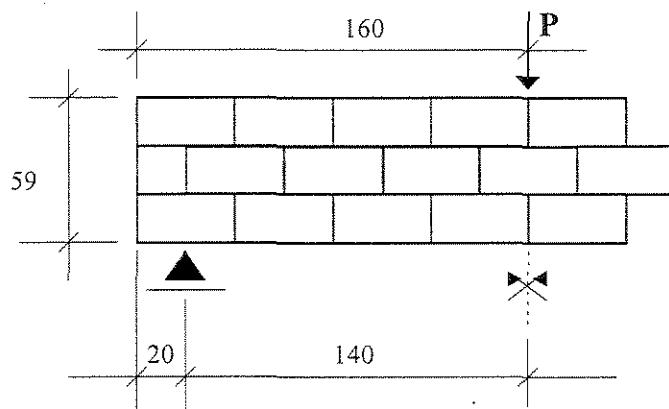


Figura 4-2 DETALHE DAS VIGAS COM 3 BLOCOS DE ALTURA

O carregamento nas vigas foi composto por carga concentrada no meio do vão. Para aplicação da carga concentrada, foi empregado o sistema em utilização no Laboratório de Estruturas da Unicamp (Fig. 4.3).

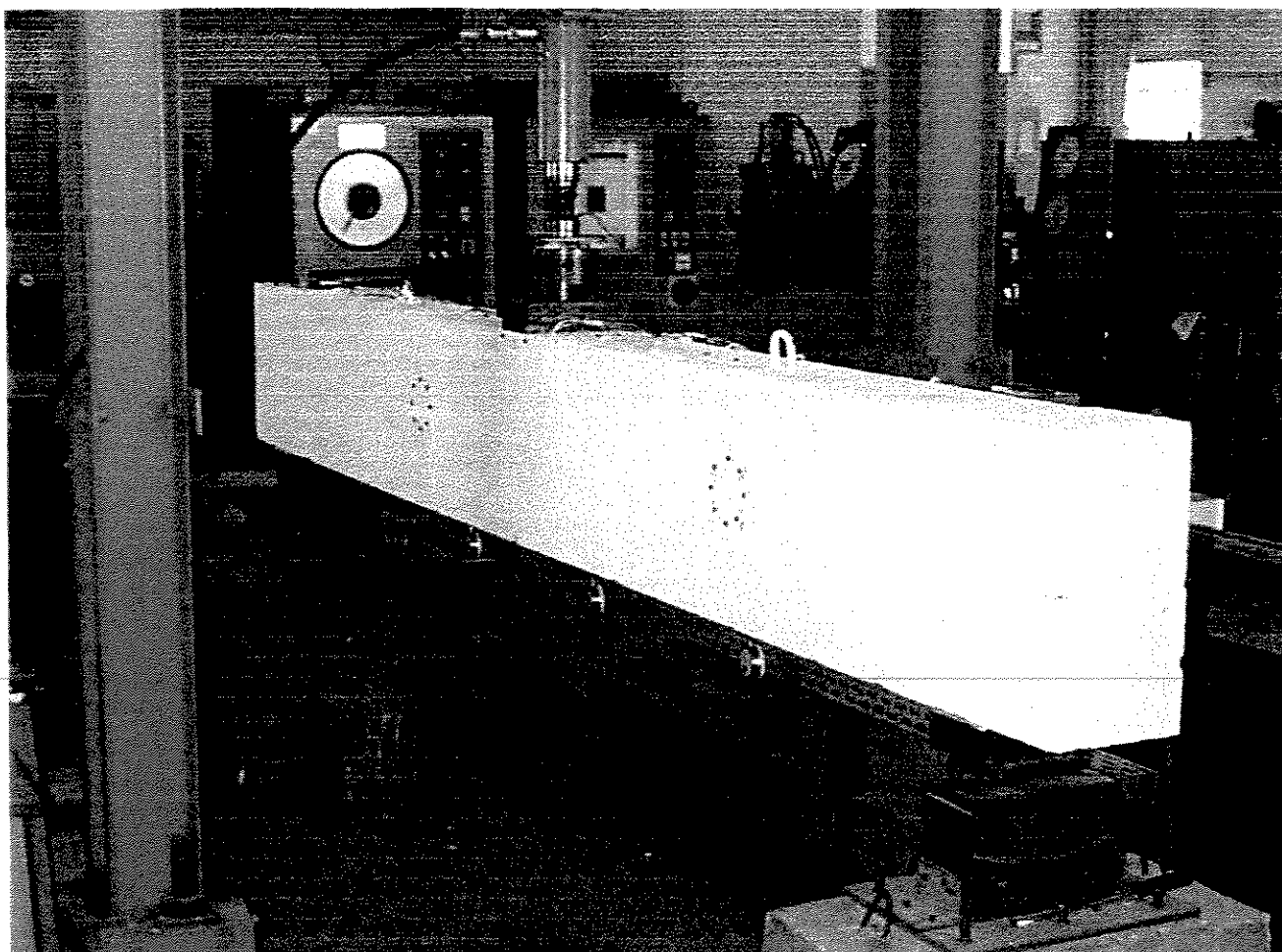


Figura 4-3 SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS –
VIGA 2BL-CIS PREPARADA PARA ENSAIO

As vigas foram apoiadas em blocos de concreto armado de 60 centímetros de altura, fixados à laje de reação através de parafusos e porcas.

Sobre cada bloco foi colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço que permitiam rotação e/ou translação.

4.2.3 Armaduras

A armadura de alma das vigas 2BL-CIS e 3BL-CIS foi constituída por estribos verticais de 4,2 mm de diâmetro da seção transversal, aço tipo CA-60B, deformação de

início de escoamento, ε_y , de 0,53%, limite nominal de escoamento à tração, f_y , de 813,0 N/mm² e módulo de deformação longitudinal, E_s , de 197,7 N/mm².

A armadura de alma das vigas 2BL-FL e 3BL-FL foi constituída por estribos verticais de 6,3 mm de diâmetro da seção transversal, aço tipo CA-60B, deformação de início de escoamento, ε_y , de 0,55 %, limite nominal de escoamento à tração, f_y , de 623,5 N/mm² e módulo de deformação longitudinal, E_s , de 198,3 N/mm².

A armadura longitudinal das vigas 2BL-CIS e 3BL-CIS foi constituída por barras de 20,0 mm de diâmetro da seção transversal, aço tipo CA-50A, deformação de início de escoamento, ε_y , de 0,26%, limite nominal de escoamento à tração, f_y , de 510,0 N/mm² e módulo de deformação longitudinal, E_s , de 199,8 N/mm².

A armadura longitudinal das vigas 2BL-FL e 3BL-FL foi constituída por barras de 12,5 mm de diâmetro da seção transversal, aço tipo CA-50A, deformação de início de escoamento, ε_y , de 0,26%, limite nominal de escoamento à tração, f_y , de 533,8 N/mm² e módulo de deformação longitudinal, E_s , de 203,6 N/mm².

As figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7, a seguir, ilustram detalhes de armaduras utilizadas para as vigas desta pesquisa.

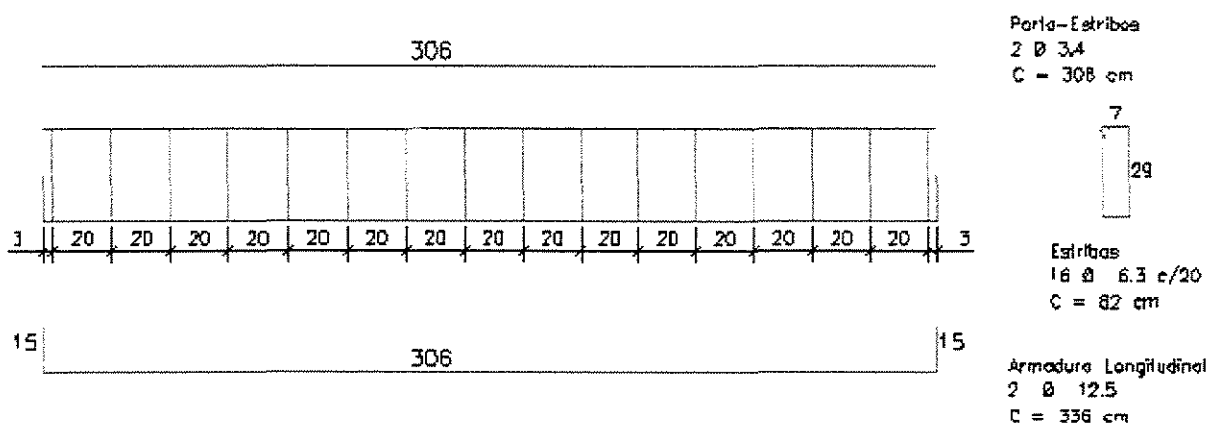


Figura 4-4 DETALHE DE ARMADURAS – VIGA 2BL-FL

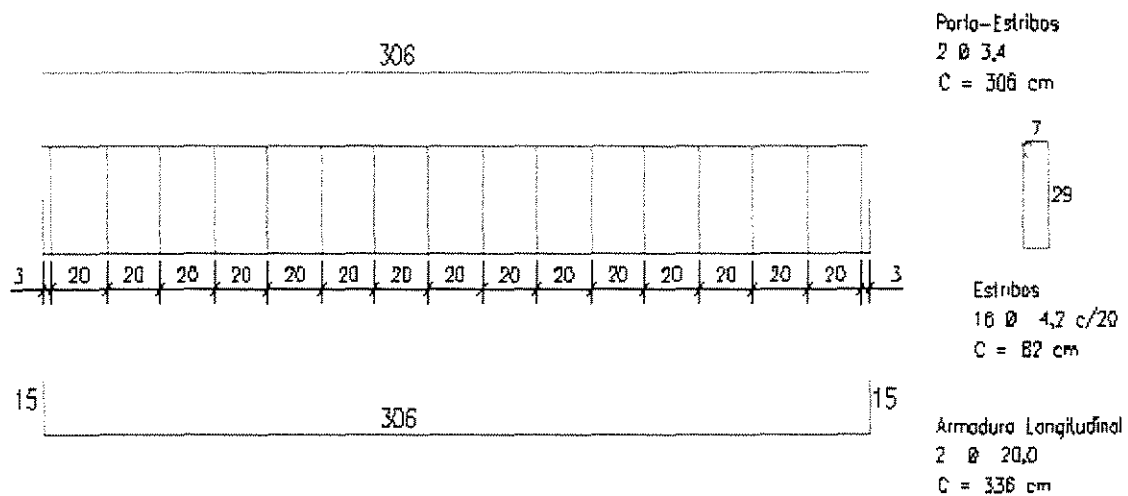


Figura 4-5 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 2BL-CIS

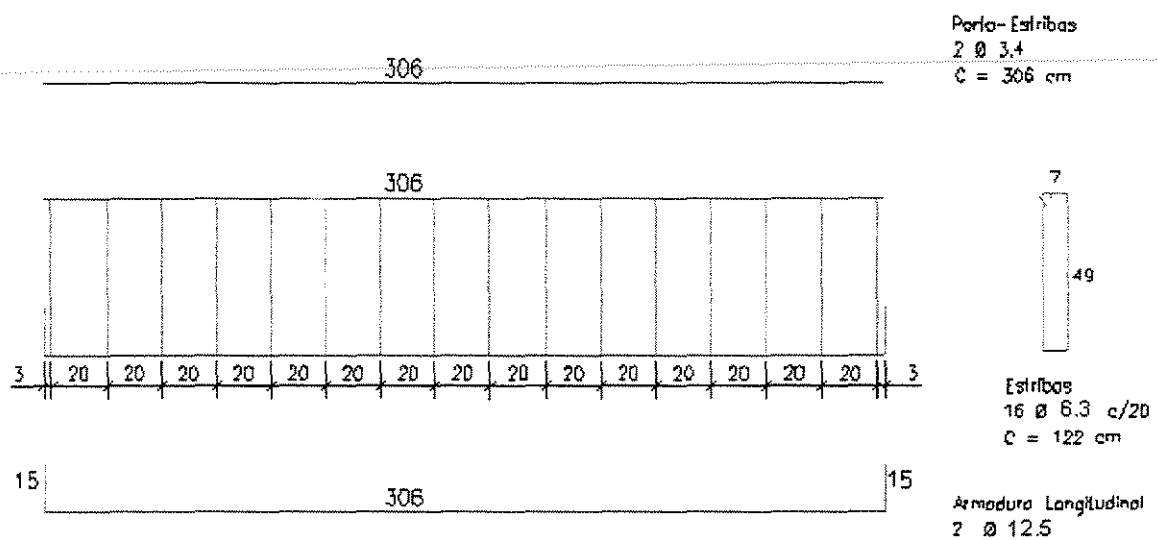


Figura 4-6 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 3BL-CIS

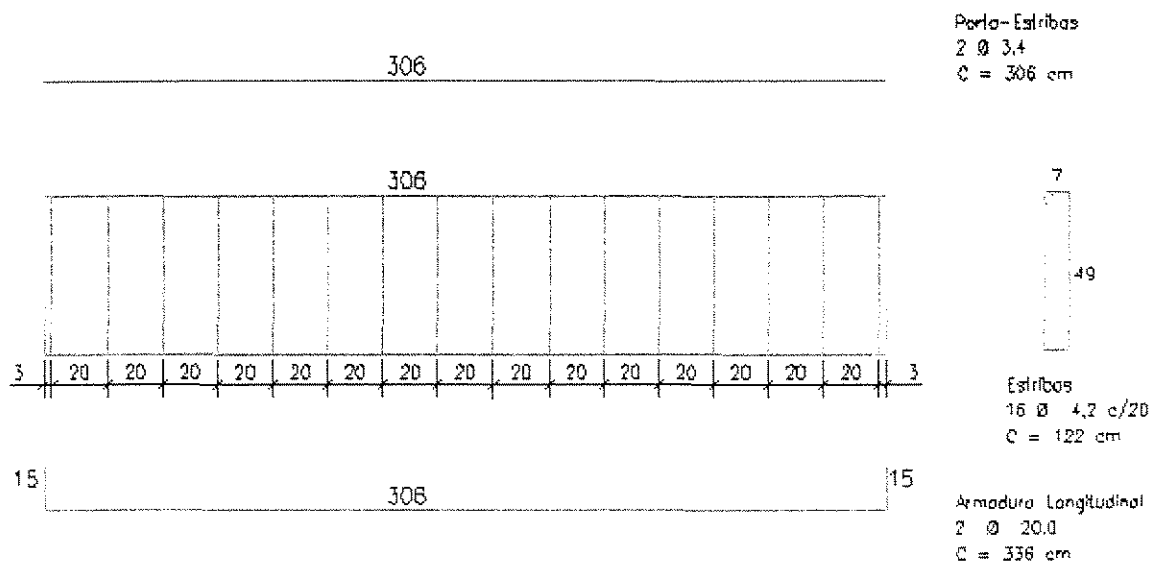


Figura 4-7 DETALHE DE ARMADURAS - VIGA 3BL-FLEX

Tabela 4-1 Resumo das características das armaduras utilizadas

Viga	V 2BL-CIS	V 2BL-FL	V 3BL-CIS	V 3BL-FL
A_{sl}	6,28 cm ²	2,46 cm ²	6,28 cm ²	2,46 cm ²
f_{yl}	510.000 MPa	533.800 MPa	510.000 MPa	533.800 MPa
ε_{yl}	2,60 ‰	2,60 ‰	2,60 ‰	2,60 ‰
E_{yl}	199.800 MPa	203.600 MPa	199.800 MPa	203.600 MPa
A_{sw}	0,28 cm ²	0,62 cm ²	0,28 cm ²	0,62 cm ²
S	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
A_{sw}/s	1,40 cm ² /m	3,1 cm ² /m	1,40 cm ² /m	3,1 cm ² /m
f_{yw}	813.000 MPa	623.500 MPa	813.000 MPa	623.500 MPa
ε_{yw}	5,30 ‰	5,50 ‰	5,30 ‰	5,50 ‰
E_{yw}	197.700 MPa	198.300 MPa	197.700 MPa	198.300 MPa

4.2.4 Materiais Empregados na Execução das Vigas

4.2.4.1 Blocos

Para execução das vigas, foram utilizados blocos de concreto com dimensões de 19x19x39 cm e resistência à compressão de 15 MPa em relação à área líquida. Na caracterização dos blocos de concreto, foram determinados:

- Resistência à compressão do bloco e do prisma (2 blocos argamassados), de acordo com os procedimentos da NBR 8215;



Figura 4-8 CONFECÇÃO DOS PRISMAS

4.2.4.2 Agregados

4.2.4.2.1 Agregado Miúdo

O agregado miúdo foi constituído por areia média zona 3, com módulo de finura de 2,32mm e dimensão máxima característica de 2,40mm .

Na figura 4.9 e tabela 4.2, apresentam-se os resultados da análise granulométrica do agregado miúdo.

Tabela 4-2 Análise Granulométrica dos Agregados
(NBR 7211 e 7217)

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
*6,3	0	0	0
4,8	2,6	0	0
2,4	29,3	3	3
1,2	113,7	13	16
0,6	247,7	28	44
0,3	280,5	31	75
0,15	171,7	19	94
Fundo	56,4	6	---
Totais	901,9	100	232

DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA: 2,4mm.

MÓDULO DE FINURA: 2,32mm.

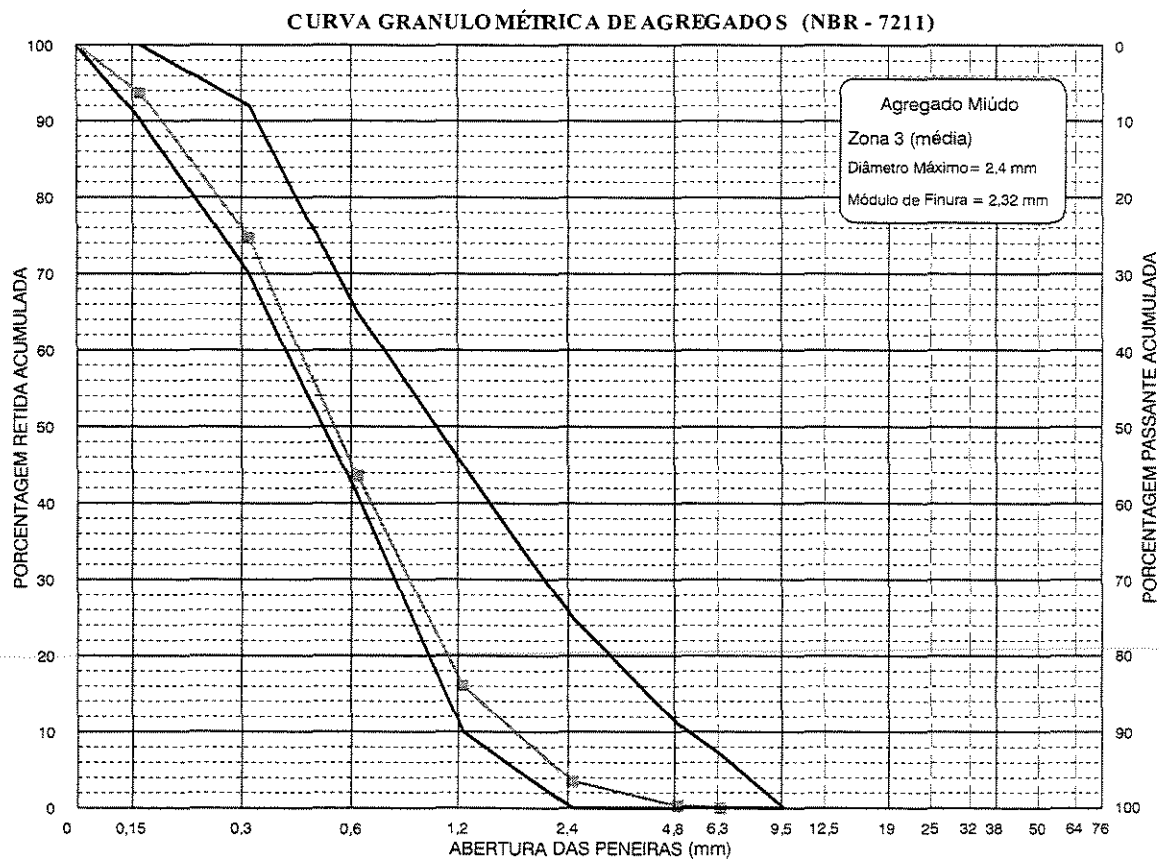


Figura 4-9 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS
AGREGADOS

4.2.4.2.2 Agregado Graúdo

O agregado graúdo foi constituído por Brita 1, com módulo de finura de 6,71mm dimensão máxima característica de 19mm.

Na figura 4.10 e tabela 4.3, apresentam-se os resultados da análise granulométrica do agregado graúdo.

MATERIAL: Brita 1

Tabela 4-3 Análise Granulométrica dos Agregados
(NBR 7211 e 7217)

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
19	0	0	0
*12,5	3167,2	65	65
9,5	914,2	18	83
*6,3	695	14	97
4,8	46,1	1	98
2,4	0	0	98
1,2	0	0	98
0,6	0	0	98
0,3	0	0	98
0,15	0	0	98
Fundo	132,8	2	---
Totais	4822,5	100	671

DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA: 19 mm

MÓDULO DE FINURA: 6,71 mm

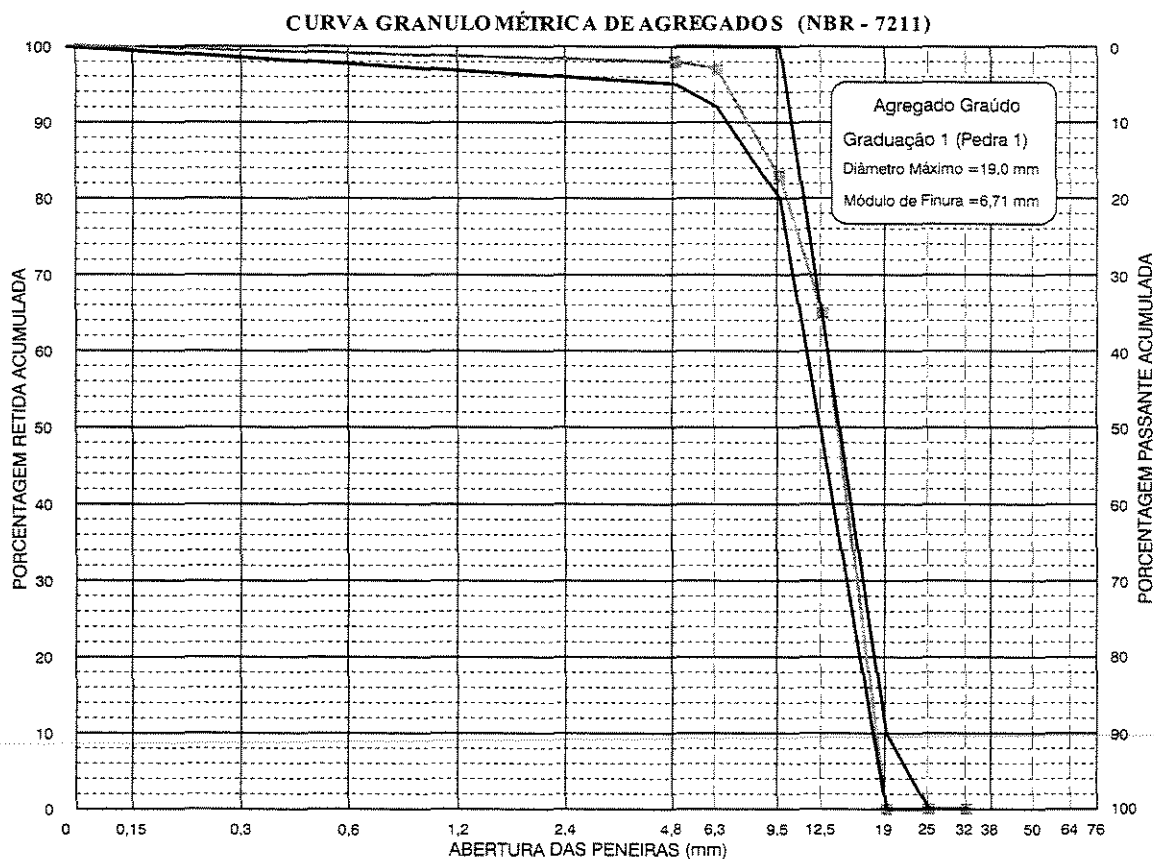


Figura 4-10 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS
AGREGADOS

4.2.4.3 Cimento

O cimento utilizado foi um cimento Portland de alta resistência inicial, o CP V - ARI-PLUS da Cimentos Nacionais de Minas S.A - CIMINAS.

Este cimento tem como características relativas à finura um resíduo na peneira 200 de, aproximadamente, 1% e uma superfície específica Blaine de, aproximadamente, 400 m²/kg.

4.2.4.4 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento utilizada foi uma argamassa de cimento, cal e areia média, na proporção, em peso, de 1:0,5:4,5, com relação água/cimento de 1,2. A resistência à compressão, aos 28 dias de idade, para esta argamassa, foi de 6,5 MPa.

- 1 parte de cimento
- 0,5 partes de cal
- 4,5 partes de areia seca
- 1,2 partes de água (relação a/c = 1,2)

4.2.4.5 Graute

Foi utilizado graute com resistência à compressão, esperada aos 28 dias, ao redor de 15 MPa. Para a obtenção desta resistência, foi utilizado o seguinte traço em peso: 1:3:3:0,80 , ou seja:

- 1 parte de cimento
- 3 partes de areia seca
- 3 partes de brita 1
- 0,80 parte de água (relação a/c = 0,80)

4.2.4.6 Armaduras

Das barras de aço, utilizadas na armadura longitudinal e transversal das vigas, foram retiradas quatro amostras por lote. Duas destas amostras foram ensaiadas à

tração e as restantes foram utilizadas para determinar-se características como peso linear, área da seção transversal e diâmetro nominal da barra.

De forma a obter-se o diagrama tensão-deformação, cada amostra, ensaiada à tração, foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência, com base de medida de 10 mm.

Nas figuras 4.11 a 4.14, apresentam-se os diagramas tensão-deformação, bem como as características mecânicas das barras de aço utilizadas nas vigas.

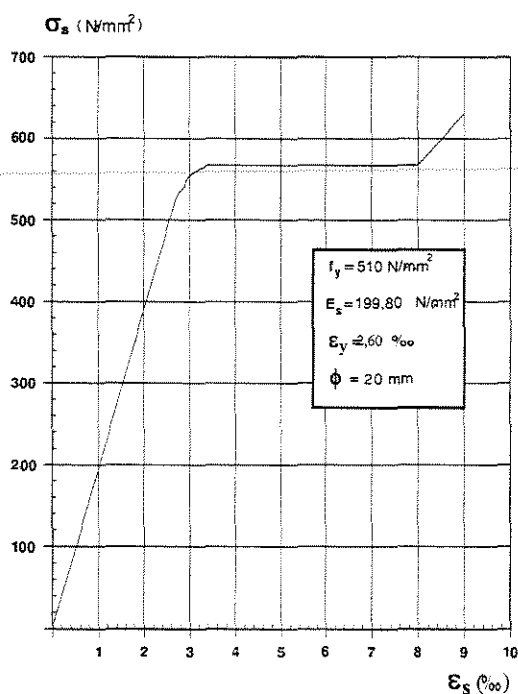


Figura 4-11 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 20 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS

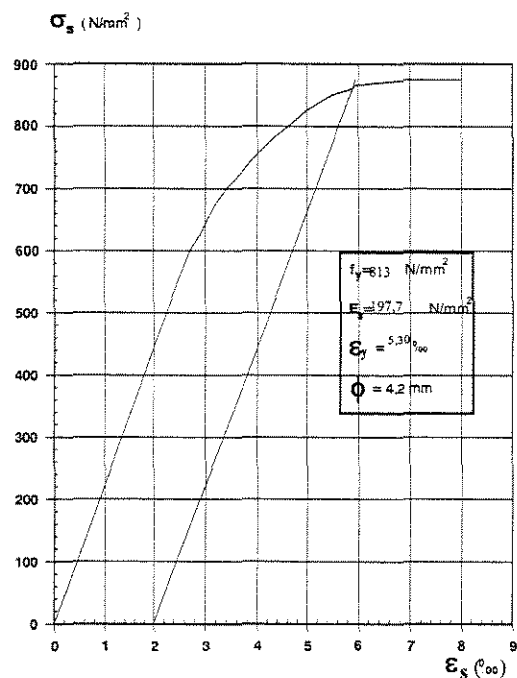


Figura 4-12 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 4,2 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS

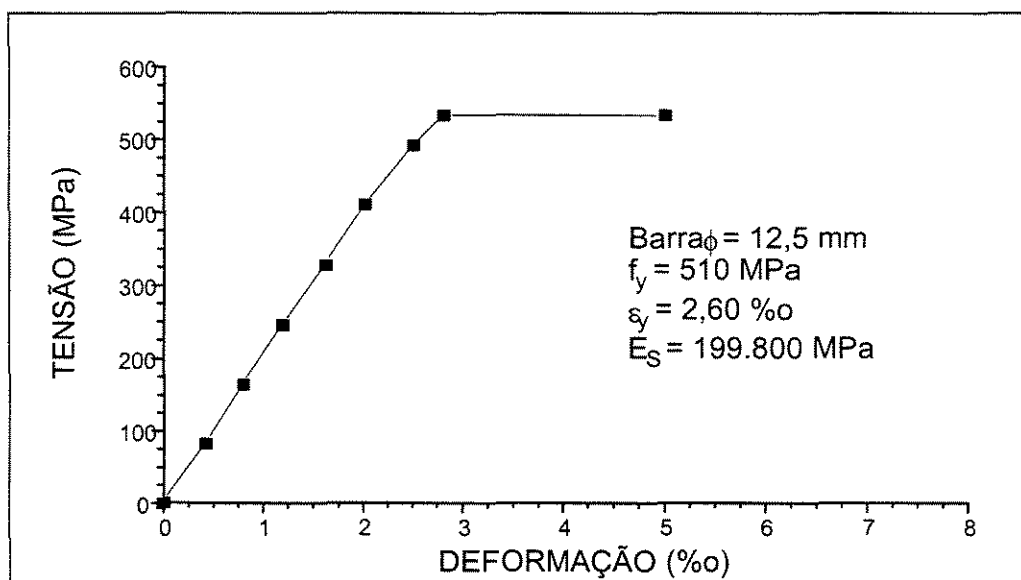


Figura 4-13 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 12,5 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS

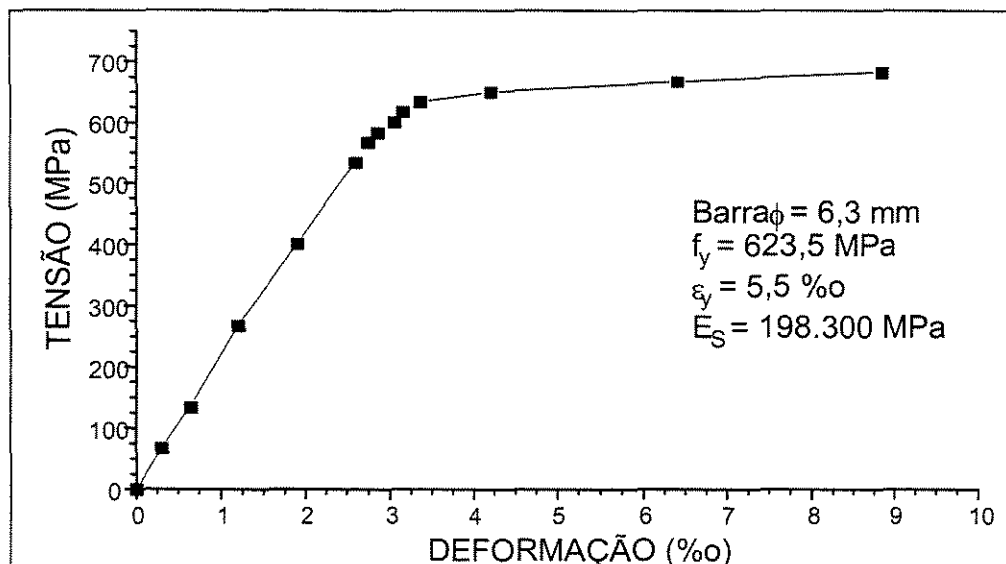


Figura 4-14 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE 6,3 MM DE DIÂMETRO UTILIZADAS NAS VIGAS

4.2.5 Execução e Cura

As dimensões das vigas ensaiadas foram de 319 cm de comprimento e 19 cm de largura, com altura variável, dependendo da viga a ser ensaiada (V 2BL-CIS e V 2BL-FL, com 39 cm; e V 3BL-FL e V 3BL-CIS, com 59 cm). Para sua execução, os procedimentos a seguir foram tomados.

Em primeiro lugar, foram montadas as armaduras de cisalhamento e as armaduras longitudinais, para que pudessem ser devidamente instrumentadas. É importante salientar que os porta-estribos só foram adicionados a estas armaduras após o assentamento da última fiada de blocos das vigas.

Iniciou-se a construção das vigas com a primeira fiada, de blocos tipo canaleta, obedecendo as configurações antes descritas. Utilizou-se a espessura de 1 cm para as juntas de assentamento dos blocos. Todos os blocos foram imersos em água antes do serem assentados, de maneira a ser abrandada a sua sucção inicial. (fig. 4.15)

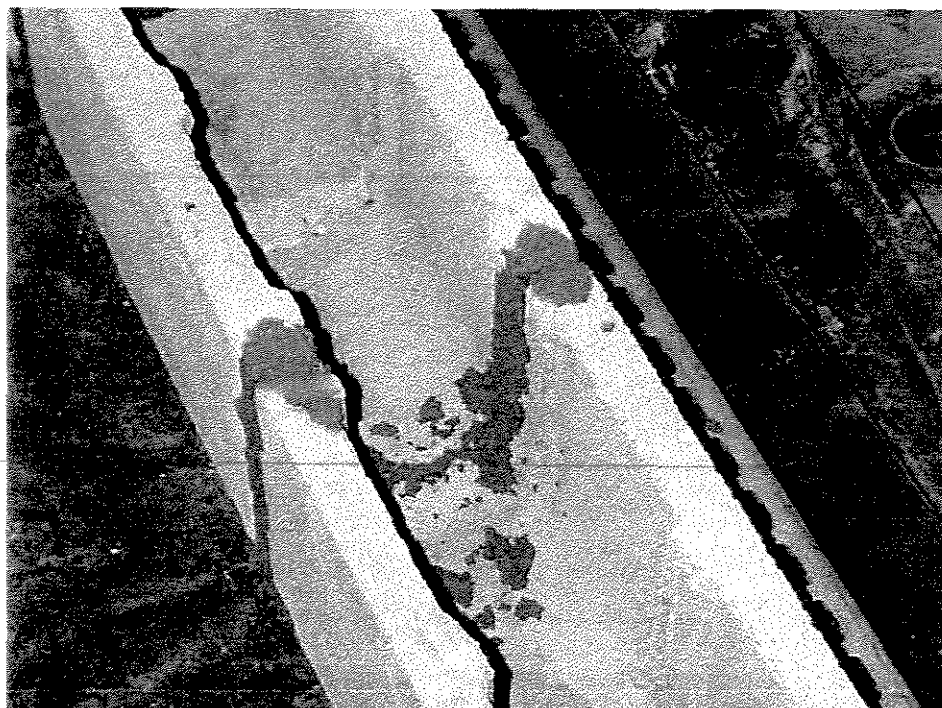


Figura 4-15 EXECUÇÃO DA PRIMEIRA FIADA

Foi instalado então o conjunto de armaduras de flexão e cisalhamento, apoiado nestes blocos sendo construída então a segunda fiada, encaixando-se os blocos sobre a primeira, e ao mesmo tempo fazendo com que a armadura de cisalhamento passasse pelos vãos, e ainda perfazendo a amarração com a primeira fiada. O rejunte foi executado com 1 cm de espessura, tanto verticalmente como horizontalmente (fig. 4.16).

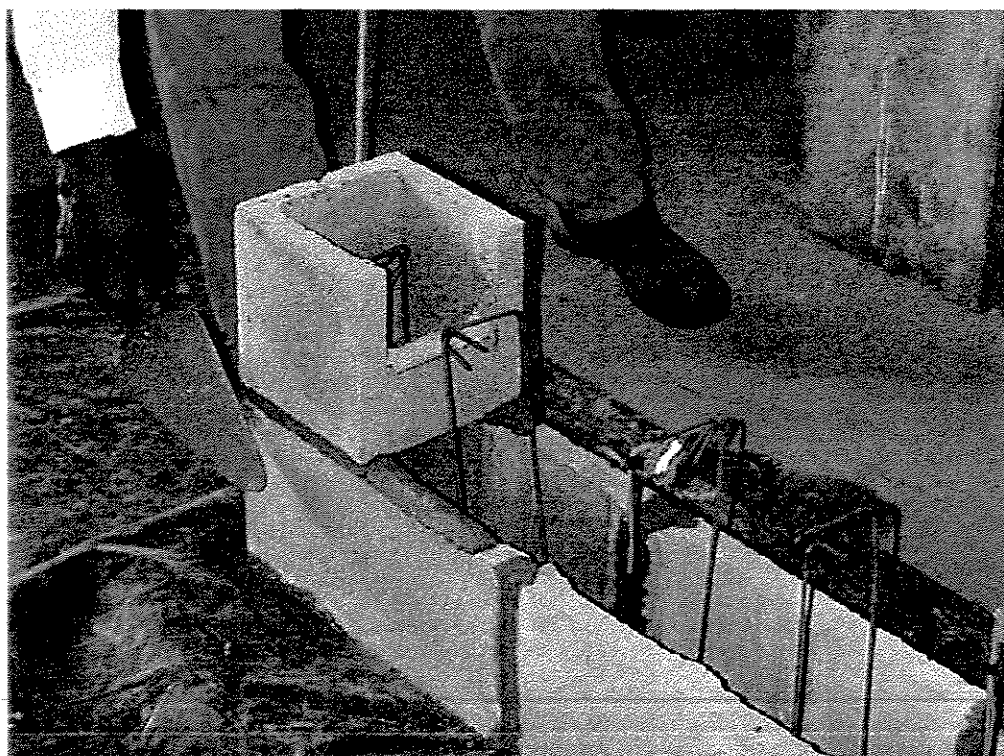


Figura 4-16 EXECUÇÃO DA SEGUNDA FIADA

A seguir foi então executada a terceira fiada de blocos, somente para a Viga 3BL-FL. Executada a última fiada de blocos, os porta-estribos foram, então, instalados (fig. 4.17) e os vazios dos blocos preenchidos totalmente com graute (fig. 4.18).

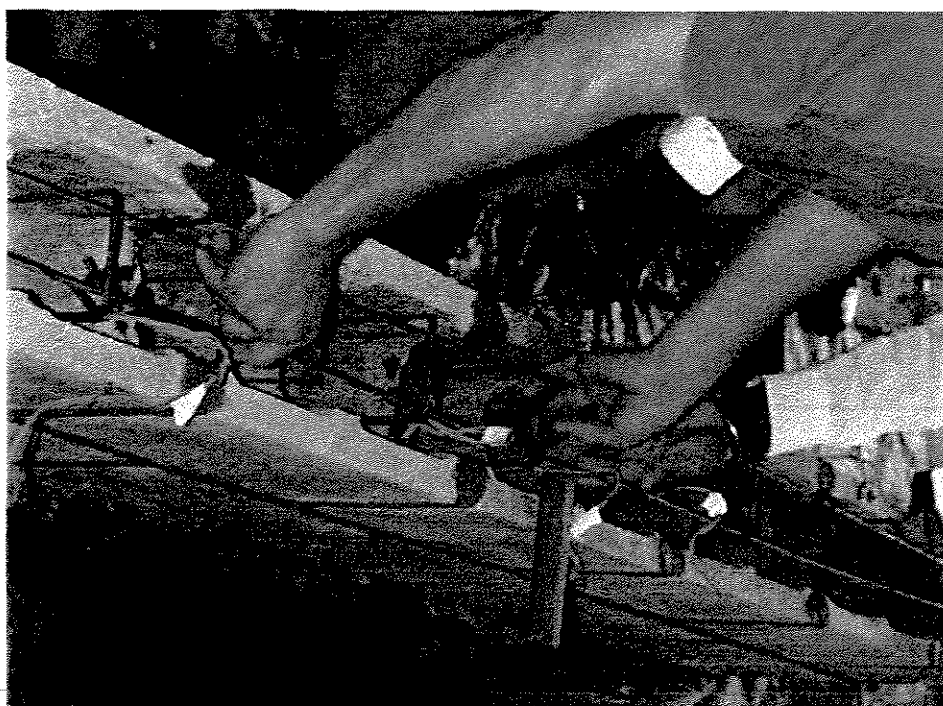


Figura 4-17 INSTALAÇÃO DOS PORTA-ESTRIBOS

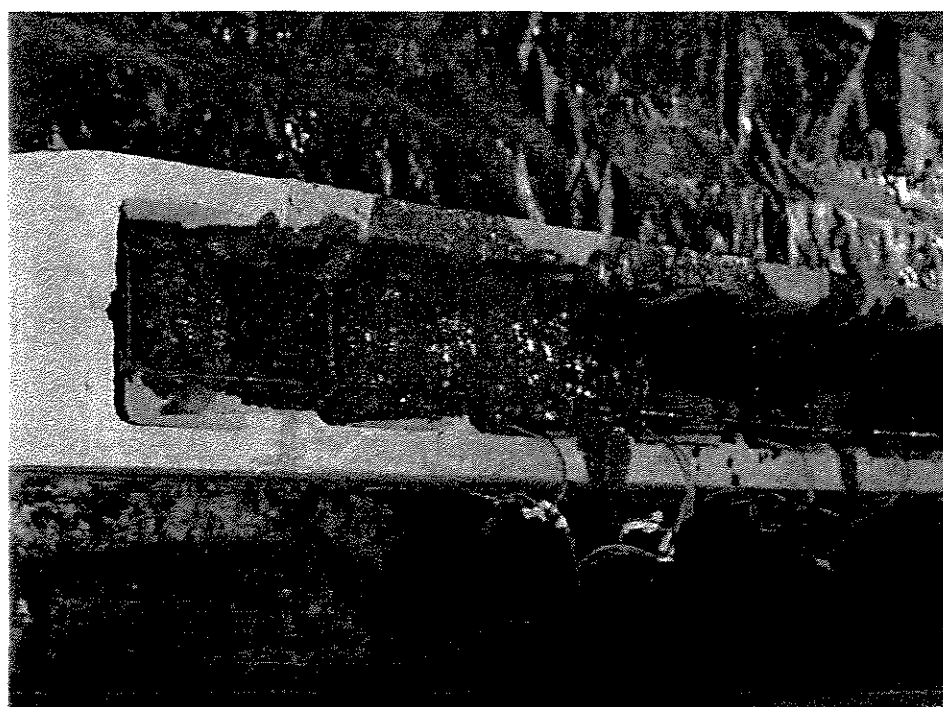


Figura 4-18 GRAUTEAMENTO DA VIGA

A figura 4.19 ilustra a viga 2BL-CIS em fase final de execução.

Uma vez executada, a viga foi umedecida, envolta com jornal úmido e coberta com lona plástica, durante um período de 28 dias, data provável de ensaio.

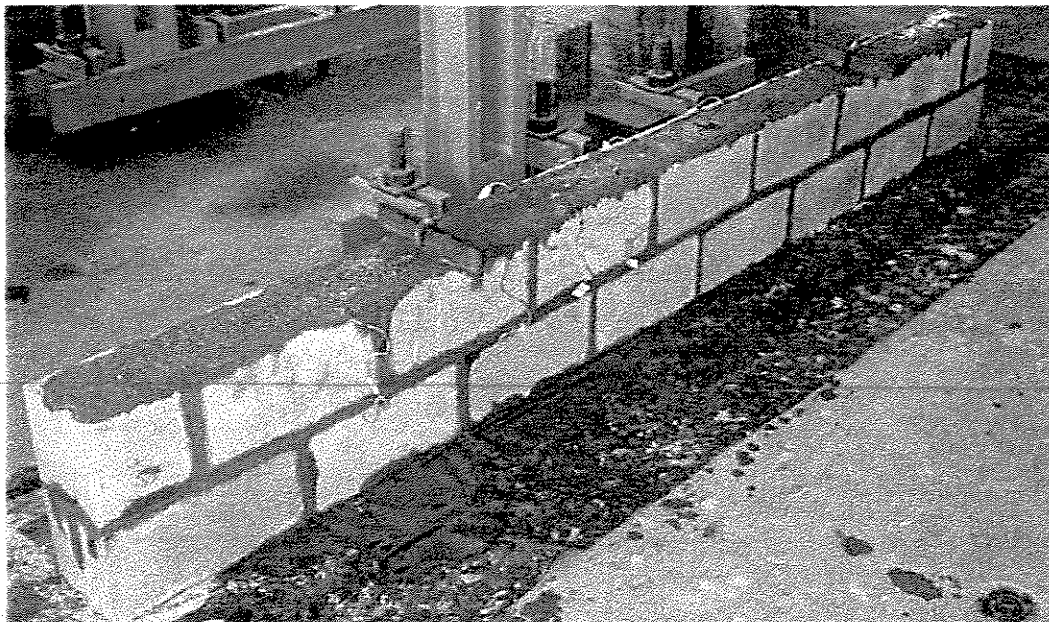


Figura 4-19 VIGA 2BL-CIS EM FASE FINAL DE EXECUÇÃO

4.2.6 Instrumentação

4.2.6.1 Deformações nas Armaduras

Foram instalados extensômetros elétricos de resistência nas armaduras longitudinais e transversais das vigas, a fim de monitorar suas deformações. Nos estribos, os extensômetros foram instalados a meia altura.

Para se observar a variação da tensão ao longo do banzo tracionado das vigas, foram instalados extensômetros em alguns pontos das barras longitudinais de flexão, situados entre os estribos.

Para as Vigas 2BL-CIS e 3BL-CIS, houve uma maior concentração de extensômetros nos estribos, instalados de acordo com as fig. 4.20 e 4.21. Para a viga 2BL-CIS foram utilizados um total de 14 extensômetros, sendo 8 para monitorar os estribos e o restante as armaduras longitudinais.

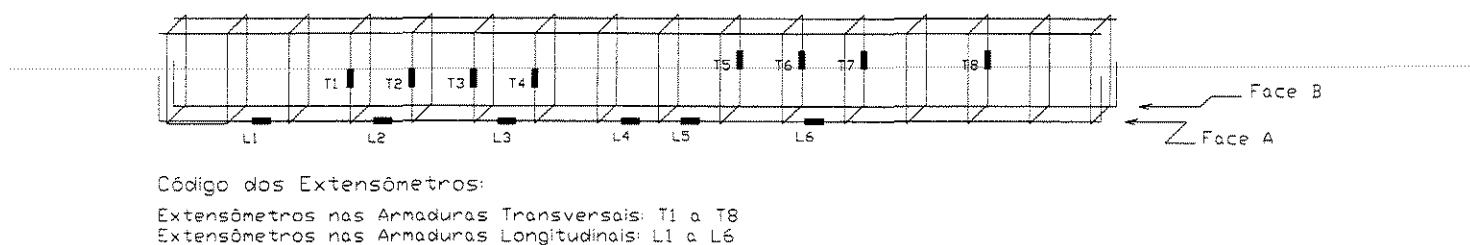
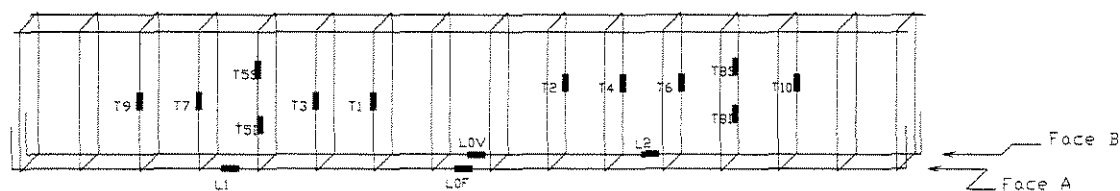


Figura 4-20 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS
DA VIGA 2BL-CIS

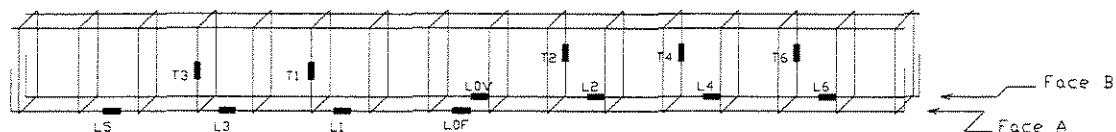
Na viga 3BL-CIS, foram instalados um total de 16 extensômetros, sendo que nos estribos foram instalados 12, e na armadura longitudinal foram instalados 4, distribuídos de acordo com a FIG 4.21.



Código dos Extensômetros:
 Extensômetros nas Armaduras Transversais: T1 a T10
 Extensômetros nas Armaduras Longitudinais: L0 a L2

Figura 4-21 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS
 DA VIGA 3BL – CIS

Na viga 2BL-FL, foram instalados um total de 13 extensômetros, sendo que nos estribos foram instalados 5, e na armadura longitudinal foram instalados 8, distribuídos de acordo com a fig. 4.22.



Código dos Extensômetros:

Extensômetros nas Armaduras Transversais: E1 a E8

Extensômetros nas Armaduras Longitudinais: H1 a H6

**Figura 4-22 INSTRUMENTAÇÃO NAS ARMADURAS
DA VIGA 2BL-FL**

Já para a Viga 3BL-FL, houve uma maior concentração de extensômetros nas armaduras longitudinais, instalados de acordo com a fig. 4.23. Foram utilizados um total de 14 extensômetros, sendo 7 para monitorar os estribos e 7 para as armaduras longitudinais.

4.2.6.3 Deslocamentos Verticais

Com a finalidade de monitorar os deslocamentos verticais nas vigas, foram utilizados defletômetros mecânicos KAEFER, com curso de 50 milímetros e sensibilidade de 0,01 milímetros com leitura ótica. Este defletômetro foi instalado em 1 ponto, na face inferior das vigas, no centro do vão, locado conforme a figura 4.26.

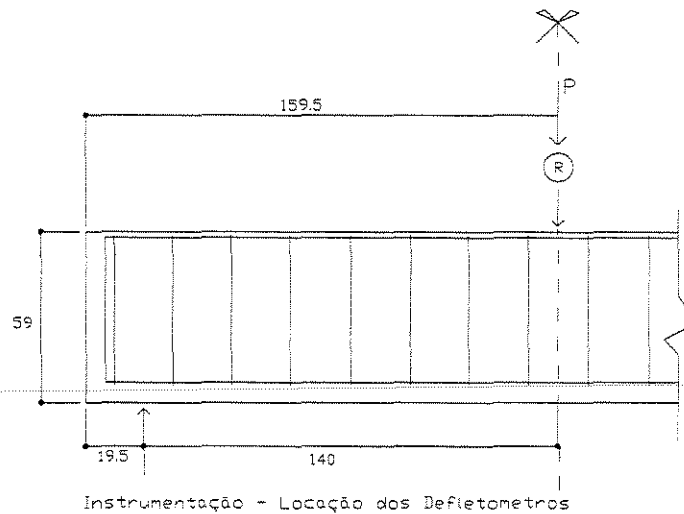


Figura 4-26 DEFORMAÇÕES VERTICAIS

4.2.7 Desenvolvimento dos Experimentos

Toda a série de procedimentos adotados durante os ensaios das vigas, como também os procedimentos prévios e posteriores a estes ensaios, criaram toda uma metodologia experimental, descrita a seguir.

No dia anterior ao ensaio, era aplicada uma camada de tinta branca sobre toda a superfície da viga. Este procedimento tinha como objetivo uma melhor identificação das fissuras na viga sob carregamento.

A viga era, então, posicionada no pórtico e colavam-se as pastilhas para medição das deformações no concreto.

Instalavam-se, então, os defletômetros mecânicos e as leituras iniciais de deformação e deslocamentos verticais eram anotadas.

Iniciava-se, a seguir, a aplicação da carga no meio do vão, em incrementos de 10 kN, até o surgimento da primeira fissura, a partir da qual o incremento passava a ser de 5 kN.

Após cada incremento de carga no meio do vão eram feitas novas leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. Em seguida, o panorama de fissuração era observado e a evolução das fissuras era anotada na superfície da viga.

O esgotamento convencional de resistência, para as vigas ensaiadas, foi tomado como o início de escoamento de algum estribo da viga (resistência ao cisalhamento) ou de alguma das barras da armadura longitudinal (resistência à flexão). O valor da carga concentrada no meio do vão, correspondente ao início de escoamento da primeira barra, para cada viga, era, então, anotado, bem como esta barra que primeiro entrou em escoamento.

Durante os ensaios eram registrados os valores da carga no meio do vão correspondente ao início de fissuração de flexão e início de fissuração de cisalhamento.

Cada ensaio envolvia 4 pessoas por cerca de 7 horas.

No dia do ensaio de cada viga, eram rompidos oito corpos-de-prova para o graute e oito para a argamassa de assentamento: três deles eram rompidos à compressão, de maneira a se obter a resistência média à compressão. Dois outros, instrumentados, também eram rompidos à compressão e utilizados para determinação do diagrama tensão - deformação. Por fim, outros três corpos-de-prova eram rompidos, diametralmente, à compressão, para determinação da resistência média à tração.

No dia do ensaio de cada viga, também eram rompidos prismas grauteados, de maneira a se obter a resistência à compressão e o respectivo módulo de deformação longitudinal.

5 Resultados dos Experimentos

5.1 Ensaaios de Caracterização

Para a caracterização do graute foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura (Fig. 5.1).

Na caracterização da argamassa de assentamento foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Os prismas grauteados foram executados com 2 blocos de concreto de 19x19x39 cm, assentados com a mesma argamassa utilizada na execução das vigas e preenchidos com o mesmo graute de preenchimento das vigas (Fig. 5.1).



Figura 5-1 CONFECCÃO DOS PRISMAS E CORPOS-DE-PROVA DO GRAUTE

Na tabela 5.1 estão apresentados os resultados de caracterização do graute, argamassa de assentamento e prisma.

Os ensaios foram realizados no mesmo dia do ensaio de cada viga.

Tabela 5-1 Resultados de Caracterização

	PRISMA	BLOCO	ARGAMASSA	GRAUTE
Resistência à compressão (MPa)	10,2	14,9 (área líquida)	6,5	15,6
Módulo de deformação longitudinal (MPa)	18.387	15.387	10.673	24.423

Nas figuras 5.2, 5.3 e 5.4, a seguir, está apresentada a evolução da deformação, em função da tensão de compressão.

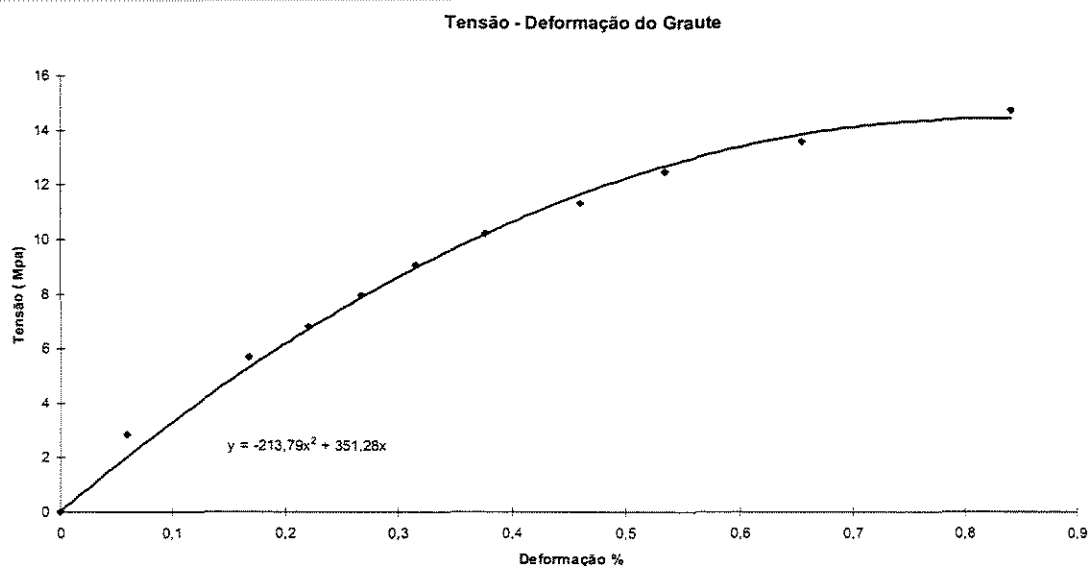


Figura 5-2 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO GRAUTE

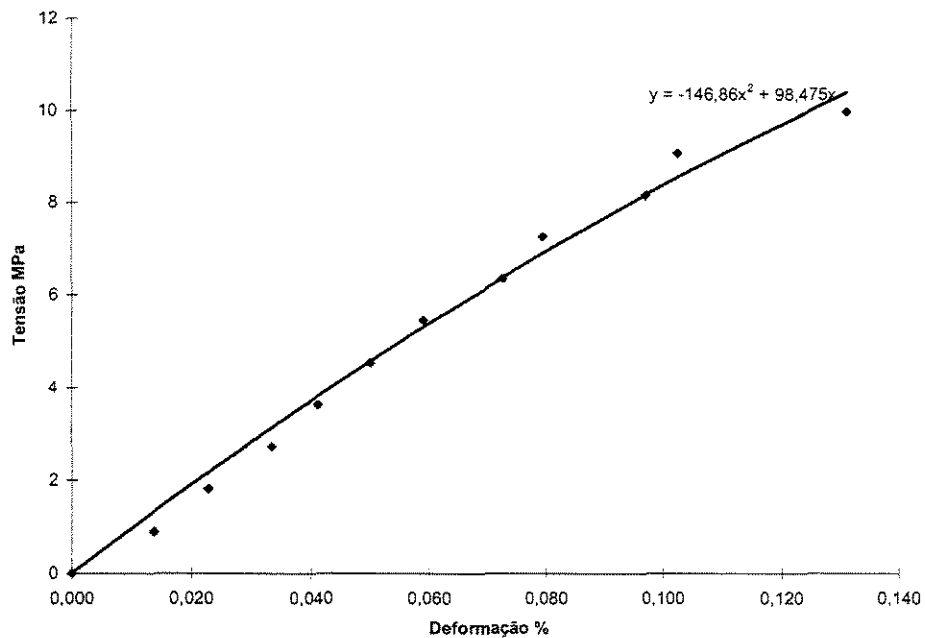


Figura 5-3 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO PRISMA GRAUTEADO

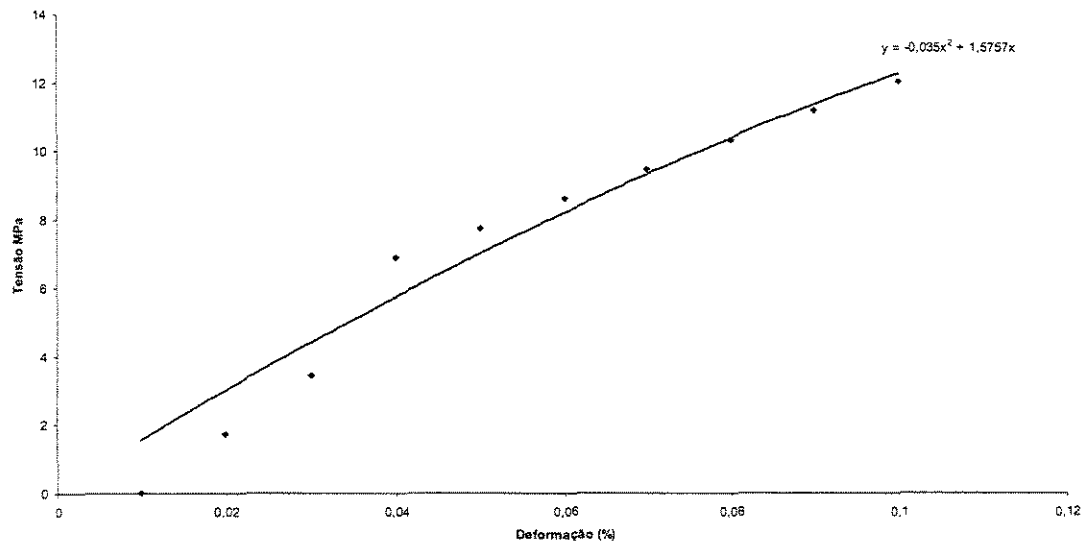


Figura 5-4 DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO PRISMA SEM GRAUTE

5.2 Valores Últimos

Na tabela 5.2, a seguir, apresentaram-se alguns resultados relativos ao comportamento último das vigas durante os ensaios.

- Os valores teóricos efetivos foram obtidos de acordo com os procedimentos de cálculo descritos no item 4.2.7 deste trabalho, utilizando-se os valores de resistência à compressão e do módulo de deformação longitudinal obtidos nos ensaios de caracterização.

5.3 Resultados Esperados

Uma vez caracterizados os materiais utilizados na execução das vigas - armaduras, bloco, graute, argamassa de assentamento e prismas grauteados - foram calculados os valores últimos teóricos, esperados para a carga no meio do vão, F , para as vigas analisadas, supondo-se ruptura teórica por flexão, $F_{ult, flexão}$, ou ruptura teórica por esforço cortante, $F_{ult, cis}$. A tabela 5.2, a seguir, apresenta estes valores esperados teoricamente.

No cálculo destes valores esperados foram empregados, todos os procedimentos propostos pelo ACI 530-95 e pela BS-5628, apresentados anteriormente, em relação ao dimensionamento ao esforço cortante e à flexão de vigas em alvenaria estrutural.

Tabela 5-2 Resultados Obtidos e Teoricamente Esperados

VIGAS	V1 2BL-FL	V2 2BL-CIS	V3 3BL-FLEX	V4 3BL-CIS
b (cm)	19	19	19	19
h (cm)	39	39	59	59
d (cm)	32	32	52	52
A_{sl} (cm ²)	2,5	6,30	2,5	6,3
f_{yl} (MPa)	532,8	510,6	532,8	510,6
$\rho_{sl} = A_{sl} / bh$	0,00337	0,0085	0,00337	0,0085
E_{sl} (GPa)	203,6	199,8	203,6	199,8
A_{sw} / s (cm ² /cm)	0,032	0,013	0,032	0,013
$\rho_{sw} = A_{sw} / bs$	0,00168	0,000342	0,00168	0,000342
f_{yw} (MPa)	623,5	813,7	623,5	813,7
E_{sw} (GPa)	198,3	197,7	198,3	197,7
E_p (MPa)	18.387	18.387	18.387	18.387
$\eta = E_p / E_{sl}$	11,1	10,9	11,1	10,9
$F_{ult, teor, flex, aci}$ (kN)	55,62	128,64	53,95	122,38
$F_{ult, teor, cis, aci}$ (kN)	127,70	67,70	207,50	110,00
$F_{ult, teor, flex, bsi}$ (kN)	53,20	110,26	91,26	194,09
$F_{ult, teor, cis, bsi}$ (kN)	172,24	111,64	278,90	180,08
SITUAÇÃO	ESCOAMENTO	ESCOAMENTO	ESCOAMENTO	ESCOAMENTO
ÚLTIMA TEÓRICA	DA ARMADURA	DA ARMADURA	DA ARMADURA	DA ARMADURA
	<u>LONGITUDINAL</u>	<u>TRANSVERSAL</u>	<u>LONGITUDINAL</u>	<u>TRANSVERSAL</u>
$F_{ult, teor}$ (kN)	55,62	67,70	53,95	110,00

5.4 Deformações na Armadura Longitudinal

5.4.1 Viga 2BL-CIS

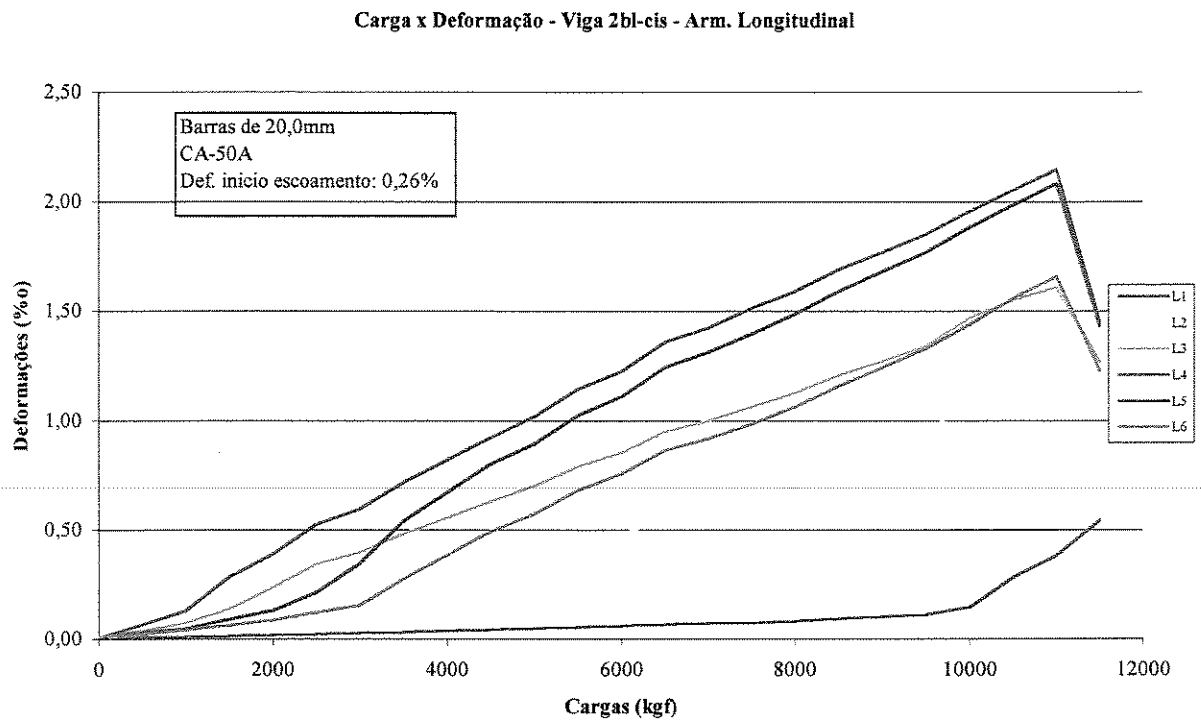
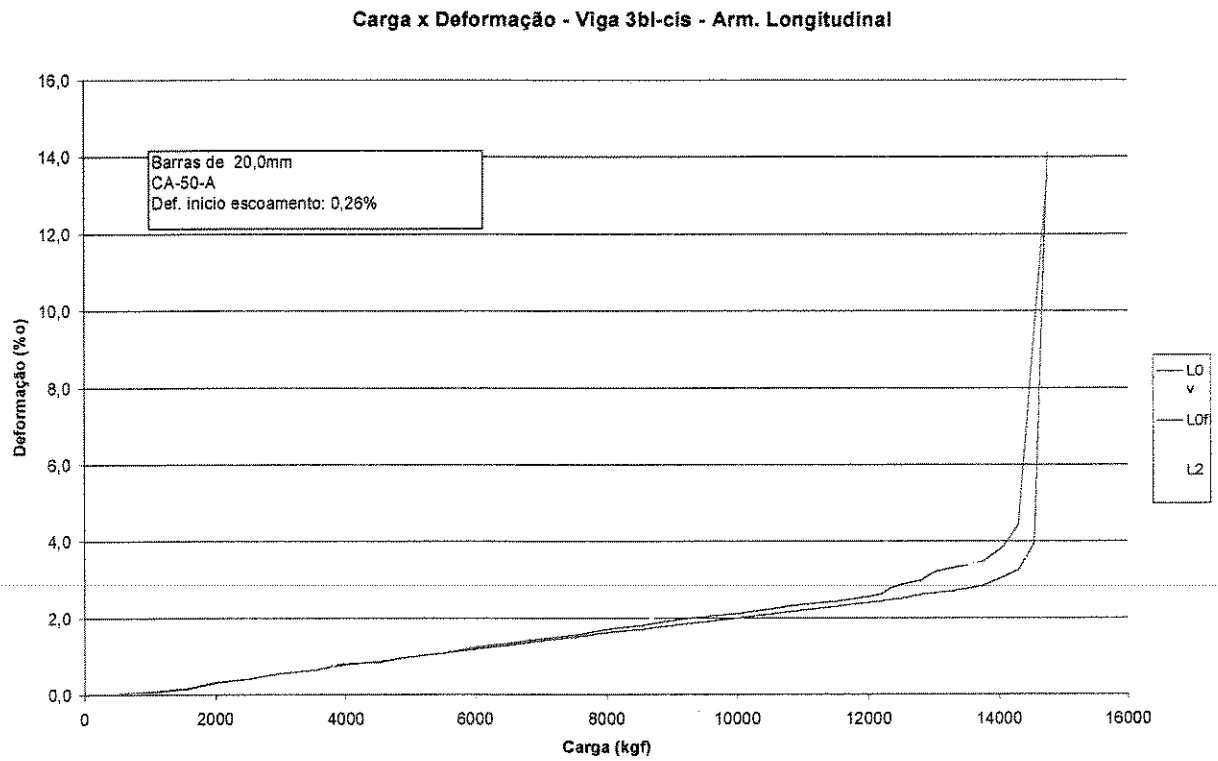


Figura 5-5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA
LONGITUDINAL – VIGA 2BL-CIS

5.4.2 Viga 3BL-CIS



**Figura 5-6 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA
LONGITUDINAL – VIGA 3BL-CIS**

5.4.3 Viga 2BL-FL

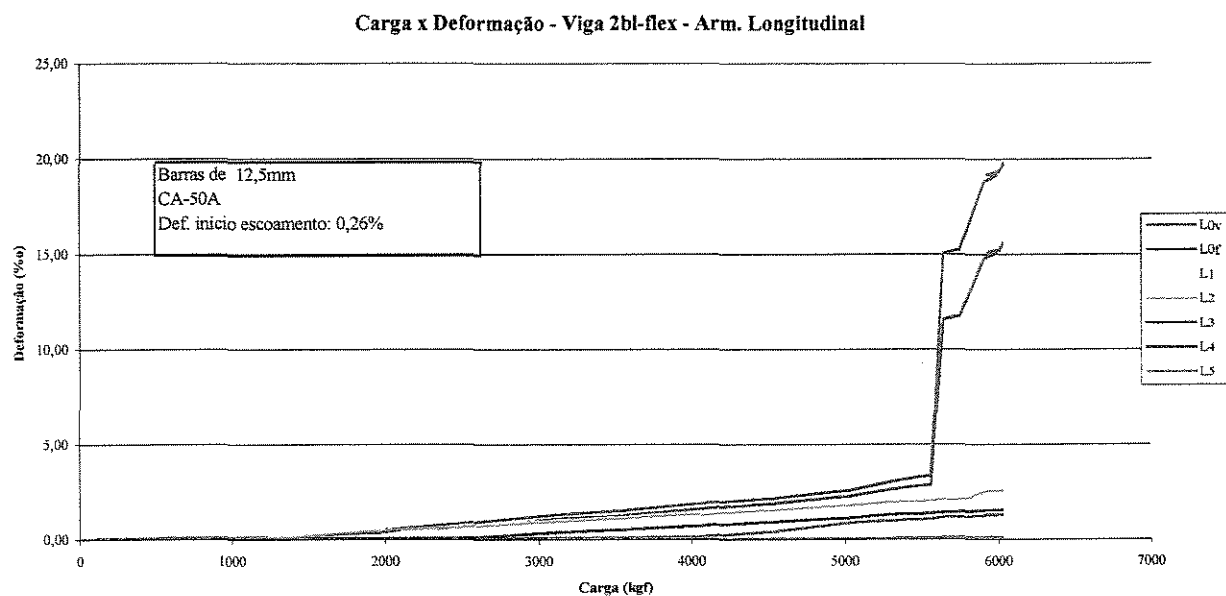


Figura 5-7 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA
LONGITUDINAL – VIGA 2BL-FL

5.4.4 Viga 3BL-FL

Carga x Deformação - V3bl-fl - Arm. Longitudinal

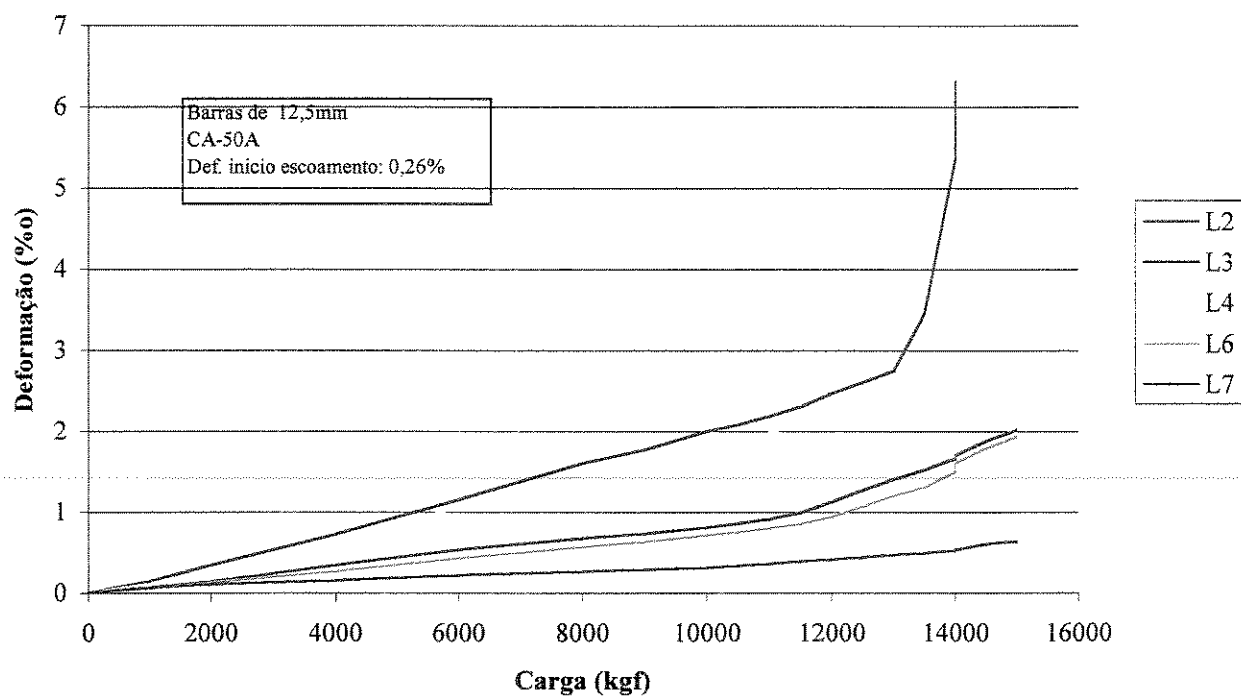


Figura 5-8 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA
LONGITUDINAL – VIGA 3BL-FL

5.5 Deformações nos Estribos

5.5.1 Viga 2BL-CIS

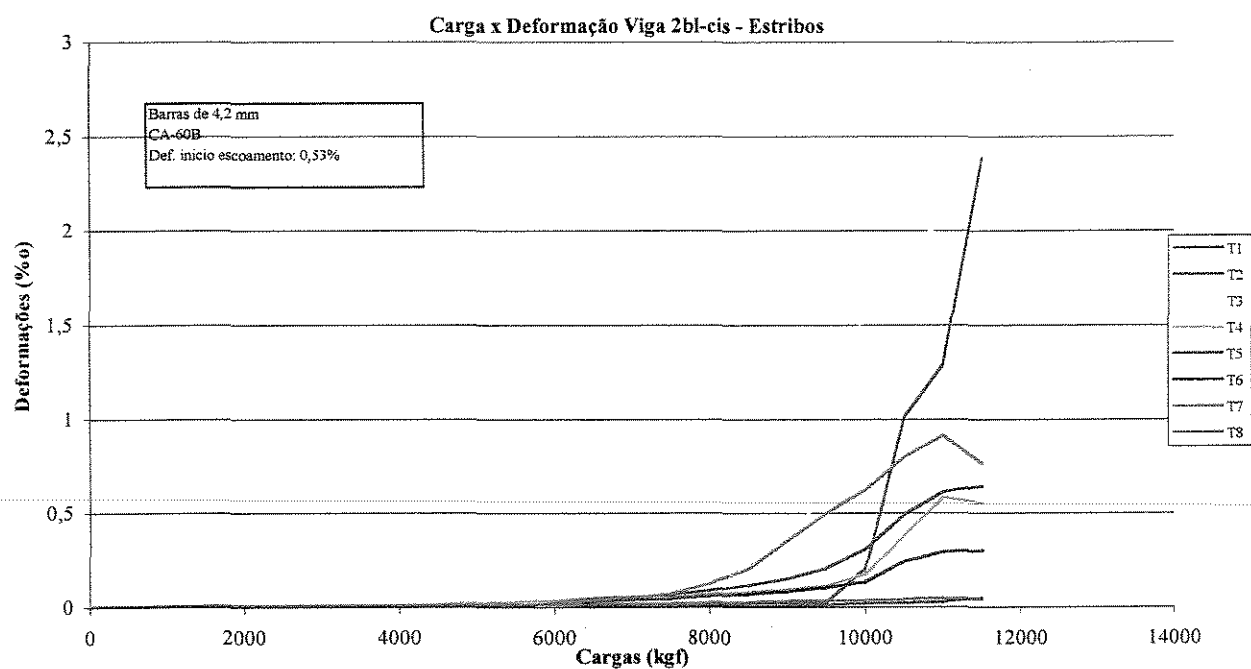


Figura 5-9 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA
2BL-CIS

5.5.2 Viga 3BL-CIS

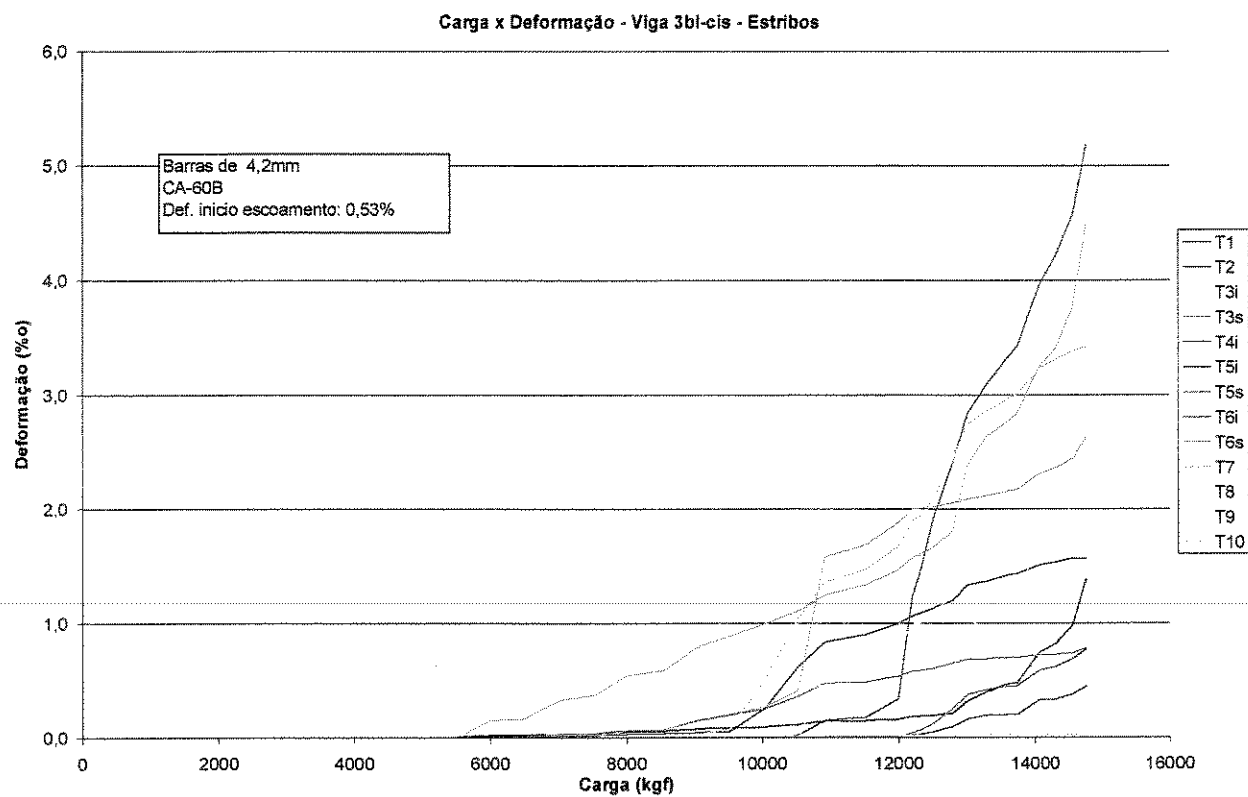


Figura 5-10 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA
3BL-CIS

5.5.3 Viga 2BL-FL

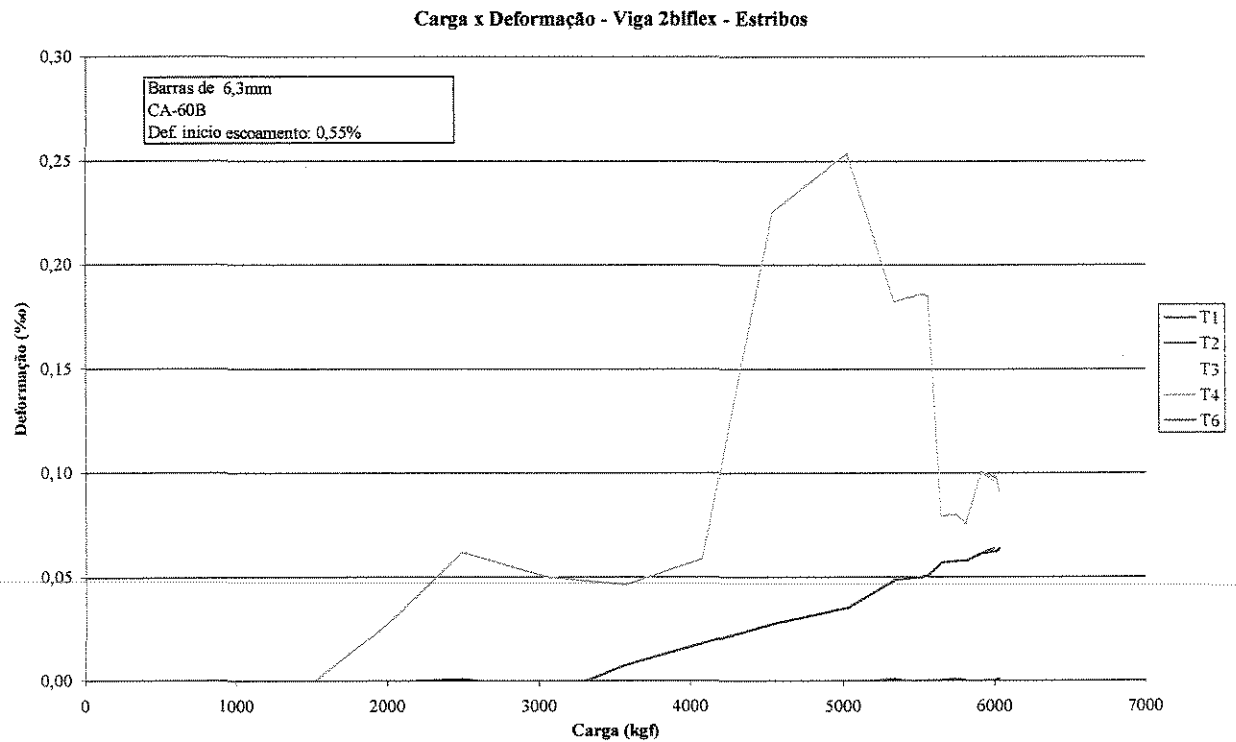


Figura 5-11 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA
2BL-FL

5.5.4 Viga 3BL-FL

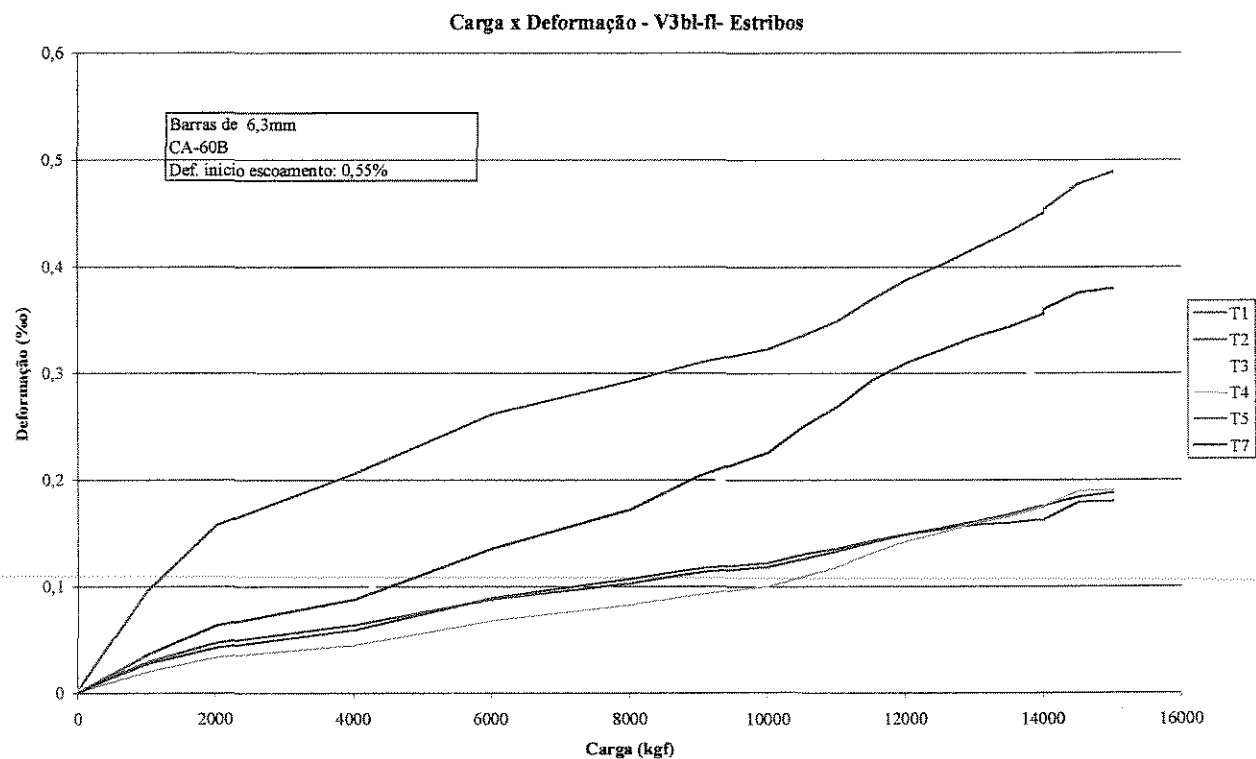


Figura 5-12 DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS – VIGA
3BL-FL

5.6 Deslocamentos Verticais

5.6.1 Viga 2BL-CIS

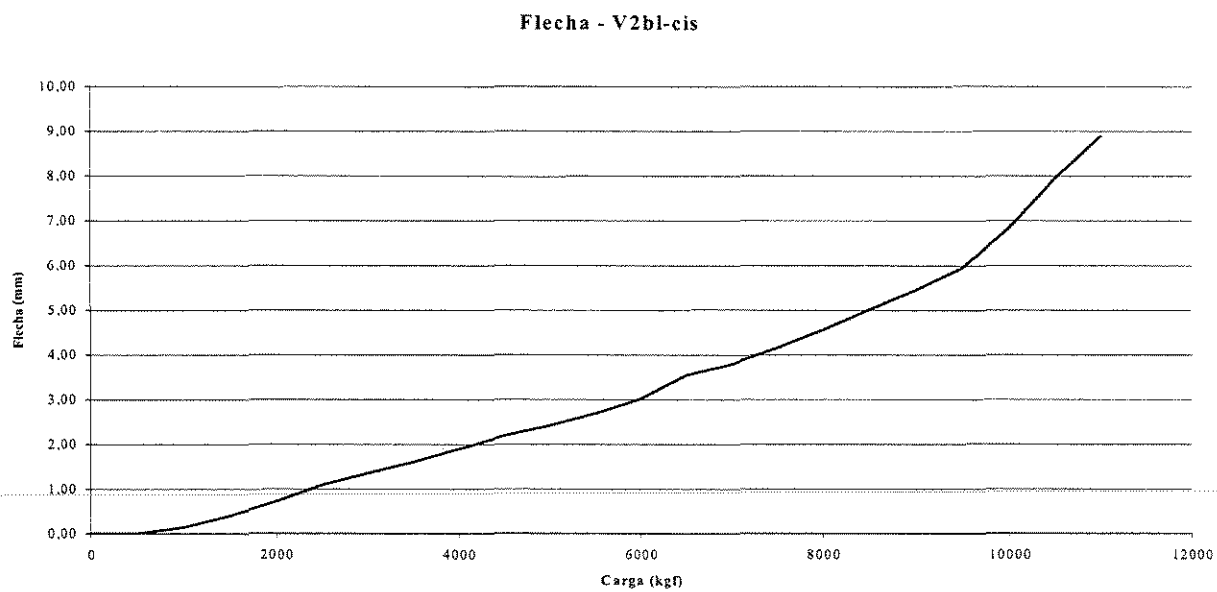


Figura 5-13 FLECHA VIGA 2BL-CIS

5.6.2 Viga 3BL-CIS

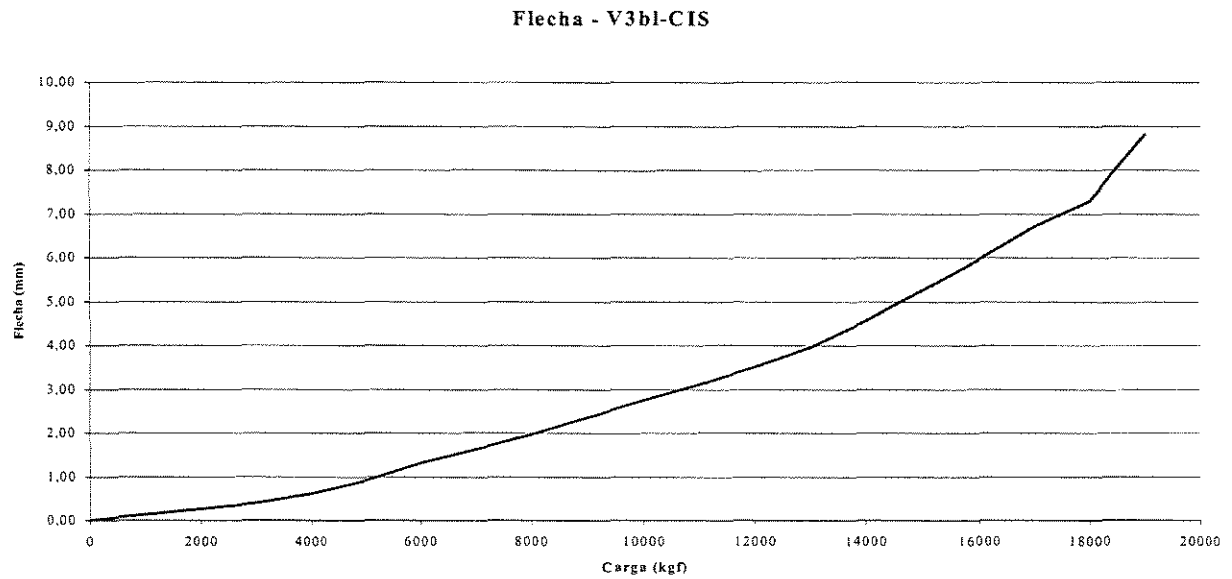


Figura 5-14 FLECHA – VIGA 3BL-CIS

5.6.3 Viga 2BL-FL

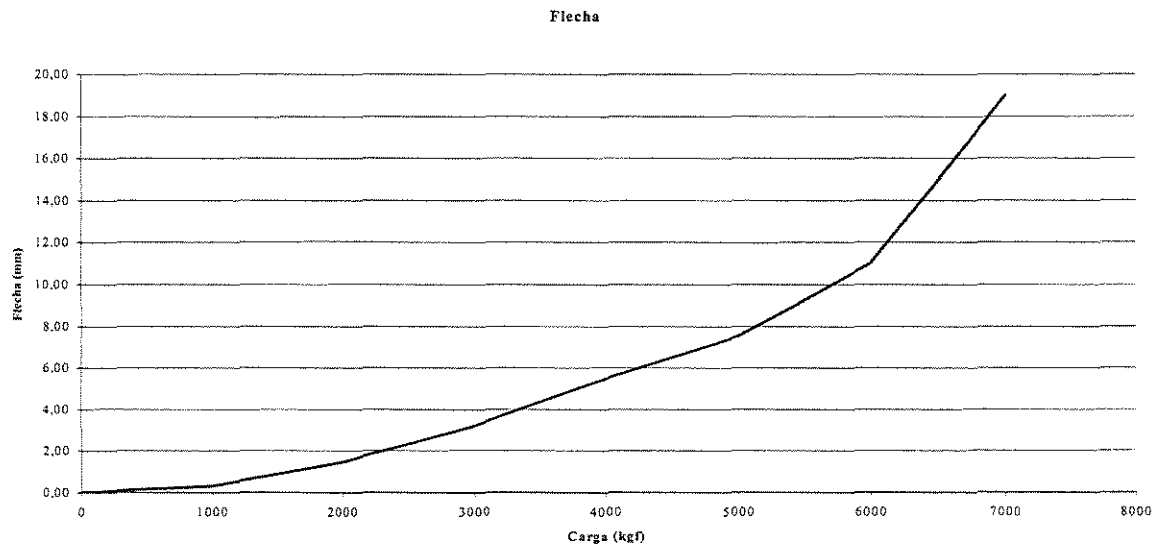


Figura 5-15 FLECHA – VIGA 2BL-FL

5.6.4 Viga 3BL-FL

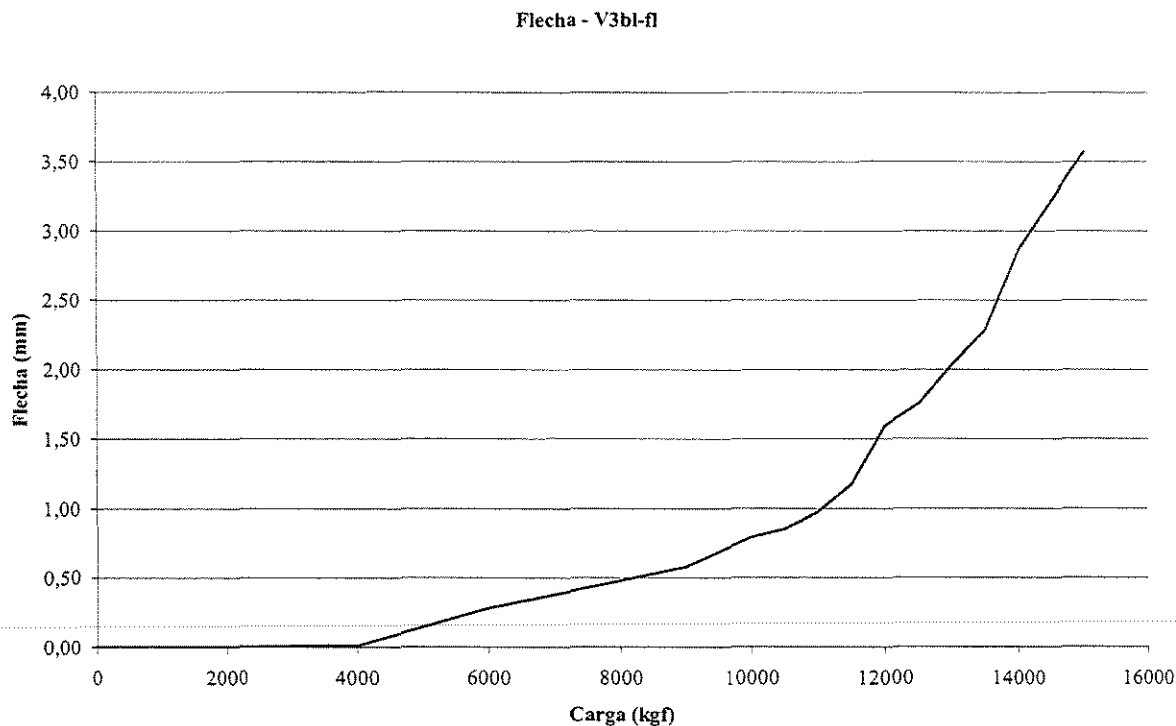


Figura 5-16 FLECHA – VIGA 3BL-FL

5.7 Deformação no Concreto

Os resultados das deformações no concreto não estão apresentados pois os valores obtidos nos ensaios não mostraram uma confiabilidade satisfatória. Uma explicação provável são as movimentações localizadas dos blocos ou das pastilhas, fazendo com que os valores obtidos não pudessem ser analisados como as deformações reais do concreto.

5.8 Evolução das Fissuras

5.8.1 Viga 2BL-CIS

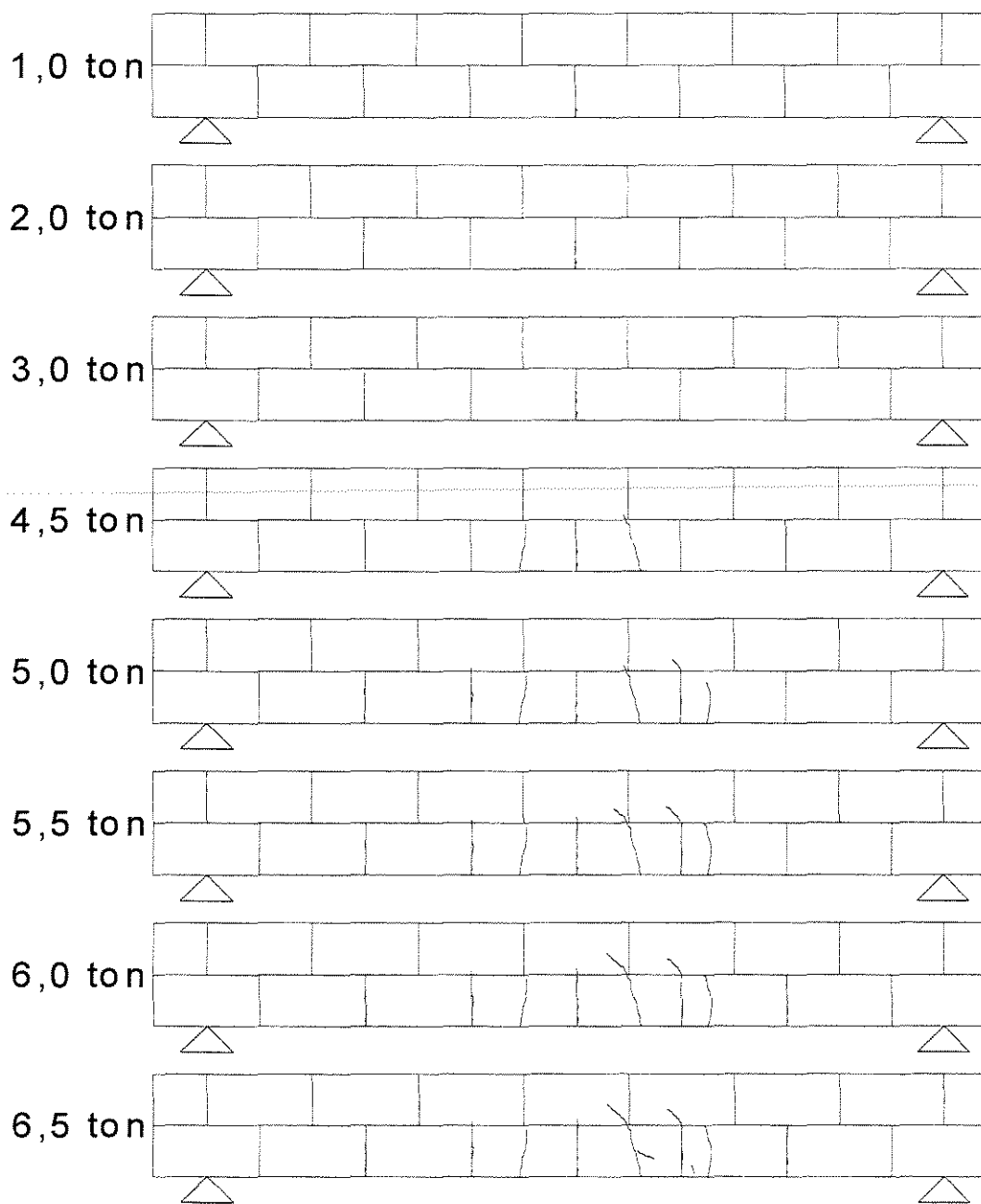


Figura 5-17 FISSURAS VIGA 2BL-CIS

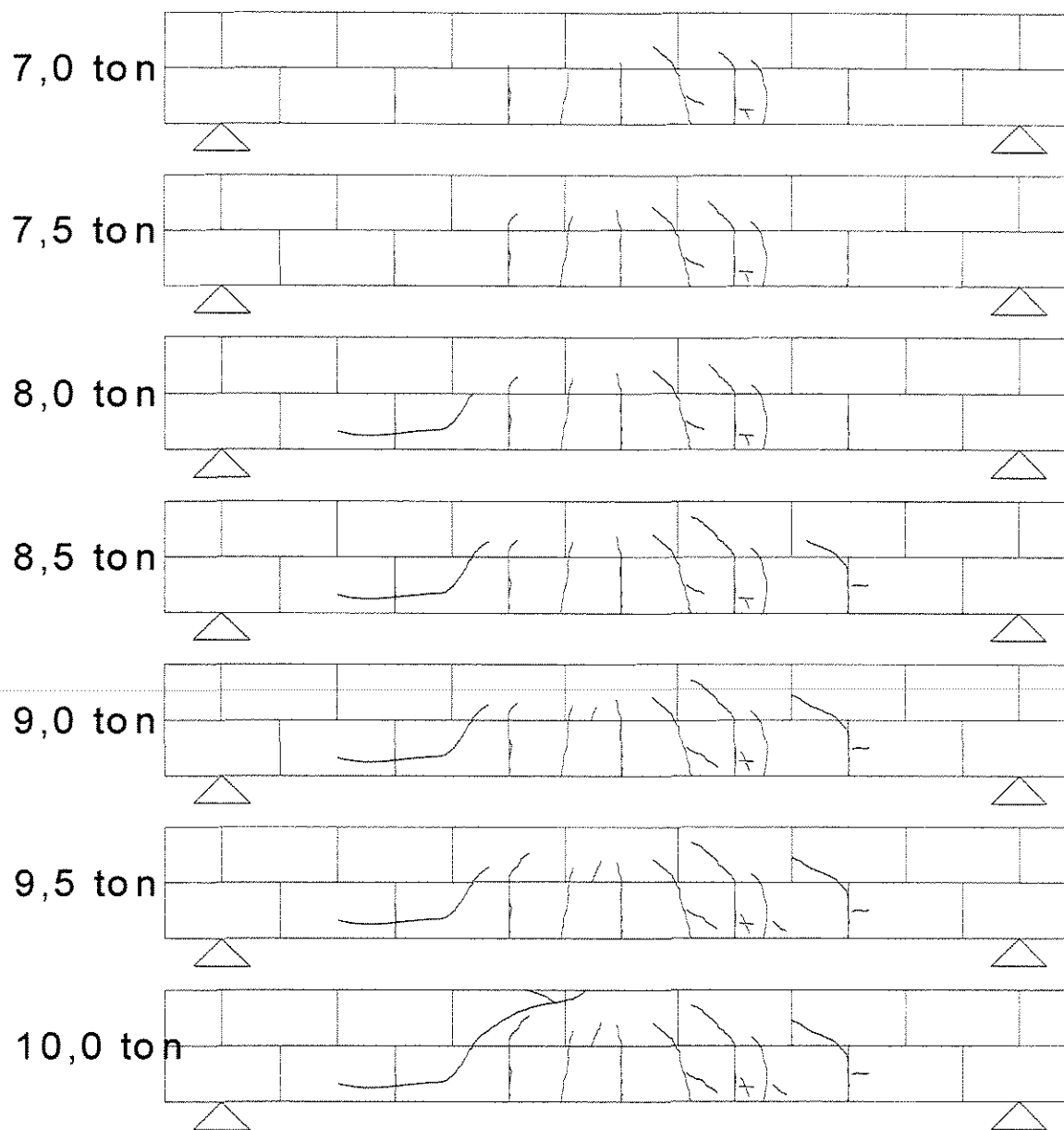


Figura 5-18 FISSURAS VIGA 2BL-CIS

5.8.2 Viga 3BL-FL

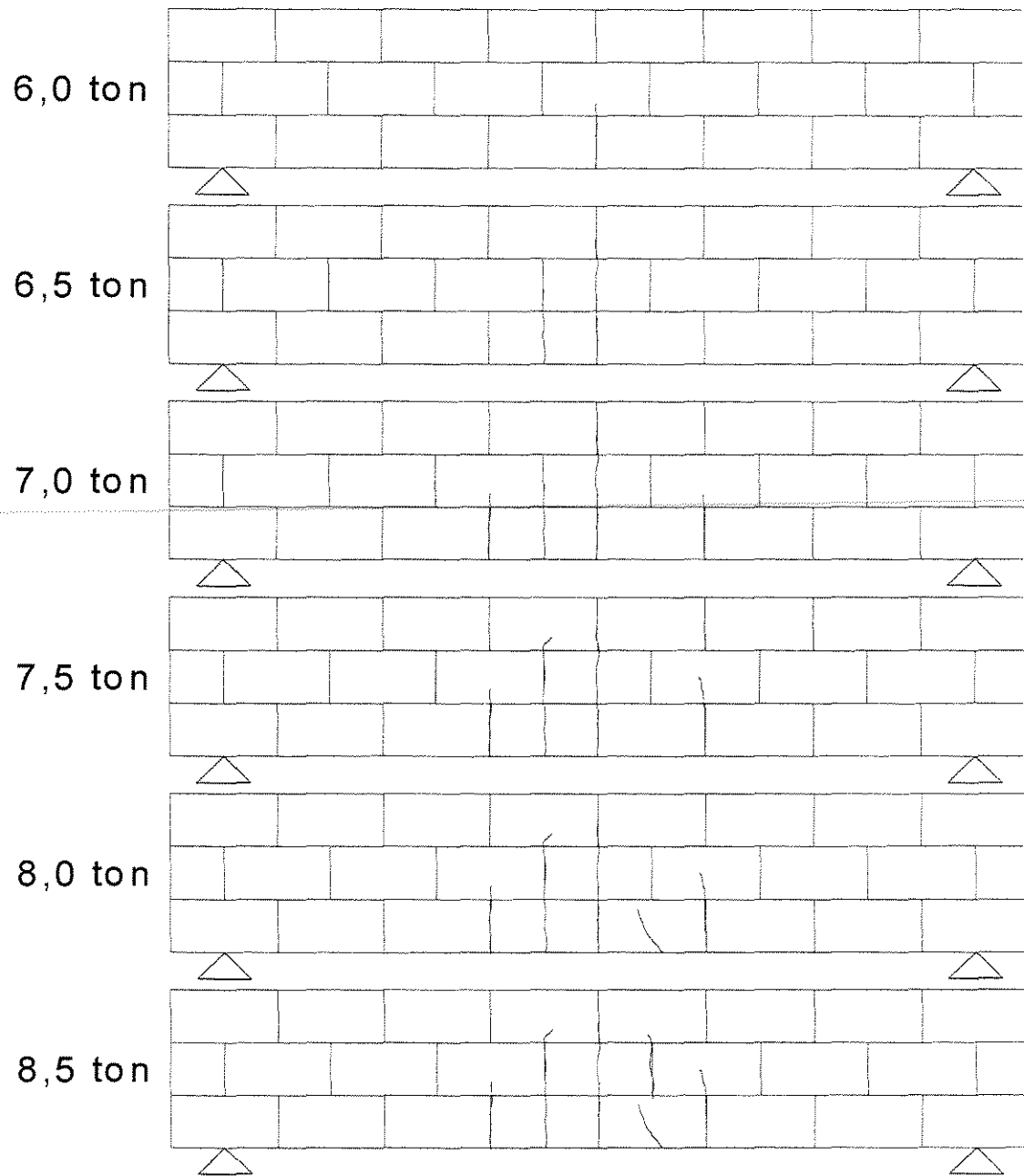


Figura 5-19 FISSURAS VIGA 3BL-FL

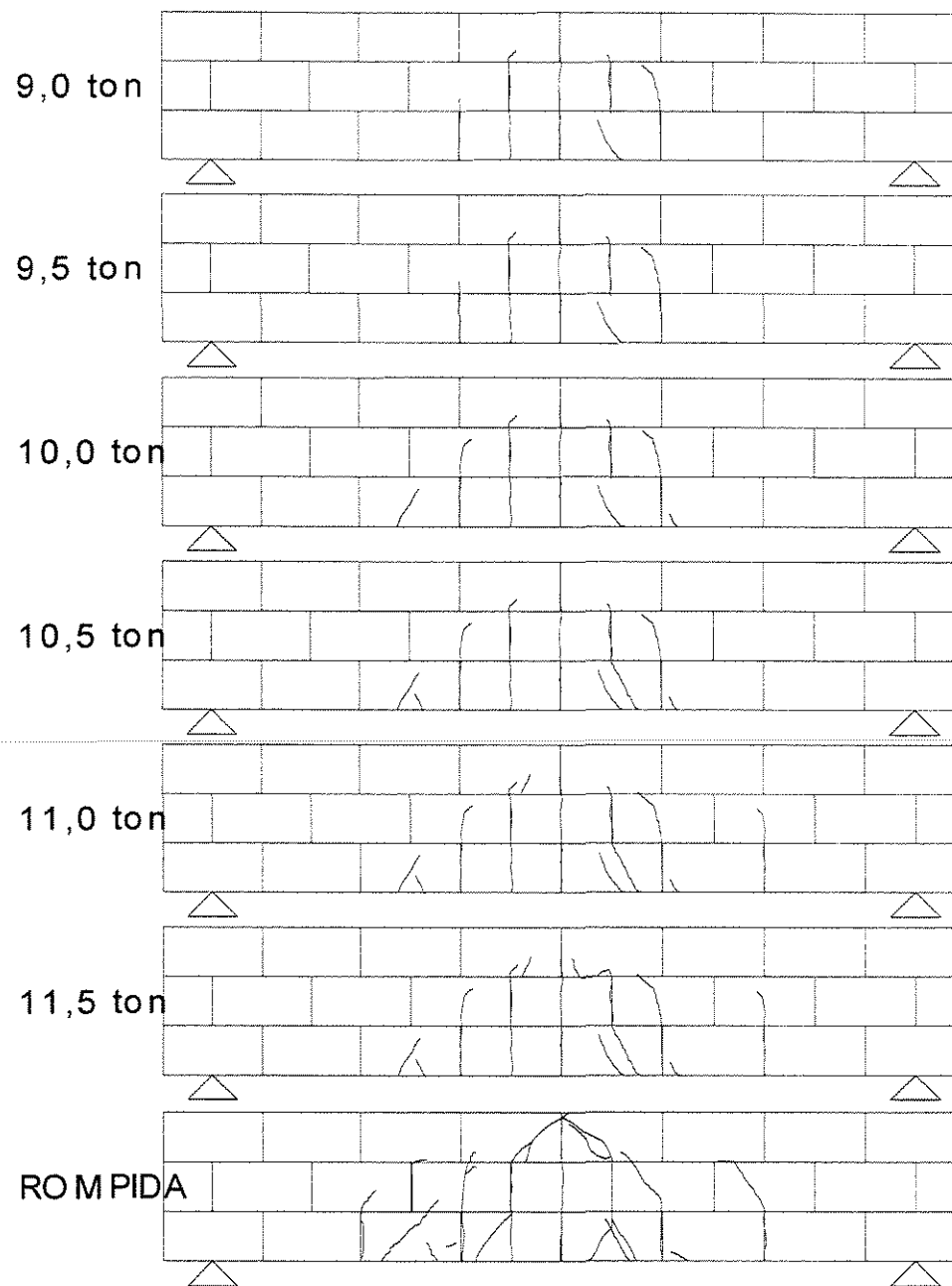


Figura 5-20 FISSURAS VIGA 3BL-FL

6 Análise dos Resultados

6.1 Resultados Experimentais Obtidos

Todas as vigas alcançaram a ruptura, convencional, por escoamento da armadura longitudinal, mesmo aquelas vigas onde era esperada a ruptura por escoamento da armadura transversal (tabela 6.1), como nas vigas 2BL-CIS e 3BL - CIS.

As figuras 6.1 a 6.5, ilustram o aspecto das vigas após a ruptura.

Na tabela 6.1, a seguir, alguns resultados referentes ao comportamento das vigas durante os ensaios estão apresentados.

Os valores últimos para a carga no meio do vão, F_u , para as vigas analisadas, são os valores correspondentes ao início do escoamento da armadura longitudinal de flexão, uma vez que, para todas as vigas, a ruptura convencional se deu por escoamento desta armadura.

Na tabela 6.1 também estão apresentados os valores das tensões últimas para a armadura longitudinal, $\sigma_{sl,u}$, para a armadura transversal mais solicitada, $\sigma_{sw,u}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, δ_u , correspondentes ao início de escoamento da armadura longitudinal de tração.

Os valores máximos para a carga no meio do vão, $F_{m\acute{a}x}$, para as tensões na armadura longitudinal, $\sigma_{sl,m\acute{a}x}$, na armadura transversal mais solicitada, $\sigma_{sw,m\acute{a}x}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, $\delta_{m\acute{a}x}$, correspondentes ao instante de interrupção do ensaio estão, também, indicados na tabela 6.2. O ensaio foi interrompido quando a deformação máxima na armadura longitudinal alcançou 1,0% ou quando a região comprimida da viga foi esmagada por compressão.

Tabela 6-1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGAS

VIGAS	V 2BL-FL	V 2BL-CIS	V 3BL-FL	V 3BL-CIS
$F_{ult, teor, flex, aci}$ (kN)	55,62	128,64	53,95	122,38
$F_{ult, teor, cis, aci}$ (kN)	127,70	67,70	207,50	110,00
$F_{ult, teor, flex, bsi}$ (kN)	53,20	110,26	91,26	194,09
$F_{ult, teor, cis, bsi}$ (kN)	172,24	111,64	278,90	180,08
$F_{ult, teor}$ (kN)	55,62	67,70	53,95	110,00
RUPTURA ESPERADA	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL</u>
f_{yw} (MPa)	623,5	813,7	623,5	623,5
f_{yl} (MPa)	532,8	510,6	532,8	510,6
$F_{ult, EXPERIM.}$ (kN)	50,0	115,0	120,0	180,0
$F_{MÁX, EXPERIM}$ (kN)	60,00	115,0	150,0	180,0
RUPTURA NO ENSAIO	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL</u>
$\sigma_{sw,u}$ (MPa)	40,0	420,0	70,0	350,0
$\sigma_{sl,u}$ (MPa)	532,8	510,6	532,8	510,6
δ_u (mm)	8,0	8,0	1,0	7,5
$\sigma_{sw,máx}$ (MPa)	60,0	420,0	100,0	350,0
$\sigma_{sl,máx}$ (MPa)	532,8	510,6	532,8	510,6
$\delta_{MÁX}$ (mm)	19,0	8,0	2,5	7,5
SITUAÇÃO INTERRUPÇÃO DO ENSAIO	<u>ESCOAMENTO EXCESSIVO ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>RUPTURA DO CONCRETO (CORTE PELA FISS. CISALH.)</u>	<u>ESCOAMENTO EXCESSIVO ARMADURA LONGITUDINAL</u>	<u>RUPTURA DO CONCRETO (CORTE PELA FISS. CISALH.)</u>

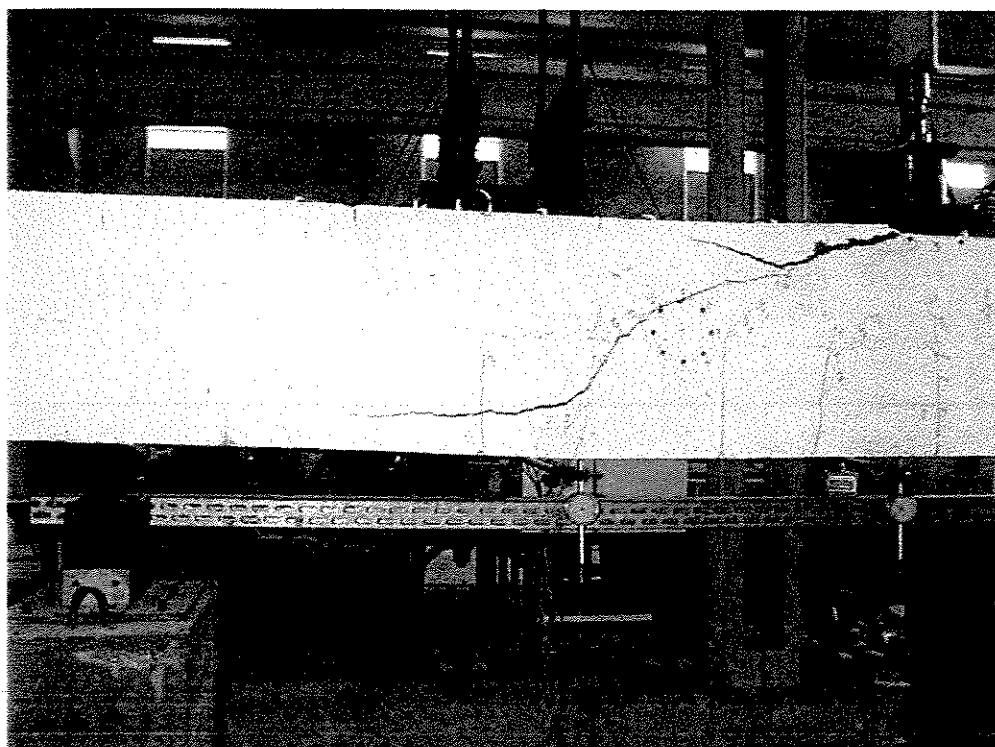


Figura 6-1 VIGA 2BL-CIS APÓS ENSAIO

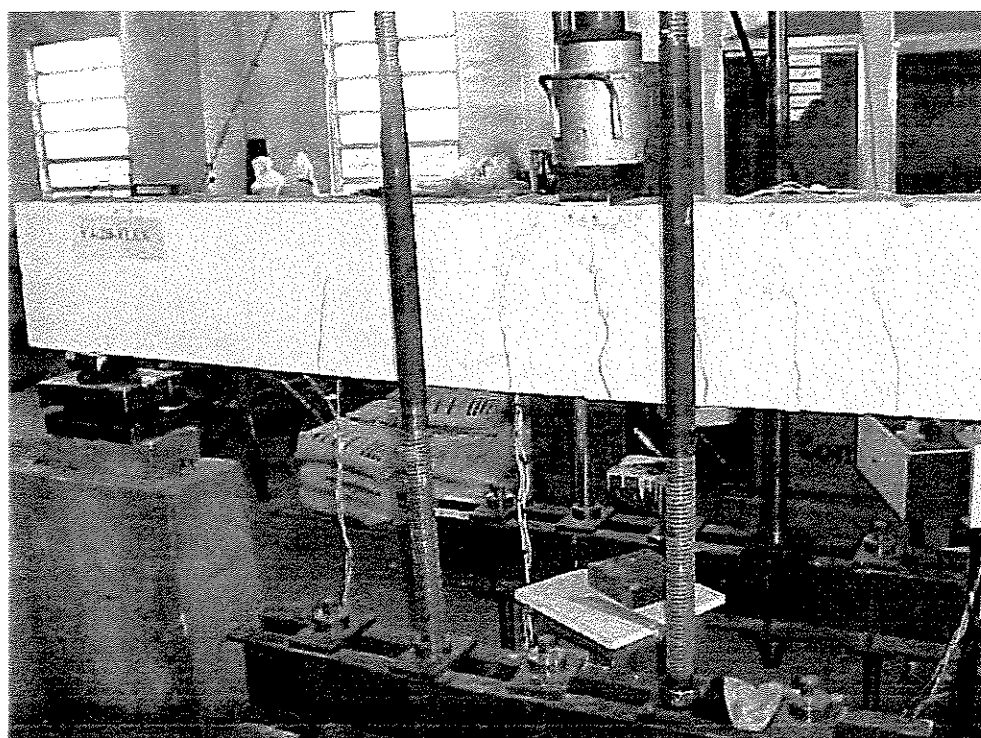


Figura 6-2 VIGA 2BL-FL APÓS ENSAIO



Figura 6-3 VIGA 3BL-FL APÓS ENSAIO

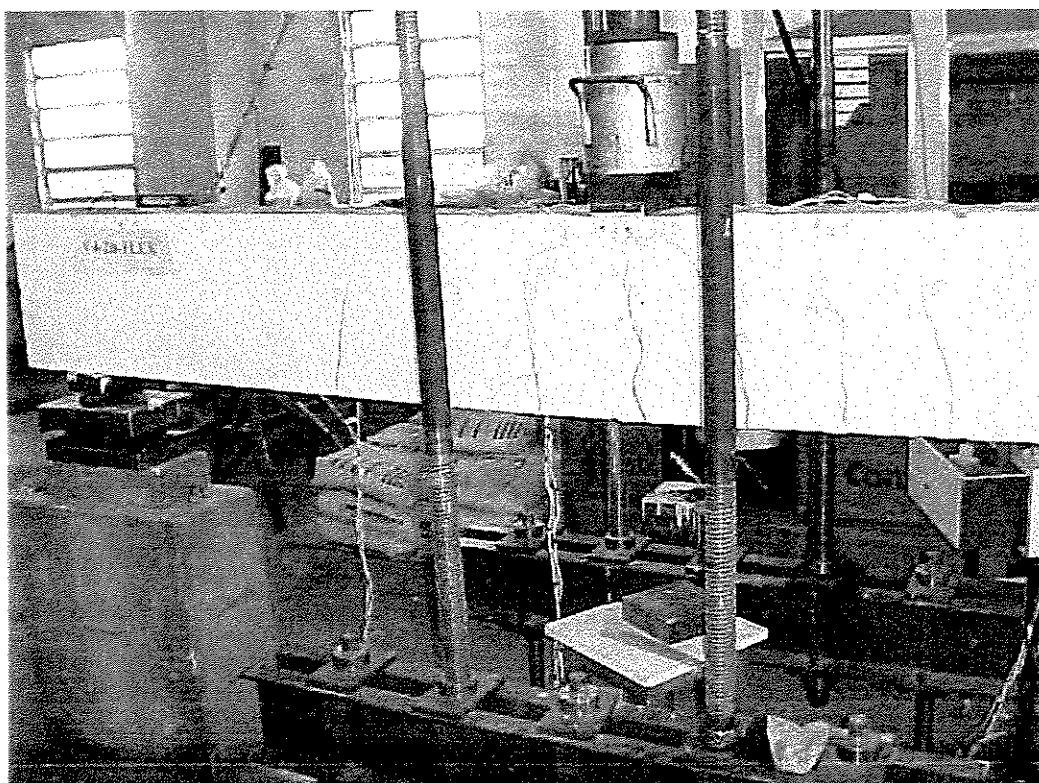


Figura 6-4 VIGA 2BL-FL APÓS ENSAIO

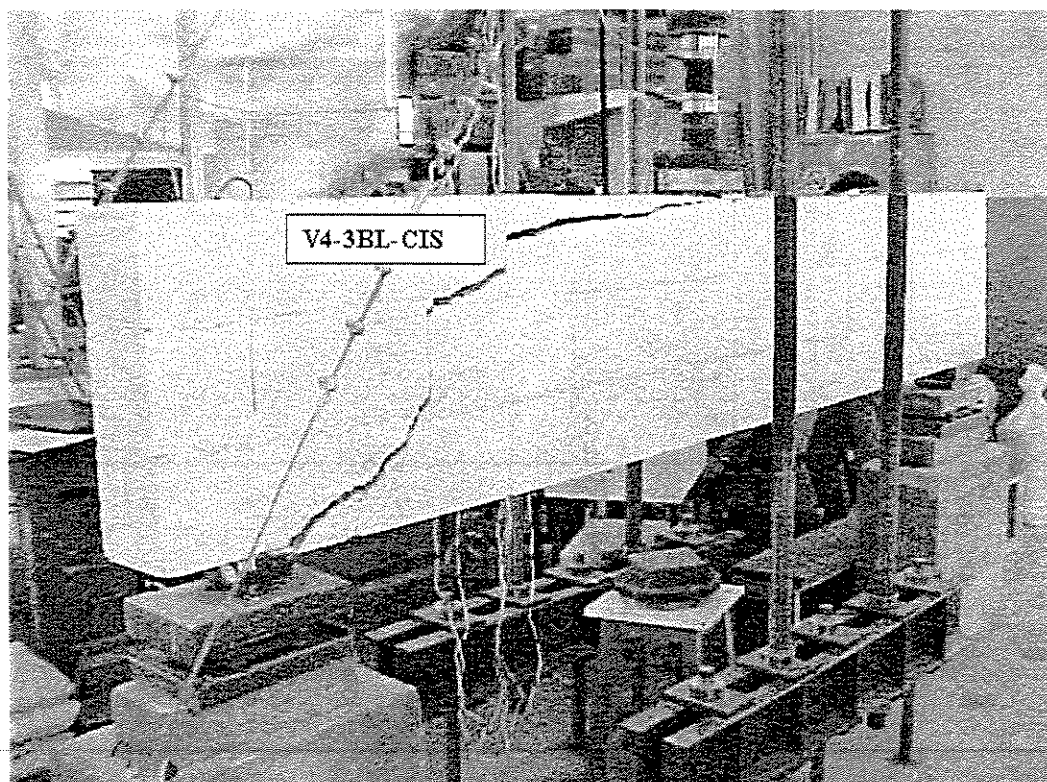


Figura 6-5 VIGA 3BL-CIS APÓS ENSAIO

6.2 ANÁLISE

6.2.1 Fissuração

As primeiras fissuras a ocorrerem nas vigas foram fissuras de flexão. Estas fissuras apareciam no banzo tracionado da viga, em pontos correspondentes às juntas verticais de assentamento dos blocos de concreto.

Uma vez iniciado o processo de fissuração por flexão, algumas das fissuras de flexão evoluíam verticalmente ao longo da junta de assentamento, até encontrar a outra junta horizontal de assentamento, onde, a partir daí, começavam a se inclinar em direção ao ponto de aplicação da carga concentrada.

No caso das vigas sub armadas ao cisalhamento, V 2BL-CIS e V 3BL-CIS, pouco depois do início de escoamento da armadura longitudinal de tração, uma das fissuras inclinadas se estendeu, rapidamente, em direção ao carregamento concentrado mais próximo, cortando uma parte da região que formaria o banzo comprimido da viga (Fig. 6.1 e 6.2). A diminuição da altura do banzo comprimido provocou, então, o esmagamento do concreto na extremidade superior desta fissura inclinada, caracterizando-se, desta forma, a "situação de interrupção do ensaio", indicada na tabela 6.2.

No caso das vigas sub armadas à flexão, V 2BL-FL e V 3BL-FL, as fissuras foram poucas e com grande abertura. Com o incremento da carga no meio do vão, as fissuras de flexão da região central evoluíram verticalmente, ao longo das juntas verticais de assentamento dos blocos (Fig. 6.4, 6.5 e 6.6). Iniciado o escoamento da armadura longitudinal, não surgiram novas fissuras, ocorrendo somente o incremento de abertura nas fissuras já existentes. A situação de interrupção do ensaio, nestas vigas, se deu por alongamento excessivo da armadura longitudinal de tração, 1,0%.

6.2.2 Valores Últimos de Carregamento

Todas as vigas alcançaram a ruptura, convencional, por escoamento da armadura longitudinal, mesmo aquelas vigas onde a ruptura por escoamento da armadura transversal (tabela 6.1) era esperada, como nas vigas V 2BL-CIS e V 3BL-CIS.

Vale observar que, nas vigas sub armadas ao esforço cortante, não houve diferença entre o carregamento último convencional e o máximo aplicado, isto é, pouco tempo depois de iniciado o escoamento da armadura longitudinal, se deu o prolongamento repentino de uma das fissuras inclinadas, com consequente ruptura por esmagamento do concreto da região comprimida destas vigas. O mesmo não pode ser dito das vigas sub armadas à flexão, onde foi relativamente elevada a diferença entre o

carregamento correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal e o carregamento correspondente à deformação de 1,0% nesta armadura.

Em relação aos valores esperados de ruptura, de acordo com os procedimentos teóricos do ACI 530 e do BSI, algumas considerações devem ser feitas.

A primeira destas considerações diz respeito às vigas sub armadas à flexão, V 2BL-FL e V 3BL-FL. Nestas vigas a ruptura se deu por escoamento da armadura longitudinal, como esperado. Entretanto, para a viga mais baixa, V 2BL-FL, o valor obtido do carregamento de ruptura experimental, 50 kN, foi menor do que o calculado, de acordo com os procedimentos do ACI 530, 55,62kN e BS-5628, 53,20 kN. Esta diferença, de cerca de 10%, não se repetiu para a viga mais alta, V 3BL-FL, onde o carregamento de ruptura experimental foi cerca de 120% superior ao esperado, de acordo com os procedimentos teóricos do ACI 530, e de 30% de acordo com os procedimentos do BS-5628.

Na viga mais alta, a transferência de carregamento diretamente ao apoio (efeito arco) parece ter colaborado para o resultado experimental obtido. Entretanto, a diferença observada para a viga mais baixa pode indicar um comportamento destas vigas, à flexão, diferente daquele admitido pelo ACI 530 ou BS 5628.

A segunda destas considerações diz respeito às vigas sub armadas ao esforço cortante, V 2BL-CIS e V 3BL-CIS. Nestas vigas a ruptura se deu por escoamento das armaduras longitudinais, diferentes da ruptura esperada, por escoamento da armadura transversal.

Comparar carregamentos últimos, teóricos e experimentais, para estas vigas, pode nos levar a interpretações um tanto precipitadas de que o dimensionamento, ao esforço cortante, de acordo com os procedimentos do ACI 530 ou BS-5628, e consequentemente da NBR 10837, são adequados às vigas analisadas. A grande diferença verificada entre os carregamentos últimos teóricos e experimentais, de quase 70%, perde importância face à constatação de que, nestas vigas, apesar da clássica

ruptura por esforço cortante ser observada (Fig. 6.1, 6.2 e 6.3), a armadura de alma (estribos) foi muito pouco solicitada.

A existência de uma armadura de alma, que efetivamente intercepte as fissuras inclinadas, faz parte do modelo de treliça, adotado pelo ACI 530, como modelo resistente ao esforço cortante de uma viga de alvenaria. No modelo de Treliça, a armadura de alma, juntamente com as diagonais inclinadas de concreto, são responsáveis pela resistência aos esforços cortantes. Se, por motivo qualquer, o sistema resistente de treliça se torna deficiente em algum nó do banzo tracionado, este nó se desloca, fazendo com que as diagonais comprimidas de concreto sejam obrigadas a se apoiar sobre a armadura longitudinal de tração. Uma vez que esta armadura não tenha resistência suficiente para suportar esta flexão localizada, ocorrerá a propagação rápida da fissura inclinada, cortando uma parte da região que formaria o banzo comprimido da viga. A diminuição da altura do banzo comprimido provoca, então, o esmagamento do concreto na extremidade superior desta fissura inclinada, ocorrendo a ruptura da viga.

A ruptura descrita acima realmente ocorreu nas vigas sub armadas ao esforço cortante. Por algum motivo, seja por falha de ancoragem localizada da armadura de alma, seja por motivos advindos da própria sistemática de execução das vigas, o modelo resistente de treliça, adotado pelo ACI 530 como modelo de dimensionamento ao esforço cortante de vigas em alvenaria armada, não foi efetivado.

6.3 CONCLUSÕES

Dos resultados iniciais deste estudo do comportamento de vigas de alvenaria armada de blocos de concreto, pode-se extrair as seguintes conclusões:

- a) o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de alvenaria armada de blocos de concreto, de acordo com o modelo de treliça, adotado pelas normas ACI 530,

BS 5628 ou NBR 10837, pode, em algumas situações específicas, não ser o mais adequado;

- b) no caso de vigas em alvenaria com pequena altura, onde o efeito arco não é evidenciado, o dimensionamento à flexão, de acordo com o modelo proposto pelo ACI 530 e pelo BS-5628, pode ser contra a segurança;
- c) O próprio procedimento de execução destas vigas, onde blocos de concreto são unidos por argamassa de assentamento e graute, cria pontos frágeis na viga, pontos estes que podem estar colaborando para o comportamento não solidário entre estes distintos materiais.

Por fim, resta observar que os resultados aqui apresentados são apenas uma parte de um estudo mais aprofundado sobre o comportamento de vigas de alvenaria armada de blocos de concreto que se encontra em desenvolvimento no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAM CONCRETE INSTITUTE. **ACI 530-95**: Building Code Requirements for Masonry Structures. Detroit, 1995. 34 p.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 1989. 22 p.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12654**: Controle tecnológico de materiais componentes do concreto: procedimento. Rio de Janeiro.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas e edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1978.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152**: Materiais metálicos – determinação das propriedades mecânicas à tração: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6188/78**: Projeto de obras de concreto armado: procedimento. Rio de Janeiro, 1978.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 1996.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama – Tensão-Deformação: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 9 p.
9. BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS-5628**: “Code of practice for use of masonry - Structural use of reinforced and prestressed masonry”
10. BROWN, R. H., ASCE, M., WHITLOCK A. R., Strength of anchor bolts in grouted concrete masonry - **Journal of Structural Engineering**, v.109, n.6, p.1362-1375, Jun, 1983.
11. CAMACHO, J. F. Fatores que afetam a resistência à compressão da alvenaria. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6, 1987.
12. CEB-FIP International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures. **CEB Bulletin d'Information**, n. 72/73, 1970.

13. FERREIG, S. M., Shear strength of reinforced concrete masonry beams with web reinforcement – **ACI Structural Journal**, v.91, n.4, p.415-422, Jul-Aug 1994.
14. FERNANDES, G. B., AGOSTINI, L. R. S., PINTO JR., N. O. Modelos bielas e tirantes. Itatiba: Ver. USF, v.7, N.8, Engenharias VII, 1989.
15. FRANCO, L. S. A capacidade resistente de paredes de alvenaria. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6 , 1987.
16. FUSCO, P. B. Técnicas de armar as estruturas de concreto. Ed. Pini, São Paulo, 1996.
17. GOMES, N. S. normalização internacional e o estado da arte para o dimensionamento das estruturas de alvenaria. In: In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6 , 1987.
18. HENDRY, A.W. **Structural brickwork**. London, MacMillan, 1981. 209p.
19. JANG, J. J.; HART, G.C. Analysis of concrete masonry beams. **Journal of Structural Engineering**, Keelung, Taiwan, v. 121, n.11 p. 1598-1602, Nov. 1995.
20. KANI, G. N. J. A rational theory for the function of web reinforcement. **Journal of the A.C.I., Proceedings** v.66, n.3, p.185-197, Mar. 1969.
21. KHALAF, F. M., Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms – **Magazine of Concrete Research**, v.48, n.175, p.95-101, 1996.
22. LEONHARDT, F., WALTHER, R. **The Stuttgart shear tests 1961. Cement and Concrete Association**, London, 1964, Translation 111, 134p.
23. MORENO JR., A. L. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas à flexo compressão**. São Paulo: Poli, Usp, 1996. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1996.
24. PARK, R.; PAULEY, T. **Reinforced concrete structures**. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y. 1975.
25. PRUDÊNCIO JR., L. R., DUARTE, R. B. Evolução de resistência de prismas de alvenaria ao longo do tempo. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6 , 1987.
26. SABBATINI, F. H. Possibilidade de desenvolvimento da alvenaria como estrutura de edificações. Novos processos e novos usos. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6 , 1987.

27. SUTER, G. T., KELLER, H. Shear capacity of reinforced concrete masonry beams – **Masonry: Materials, Properties and Performance ASTM STP 778**. Ed. J. G. Borchelt, American Society for Testing Materials, p. 118-146, 1982.
 28. SUTHERLAND, R. J. M. Brick and block masonry in engineering. **Proceedings of the institution of civil engineers**, London, 70 (part 1). p. 31 – 63. Feb. 1981.
-