



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JOÃO DIRCEU NOGUEIRA CARVALHO

**A CONTRIBUIÇÃO DE ENRIJECEDORES LATERAIS
PARA O EFEITO ARCO NA ALVENARIA ESTRUTURAL**

Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para a obtenção do Título de DOUTOR em Engenharia Civil.

Área: Construção Civil

Orientador: Humberto Ramos Roman

Florianópolis, Março de 2007

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA – UFSC
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

**A CONTRIBUIÇÃO DE ENRIJECEDORES LATERAIS
PARA O EFEITO ARCO NA ALVENARIA ESTRUTURAL**

Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para a obtenção do Título de DOUTOR em Engenharia Civil.

JOÃO DIRCEU NOGUEIRA CARVALHO

Florianópolis, março de 2007

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

Carvalho, João Dirceu Nogueira.

C331c A contribuição de enrijecedores laterais para a ação do efeito arco na alvenaria estrutural / João Dirceu Nogueira Carvalho. - Florianópolis, [s.n.], 2007.

282 f. : il. Color.

Orientador: Prof. Dr. Humberto Ramos Roman

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2007.

1. Alvenaria estrutural. 2. Efeito arco. 3. Interação entre paredes. 4. Blocos cerâmicos, 5. Análise experimental. 6. Análise numérica. I. Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título

CDD 21. ed: 624.17

A CONTRIBUIÇÃO DE ENRIJECEDORES LATERAIS PARA O EFEITO
ARCO NA ALVENARIA ESTRUTURAL

JOÃO DIRCEU NOGUEIRA CARVALHO

Tese julgada adequada para a obtenção do Título
de DOUTOR em Engenharia Civil e aprovada em
sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade
Federal de Santa Catarina - UFSC.

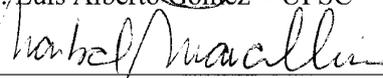
Dr. Glicério Trichês - Coordenador do PPGEC

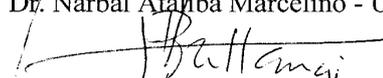
Prof. Dr.-Humberto R. Roman - Orientador

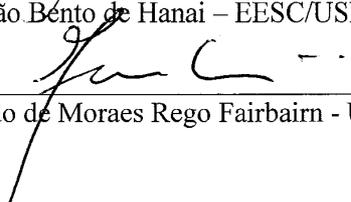
COMISSÃO EXAMINADORA:

Ph.D. Humberto Ramos Roman - Moderador - UFSC


Dr. Luis Alberto Gómez - UFSC


Dr. Narbal Ataliba Marcelino - UFSC


Dr. João Bento de Hanai - EESC/USP


Dr. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn - UFRJ

"A casa santa, a casa dos deuses, em um lugar sagrado, ainda não tinha sido edificada.

A cana¹ não havia despontado, a árvore ainda não tinha sido criada, os tijolos ainda não tinham sido colocados, ainda não tinha criado seu molde, a cidade não estava construída, ainda não existiam os seres vivos [.....].

Uruk não tinha sido construída, o E-anna não tinha sido criado [....]

Marduk, na superfície das águas, subiu em uma balsa, ele criou o pó e o amontoou na balsa, com o propósito de que os deuses estivessem em uma morada feliz, ele criou a humanidade [.....]

Ele a criou e localizou o Tigre e o Eufrates, ele criou a grama, os juncos, as canas e os bosques, ele criou o verde da estepe, as terras firmes, os pântanos e os campos de trigo, a vaca e sua cria, a ovelha e seu filhote, o cordeiro do rebanho, e também os jardins e as selvas [.....]

Ele colocou o tijolo após ter criado seu molde, ele construiu a casa, ele criou a cidade, ele edificou a cidade, ele colocou os seres vivos [.....]

Ele construiu Uruk, ele criou o E-anna."

Texto Sumério, dedicado à edificação, pelo deus Marduk, do templo dedicado a deusa mãe (el E-anna) na cidade de Uruk, escrito em cuneiforme, em uma tábuca de argila (os Sumérios reconheciam a importância da forma de tijolos, não a considerando como uma invenção humana mas sim uma criação divina).

Hector Gallegos, Albañileria estructural, 1989, p. 59-60

¹ talo ou haste de trigo

Dedico à Clélia, minha esposa e companheira,
aos nossos filhos Raul, Vitor, Lucas, Marília e
Beatriz e, aos meus pais José Mario e Alice.

À Clélia, minha esposa e companheira de tantas lutas, pelo constante incentivo e apoio;

Ao Prof. Humberto Ramos Roman, pela oportunidade que me foi dada, pela orientação segura e pelo apoio e incentivo durante toda a elaboração deste trabalho;

Ao Prof. Luís Gomez, pela orientação e auxílio na instrumentação dos experimentos;

Aos funcionários do LMC-UFSC, Luís, Renato e Roque, pelo apoio nos ensaios laboratoriais;

Ao Prof. Narbal, coordenador do LEE-UFSC, pelo constante auxílio e estímulo durante a realização dos experimentos e pelas sugestões, quando do exame de qualificação;

Aos professores Hanai e Padaratz, pelas valiosas sugestões e contribuições durante o exame de qualificação;

Ao Prof. Prudêncio pelo auxílio na elaboração dos traços e controle do concreto armado e pelo empréstimo de instrumentos de medição.

Ao colega Ademir Scobin e à Sra. Helena, bibliotecária da EESC-USP, pela inestimável ajuda na obtenção de textos e da bibliografia sobre alvenaria estrutural.

À Cristina, sempre disposta a contribuir e incentivar, pela colaboração nos ensaios e experimentos;

Ao Alisson, ao Carlos e ao Rodrigo, pela colaboração nos ensaios, e a todos os colegas e amigos do GDA-UFSC, que tornaram a estada em Florianópolis prazerosa;

Às colegas e amigas Nara e Marina, integrantes do grupo formado para estudo nas disciplinas da pós-graduação, pelos momentos compartilhados;

À administração da UEM, ao Prof. José Márcio, ex prefeito do campus, pelo inestimável apoio dado para a coleta da argila e transporte dos blocos a Florianópolis, e ao servidor Edson Caetano pela fabricação de aparelhos e acessórios para ensaios;

Aos servidores do LMC-UEM, Prof. José Wilson e técnicos Aparecido, Celso, Cipriano e Valter, pela inestimável ajuda na fabricação dos blocos e pela colaboração nos ensaios;

Ao Prof. Juliano pela revisão final de português;

Aos professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, pelo apoio e incentivo;

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

Os meus agradecimentos.

Definições Adotadas

Na definição de elementos e componentes, as normas brasileiras têm sido contraditórias [NBR 8798 (1985) e NBR 10837 (1989)]. Neste trabalho, para elementos e componentes serão adotadas as definições da NBR 10837, por estarem mais de acordo com a terminologia usada na área de estruturas (elemento estrutural) e, recentemente, com a vigência da NBR 15270 (2005), partes 1, 2 e 3, esta norma propõe para componente definição similar à da NBR10837.

Alvenaria	Elemento utilizado na construção, e conformado em obra, constituído por tijolos ou blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso. (Aly)
Alvenaria estrutural	Estrutura de alvenaria (armada ou não armada) projetada de forma racional para resistir a esforços solicitantes, constituída por paredes resistentes de alvenaria.
Alvenaria armada	Estruturas de alvenaria nas quais são dispostas armaduras ao longo do componente estrutural, constituindo um todo solidário com os elementos da alvenaria, para resistir aos esforços calculados (NBR 8798, 1985).
Alvenaria não armada	Alvenaria projetada de forma que não ocorram esforços de tração.
Alvenaria parcialmente armada	Alvenaria não armada com o emprego de armaduras construtivas não consideradas na absorção dos esforços calculados.
Argamassa	Material composto, plástico, constituído de agregado miúdo inerte e de uma pasta aglomerante, utilizado na ligação entre as unidades para a uniformização dos esforços.
Componente	Ente que compõe os elementos da obra, constituído por material natural ou de fabricação industrial (NBR 10837/1989) – as unidades, a argamassa, o graute e a armadura.
Elemento	Parte da obra suficientemente elaborada, constituída da reunião de um ou mais componentes (NBR 10837/1989).

Material	Constituinte dos “componentes” da obra (NBR 10837, 1989).
Parede	Componente laminar vertical apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que 1/5 de sua altura (NBR 8798, 1985).
Parede de contraventamento	Toda parede estrutural, admitida no projeto absorvendo forças horizontais provenientes de ações externas e/ou de efeitos de 2º ordem (NBR 8798, 1985).
Parede não estrutural	Toda parede não admitida no projeto como suporte de outras cargas, além do seu peso próprio (NBR 8798, 1985).
Parede estrutural	Toda parede admitida no projeto como suporte de outras cargas, além do seu peso próprio (NBR 8798, 1985).
Paredinha	Um prisma em que a largura é maior que o comprimento da unidade estrutural e a com a mesma espessura desta.
Pilar	Elemento estrutural vertical em que a maior dimensão de sua seção transversal utilizada no cálculo do esforço resistente é menor do que 1/5 de sua altura. No caso das figuras compostas de retângulos (L, T, Z, etc), a limitação prevalece para cada ramo distinto (NBR 8798, 1985).
Prisma	Corpo de prova de dimensões reduzidas confeccionado com os mesmos materiais que o elemento de alvenaria que representa. Normalmente duas ou três unidades justapostas verticalmente, unidas por juntas de argamassa. São utilizados para controle de qualidade e correlações de resistências com as paredes de alvenaria.
Unidade de alvenaria	Componente industrializado constituinte básico da alvenaria (tijolo ou bloco).

RESUMO

Carvalho, J.D.N. (2007). *A contribuição de enrijecedores laterais para o efeito arco na alvenaria estrutural*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

A viga de concreto, ao ser solicitada pela parede de alvenaria estrutural, deforma-se, provocando, na região deformada, o seu desligamento da parede. Isso faz com que a ação da parede sobre a viga, supostamente uma carga uniformemente distribuída, passe a se concentrar próximo aos apoios, em função do efeito arco. Neste trabalho, investiga-se a contribuição dos flanges para o alívio das tensões em uma parede sob ação do efeito arco mediante a análise numérica e experimental com modelos em escala reduzida. São apresentadas comparações entre painéis com flanges (T) e isolados, submetidos a uma carga uniformemente distribuída aplicada na parede com o intuito de se verificar a importância da interação entre paredes no estudo do efeito arco, estudo até então caracterizado pela análise de painéis isolados. Além disso, é apresentada a fabricação dos blocos cerâmicos em escala reduzida, com observações relativas às várias etapas do processo de fabricação por extrusão, do preparo da argila à queima dos blocos. Os estudos desenvolvidos nesta pesquisa mostram uma transferência significativa de tensões da parede para os flanges; apontando para a pertinência da análise do entorno das paredes sujeitas à ação do efeito arco para projetos em alvenaria estrutural. Mas, nas situações em que as paredes se apresentam isoladas, a consideração do efeito arco permite reduções significativas na altura da viga mesmo com as limitações impostas pela verificação do cisalhamento, conforme as prescrições da NBR 6118 (2003), embora, provoque concentração de tensões na alvenaria nos cantos inferiores das paredes, que neste trabalho foi da ordem de quatro vezes a tensão aplicada.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, efeito arco, interação entre paredes.

ABSTRACT

Carvalho, J. D. N. (2007). The contribution of lateral hardening in structural masonry's arching action. Doctoral Thesis in Civil Engineering - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brazil.

When loaded by a structural masonry wall the concrete beams become deformed and cause the displacement of the wall within the deformed area. Due to the arching action between the masonry walls and the beams, the wall load distribution, initially characterized by an homogeneously distributed load, concentrates close to the supports. This work deals with the flanges contribution to stress relief on a wall-beam composite. Numerical and experimental analysis with reduced scale models were carried out with isolated panels, flange and isolated panels. A uniformly distributed load was applied to the wall and the interaction between walls in the wall-beam composite was verified. Manufacturing of small-scale bricks is also described and the different stages on the extrusion production process ranging from clay preparation to brick baking have been investigated. Since analyses showed significant stress transference from the wall towards the flanges, analysis of the wall's surroundings affected by the wall-beam composite has proved to be of significant importance for structural masonry. On the other hand, the beam-wall composite in isolated walls has allowed for significant reductions at the beam's height even with the restrictions mandatory by NBR 6118 (2003) due to deformations. This is particularly significant since stress concentration on the masonry, which, in this case, has been four times the tension applied, has been verified at the wall's lower corners.

Key words: structural masonry, arching action, wall-beam composite, interaction between walls.

Sumário

1	Introdução.....	23
1.1	Objetivos.....	24
1.1.1	Objetivo principal.....	24
1.1.2	Objetivos secundários.....	24
1.2	JUSTIFICATIVA.....	24
1.3	Metodologia.....	25
1.4	Organização do trabalho.....	26
2	Revisão da literatura e fundamentos teóricos.....	28
2.1	Um pouco da história da alvenaria estrutural.....	28
2.2	A alvenaria estrutural no Brasil.....	30
2.3	O “projetar” em alvenaria estrutural.....	31
2.4	O conceito da modulação.....	33
2.5	As unidades – os blocos e tijolos.....	35
2.6	Comportamento mecânico da alvenaria estrutural.....	36
2.6.1	Determinação da resistência à compressão da alvenaria.....	39
2.6.2	Modelos em escala reduzida.....	54
2.6.3	Determinação do módulo de deformação das paredes de alvenaria submetidas à compressão axial.....	67
2.7	Fatores que afetam a resistência da alvenaria.....	69
2.7.1	Resistência da unidade.....	71
2.7.2	Geometria da unidade.....	71

2.7.3 Resistência do material de junta	74
2.7.4 Deformação característica da unidade e da argamassa.....	75
2.7.5 Espessura da junta	77
2.7.6 Taxa de sucção inicial do bloco - absorção de água.....	77
2.7.7 Qualidade da mão-de-obra.....	79
2.7.8 Influência das condições climáticas e condições de cura.....	80
2.7.9 Outros fatores	81
3 A ação composta parede-viga: o efeito arco.....	82
3.1 Ação composta parede-vigas conforme Wood e Simms.....	86
3.2 Ação composta parede-vigas conforme Saky Rosenhaupt.....	88
3.3 Ação composta parede-vigas conforme P. Burhouse	92
3.4 Ação composta parede-vigas conforme Riddington e Stafford Smith	94
3.5 Ação composta parede-vigas conforme Davies e Ahmed.....	100
3.6 Ação composta parede-vigas conforme S. J. Hard.....	113
3.7 Análise e proposta do trabalho	115
4 Blocos cerâmicos – fabricação e caracterização.....	119
4.1 Processo de fabricação em laboratório dos blocos cerâmicos.....	119
4.1.1 Preparação das matérias-primas	121
4.1.2 Extrusão.....	125
4.1.3 Secagem.....	127
4.1.4 Queima	128
4.2 Ensaio de caracterização dos blocos	130
4.2.1 Caracterização geométrica.....	130
4.2.2 Determinação da área líquida	131
4.2.3 Determinação da densidade aparente e índice de vazios.....	132
4.2.4 Resistência à compressão e módulo de elasticidade longitudinal dos blocos	133

5	Análise numérica e experimental	137
5.1	Preliminares para a modelagem numérica e experimental	137
5.2	Caracterização da alvenaria e concreto para a análise experimental.....	139
5.2.1	Concreto	140
5.2.2	Alvenaria	143
5.2.3	Prismas	145
5.2.4	Paredinhas.....	147
5.3	Análise experimental – modelagem da estrutura.....	155
5.3.1	Hipótese de cargas	156
5.3.2	Pré-dimensionamento da viga de concreto.....	156
5.3.3	Verificação do modelo proposto, conforme Davies e Ahmed (1978).....	161
5.3.4	Análise dos resultados do pré-dimensionamento	163
5.3.5	Verificação da seção adotada para as condições de projeto e ensaio	163
5.3.6	Pré-análise numérica	166
5.3.7	Adoção do modelo de parede com contrafortes	166
5.4	Análise experimental – protótipos.....	170
5.4.1	Paredes com flanges (T)	173
5.4.2	Paredes sem flanges.....	185
5.4.3	Análise dos experimentos.....	193
5.5	Análise numérica – SAP2000.....	205
5.5.1	Análise linear ou não linear – adoção das ferramentas computacionais	205
5.5.2	Análise numérica – painel sem flange – isolado	213
5.5.3	Análise numérica – painel com flange - em T.....	218
5.6	Correlação das análises experimental e numérica	223
5.7	Avaliação das análises experimental e numérica	226
6	Conclusões.....	227

7 Referências bibliográficas	233
8 Anexo 01 – Ensaios de caracterização da argila.....	238
9 Anexo 02 – Concreto.....	251
10 Anexo 03 – Alvenaria.....	259
10.1 Argamassa	259
10.2 Prismas	261
10.3 Paredinhas.....	263

Lista de Figuras

Figura 2.1 Edifício Monadnock - Fonte: ABCI - Manual técnico de alvenaria (1990), p. 37.	29
Figura 2.2 Edifício de apartamentos – Suíça, 1951 – Fonte: Sahlin, S. (1971), p. 265.....	30
Figura 2.3 Quadriculado multimodular de referência.	34
Figura 2.4 Tensões nas unidades e na argamassa submetidas à compressão simples.	42
Figura 2.5 Representação diagramática de tensões e critérios de colapso para tijolos e alvenaria conforme Hilsdorf, citado por Hendry (1981), Shalin (1971).	42
Figura 2.6 Envoltórias de rupturas compressão-tração biaxiais. Adaptada de Hendry (1981)	45
Figura 2.7 Representação gráfica de fórmulas para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria. Argamassa de resistência à compressão igual a 5,5 MPa. Adaptada de Prudêncio (1986)	46
Figura 2.8 Comparação das tensões admissíveis existentes nas normas estrangeiras (paredes não armadas). Fonte Gomes (1983), p.10v.....	52
Figura 2.9 Resistência de compressão da alvenaria em função da altura da unidade. Adaptado de Hendry (1981).....	72
Figura 2.10 Curvas tensão/deformação da alvenaria na compressão. (a) Quatro tipos de tijolo com argamassa 1:1/4:3 (Powell e Hodgkinson); (b) curvas adimensionais tensão/deformação. Fonte: Hendry (1981).	77
Figura 3.1 O efeito arco nas paredes de alvenaria.	82
Figura 3.2 Representação esquemática da proposta de Wood e Simms.....	86
Figura 3.3 Influência da amarração vertical na relação tensão/flecha da viga. Adaptada de Rosenhaupt (1962) – Série D.	89
Figura 3.4 Ensaio nº. 10 após o colapso: cantos inferiores da parede com tijolos estruturais. Fonte: Burhouse (1969).....	93
Figura 3.5 Distribuição das tensões: (a) distribuição de tensão vertical típica; (b) distribuição de tensão de cisalhamento típica; (c) distribuição adotada para as tensões vertical e de cisalhamento. Fonte: Riddington e Stafford Smith (1978).....	95

Figura 3.6 Situações encontradas em estruturas reais: (a) viga com extremidades embutidas; (b) extremidades da viga contidas por colunas; (c) estrutura parede-viga contínua	100
Figura 3.7 Distribuição das tensões verticais ao longo da interface parede/viga. Fonte: Davies e Ahmed (1978).....	102
Figura 3.8 Variação de α , β e γ com H/L. Fonte Davies e Ahmed (1978).....	102
Figura 3.9 Fator de concentração das tensões verticais. Fonte Davies e Ahmed (1978)	103
Figura 3.10 Variação da força axial T na viga com a rigidez axial K. Adaptado de Davies e Ahmed (1978).....	105
Figura 3.11 Forças em um elemento parede/viga. Adaptado de Davies e Ahmed (1978). ...	106
Figura 3.12 Distribuição de tensão vertical e cisalhante à interface da parede/viga. Adaptado de Davies e Ahmed (1978).....	106
Figura 3.13 Carregamento vertical na viga de apoio. Adaptado de Davies e Ahmed (1978)	108
Figura 3.14 Distribuição aproximada da força axial na viga de apoio. Adaptado de Davies e Ahmed (1978).....	110
Figura 4.1 Forma e dimensões (mm) dos blocos e meio blocos, em escala reduzida	120
Figura 4.2 Laminador de laboratório.....	121
Figura 4.3 Lâminas de argila retidas no peneiramento.....	122
Figura 4.4 a) Materiais laminados e pulverizados obtidos do peneiramento; b) proporção de materiais laminados e pulverizados obtidos do peneiramento.	122
Figura 4.5 Extrusora de laboratório e detalhe da boquilha e do dispositivo de corte.....	127
Figura 4.6 a) Forno elétrico Jung modelo JC 7013 (Blumenau – SC); b) disposição adotada para os blocos no forno.....	129
Figura 4.7 (a) Esquema da disposição frontal e longitudinal dos blocos no forno para 60 blocos; (b) esquema para 84 blocos.....	129
Figura 4.8 a) aparato para capeamento dos blocos; b) blocos capeados.	134
Figura 4.9 Dispositivo para a fixação dos relógios comparadores.....	135

Figura 5.1 Estratégias de modelagem para estruturas de alvenaria: (a) alvenaria; (b) micro-modelagem detalhada; (c) micro-modelagem simplificada; (d) macro-modelagem. Fonte. Lourenço (1996).	137
Figura 5.2 – Parte do conjunto de corpos de prova de um experimento (protótipo).....	139
Figura 5.3 - Curva granulométrica do pedrisco utilizado.....	141
Figura 5.4 – Curva granulométrica da areia média utilizada.....	142
Figura 5.5 - Aparato para a determinação das deformações longitudinais.....	142
Figura 5.6 – Granulometria da areia fina para argamassa.	144
Figura 5.7 – Aparato para moldagem dos prismas.	147
Figura 5.8 – Resistências médias à compressão dos prismas (3 blocos) por protótipo.....	147
Figura 5.9 – Paredinhas para obtenção dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson nas direções normal e paralela às juntas.....	149
Figura 5.10 – “Demec gauge” – instrumento e gabaritos de fixação das pastilhas.....	150
Figura 5.11 – Esquema de fixação das pastilhas nas paredinhas.....	150
Figura 5.12 – Ensaio das paredinhas: a) normais b) laterais.	150
Figura 5.13 –Paredinhas normais – Leituras inconsistentes das deformações horizontais (5-6/E-F).....	153
Figura 5.14 – Diagramas tensão x deformação normal às juntas, das paredinhas normais....	153
Figura 5.15 –Diagramas tensão x deformação paralelo às juntas, das paredinhas normais ...	154
Figura 5.16 – Diagramas tensão x deformação normal e paralelo às juntas, das paredinhas laterais.....	154
Figura 5.17 Esquema do carregamento adotado.....	155
Figura 5.18 Forma e armação da base de concreto.....	165
Figura 5.19 – Esquema das fiadas do modelo – com contrafortes	167
Figura 5.20 – Esquema da primeira e segunda fiada do modelo – sem contrafortes	168
Figura 5.21 – Deformadas (topo) de uma parede em “C” e uma em “Z”	168
Figura 5.22 – Pré- análise – distribuição de tensões verticais S33 nas paredes em “I” e em “T”.....	169

Figura 5.23 – Região de aplicação das cargas na parede.....	169
Figura 5.24 – Base de concreto a) forma com a armadura e, b) após a concretagem.	170
Figura 5.25 – Transporte da base de concreto: a) do LMCC para o LEE, b) dentro do LEE.	171
Figura 5.26 – Execução da alvenaria (LEE) – protótipos 1 e 2 prontos e o 3 em execução. .	171
Figura 5.27 – Esquema do posicionamento do sistema de aquisição de dados para os ensaios.	172
Figura 5.28 –Esquema do posicionamento da instrumentação para os ensaios.	173
Figura 5.29 – a) Uso do neoprene entre o capeamento e a viga metálica; (b) sistema de aquisição com o uso de três “Spiders”.	174
Figura 5.30 –Detalhes dos “strain gauges” e transdutores.	174
Figura 5.31 –Detalhe do desfolhamento dos blocos devido à ação do neoprene.	175
Figura 5.32 – Detalhes das fissuras na ligação parede/flange: a) fissuras iniciais; b) e c) ao longo do carregamento e d) e f) detalhes das fissuras na ruptura (base e topo da parede)....	176
Figura 5.33 – Aspecto geral da parede na ruptura e detalhes da ruptura próximo ao flange .	177
Figura 5.34 – Protótipo 1 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.....	178
Figura 5.35 – Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.	178
Figura 5.36 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.....	179
Figura 5.37 – Médias das deformações (m/m) dos “strain gauges” opostos.....	179
Figura 5.38 – Médias das deformações (m/m) dos transdutores de deslocamento opostos...	180
Figura 5.39 – Protótipo 4: a) Vista frontal da instrumentação, b) detalhe do relógio comparador.....	181
Figura 5.40 – Protótipo 4 – aparecimento da primeira fissura.	181
Figura 5.41 – Protótipo 4. a) Fissuras na região parede/flange, b) detalhe da trinca na fiada do topo.	182
Figura 5.42 – Protótipo 4 - Vista geral após a ruptura	182
Figura 5.43 – Protótipo 4 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.....	183
Figura 5.44 – Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.	183

Figura 5.45 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.....	184
Figura 5.46 – Protótipo 4 - Médias das deformações (m/m) dos “strain gauges” opostos.....	184
Figura 5.47 – Protótipo 4 - Médias das deformações (m/m) dos transdutores de deslocamento opostos.....	185
Figura 5.48 – Protótipo 2: a) Vista frontal (antes do ensaio); b) vista de perfil (durante o ensaio).....	186
Figura 5.49 – Protótipo 2 - Vista frontal após a ruptura.....	186
Figura 5.50 – Protótipo 2: a) Fissuras na viga); b) detalhe da ruptura viga/apoio.	187
Figura 5.51 – Protótipo 2 – Carga x deflexão da viga no meio do vão.	187
Figura 5.52 – Protótipo 2 – Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.....	188
Figura 5.53 – Protótipo 2 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.	188
Figura 5.54 – P2 – Médias das deformações dos “strain gauges” e transdutores de deslocamento opostos.	189
Figura 5.55 – Protótipo 3: a) detalhe do “strain gauge” E; b) vista frontal (antes do ensaio)	190
Figura 5.56 – a) Desligamento do bloco da extremidade; b) vista geral das fissuras	190
Figura 5.57 – Protótipo 3 – após a ruptura	191
Figura 5.58 – Protótipo 3 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.....	191
Figura 5.59 – Protótipo 3 - Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.....	192
Figura 5.60 – Protótipo 3 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.	192
Figura 5.61 – Protótipo 3 - Médias das deformações (m/m) dos “strain gauges” e transdutores opostos.....	193
Figura 5.62 – Deflexões obtidas para os protótipos com e sem flanges.....	194
Figura 5.63 – Protótipos 2 e 3 (sem flanges) – médias dos “strain gauges” opostos.	194
Figura 5.64 – Protótipos 2 e 3 (sem flanges) – médias dos transdutores opostos.	195
Figura 5.65 – Protótipos 1 e 4 (com flanges) – médias dos “strain gauges” opostos.....	196
Figura 5.66 – Protótipos 1 e 4 (com flanges) – médias dos transdutores opostos.....	197

Figura 5.67 – Protótipo 2 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.....	199
Figura 5.68 – Protótipo 2 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.....	200
Figura 5.69 – Protótipo 3 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.....	200
Figura 5.70 – Protótipo 3 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.....	201
Figura 5.71 – Protótipo 1 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.....	202
Figura 5.72 – Protótipo 1 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.....	202
Figura 5.73 – Protótipo 4 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.....	203
Figura 5.74 – Protótipo 4 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.....	203
Figura 5.75 – Deformações médias dos <i>strain gauges</i> opostos – médias dos protótipos 1-4 e 2-3 (P = 40 kN).....	204
Figura 5.76 – Deformações médias dos transdutores opostos – médias dos protótipos 1-4 e 2-3 (P = 40 kN).....	204
Figura 5.77 – Esquema de numeração dos nós – Parede.....	209
Figura 5.78 – Esquema de numeração dos nós – Base de apoio	210
Figura 5.79 – Nós restringidos	211
Figura 5.80 – Região de aplicação das cargas na parede.....	211
Figura 5.81 – Adoção do nó para a avaliação da tensão em função dos coeficientes de Poisson da alvenaria.....	212
Figura 5.82 – Elementos sólidos de alvenaria a serem considerados para análise.....	214
Figura 5.83 – Nós dos elementos sólidos (de alvenaria) a serem considerados para análise.....	215
Figura 5.84 – Painel sem flange: a) vista de topo; b) vista lateral.....	215

Figura 5.85 – Painel sem flange. Distribuição de tensões verticais – S33 – (P = 40 kN).	216
Figura 5.86 – Painel sem flange – Distribuição de tensões verticais ao longo da altura do painel.	216
Figura 5.87 Distribuição das tensões horizontais – S11 – (P = 40 kN).....	217
Figura 5.88 Distribuição das tensões de cisalhamento – S13.....	218
Figura 5.89 – Painel em T - Distribuição de tensões verticais – S33 – (P = 40 kN).....	219
Figura 5.90 – Painel em T – vista frontal - Distribuição de tensões verticais – S33 – (P = 40 kN).....	219
Figura 5.91 – Painel em T - Distribuição de tensões verticais no flange (P = 40 kN).	220
Figura 5.92 Distribuição das tensões horizontais – S11 – (P = 40 kN).....	220
Figura 5.93 Distribuição das tensões de cisalhamento – S13.....	221
Figura 5.94 –Distribuição de tensões verticais ao longo da altura do painel (P = 40 kN).	222
Figura 5.95 –Distribuição de tensões verticais no flange nas camadas próximas à base (P = 40 kN).....	222

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Classificação dos blocos em relação à área útil – Fonte: Manual ABCI (1990) ...	36
Tabela 2.2. Resistência à compressão característica da alvenaria (f_k , em N/mm^2)	40
Tabela 2.3. Fator de eficiência para vários tipos de unidades. Camacho (1995) p.17.	50
Tabela 2.4 Módulos de deformação da alvenaria em função da resistência dos prismas Colville e Wolde-Tinsae, apud Mendes (1988).....	69
Tabela 2.5 Módulos de deformação da alvenaria x resistência dos prismas. Fonte: Ramalho e Correa (2003).....	69
Tabela 2.6. Efeito dos furos na resistência de compressão de paredes de tijolo de barro, relativas às unidades sem furos. Fonte: Monk, apud Sahlin (1971).....	73
Tabela 2.7. Efeito de diferentes materiais de junta na resistência à compressão de pares de tijolo (Monk apud Hendry 1981).....	75
Tabela 2.8. Efeito de diferentes materiais de junta na resistência à compressão de prismas de três tijolos. Fonte Morsy, apud Hendry (1981)	75
Tabela 2.9. Relação tensão/deformação para alvenaria. Powell e Hodgkinson, apud Hendry (1981).	76
Tabela 3.1 Coeficientes de momento fletor “K” e de concentração de tensões “C” em função da relação x/L (Wood e Simms – 1969).....	87
Tabela 4.1 Características da argila utilizada para a fabricação dos blocos.....	123
Tabela 4.2 Adição de água para hidratação da argila.	125
Tabela 4.3 – Dimensões reais dos blocos	131
Tabela 4.4 – Área líquida dos blocos	132
Tabela 4.5 – Densidade aparente e índice de vazios dos blocos.	133
Tabela 4.6 – Dimensões, cargas e tensões de ruptura dos blocos.	134
Tabela 4.7 – Módulo de elasticidade longitudinal dos blocos.....	136
Tabela 5.1 - granulometria do agregado graúdo.....	140
Tabela 5.2 - Granulometria - Areia Média	141

Tabela 5.3 – Resumo dos dados dos CP de concreto dos quatro protótipos	143
Tabela 5.4 - Granulometria - Areia fina	144
Tabela 5.5 – Argamassa - Resistência à compressão - Protótipos 01, 02, 03 e 04.....	145
Tabela 5.6 - Prismas de três blocos – resistência à compressão - Protótipos 01 a 04.	146
Tabela 5.7 – Paredinhas normais - resistência à compressão.....	151
Tabela 5.8 - Paredinhas laterais - resistência à compressão	152
Tabela 5.9 Carregamento proveniente das lajes para espessura considerada de 10 cm	157
Tabela 5.10 Peso da parede por metro linear correspondente à parede de 14,0 cm com 2,60 m de altura.	157
Tabela 5.11 Carregamento da viga - Carga total por metro linear.	157
Tabela 5.12 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.	198
Tabela 5.13 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.	199
Tabela 5.14 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.	213
Tabela 5.15 Valores médios das leituras dos “strain gauges” e transdutores.....	224
Tabela 5.16 Correlação das tensões (transdutores x análise numérica)	225
Tabela 5.17 Correlação das tensões (“strain gauges” x análise numérica)	225
Tabela 9.1 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 1	251
Tabela 9.2 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 2	253
Tabela 9.3 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 3	255
Tabela 9.4 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 4	257

1 Introdução

Em um edifício de alvenaria sobre pilotis, a viga de concreto ao ser solicitada pela parede, deforma-se, provocando na região deformada o desligamento da parede. Isso faz com que a ação da parede sobre a viga, inicialmente uma carga uniformemente distribuída, passe a se concentrar próximo aos apoios, equacionada na forma de cargas triangulares ou parabólicas. Este rearranjo das tensões na alvenaria é denominado efeito arco¹ e, embora característico nos edifícios de alvenaria estrutural sobre pilotis ocorre também no caso das vergas utilizadas sobre as aberturas de portas e janelas.

Os primeiros estudos sobre o efeito arco aconteceram a partir de 1952 (WOOD, R.H. 1952) e, desde então, vários pesquisadores, entre os quais AHMED, A.E., DAVIES, S.R.; HENDRY, A.W, RIDDINGTON, J.R., ROSENHAUPT, S.; SIMMS, L.G., e STAFFORD SMITH, B.; trouxeram significativas contribuições ao estudo e à compreensão do assunto.

No entanto, há pouca literatura sobre o mesmo para fundamentar os modelos propostos. As distribuições de tensões são feitas a partir de simulações numéricas e ensaios experimentais do conjunto parede-viga, não existindo no Brasil ou no exterior simulações ou ensaios que considerem o entorno (outras paredes) deste conjunto.

Uma série de fatores (a rigidez da viga, por exemplo) pode atenuar ou realçar esse efeito que, se por um lado alivia substancialmente os esforços na viga de apoio, por outro, provoca concentrações de tensões na alvenaria ocasionando o aparecimento de fissuras e trincas.

Os procedimentos de projeto apresentados, além de discretizarem o conjunto parede viga desconsiderando o restante da estrutura, são baseados em estruturas isostáticas que, se por um lado realçam o efeito arco, por outro são uma idealização de projeto não encontrada na execução de edifícios. Em relação à adoção de estruturas isostáticas (vigas bi-apoiadas) é importante considerar que a utilização de aparelhos de apoio é uma prática comum na execução de pontes, porém incomum na execução de edifícios.

A partir de simulações numéricas e experimentais, projetistas estruturais, com o intuito de aliviar as vigas de concreto nos projetos de alvenaria estrutural, provocam deliberadamente o

¹ Em inglês “efeito arco” pode ser denominado como: a) Composite wall/beams, b) Composite action between brick panel walls and their supporting beams, c) Wall/beam structures, d) Arching action between masonry walls and beam

efeito arco, mas como se comporta efetivamente a ação da parede sobre a viga quando este conjunto interage com o restante da estrutura? A questão foi objeto de estudo nesta tese.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo principal

Este trabalho objetiva um melhor entendimento do efeito arco na alvenaria estrutural e das variáveis envolvidas, tendo como meta uma melhor compreensão da interação entre as paredes sob a ação do efeito arco e a análise da contribuição, ou não, dos flanges para o alívio da concentração de tensões na parede, em função do efeito arco.

1.1.2 Objetivos secundários

Para se alcançar o objetivo principal do trabalho foi necessário a realização de diversos estudos relativos à caracterização dos materiais e elementos da estrutura. Designados aqui como objetivos secundários são listados a seguir:

- Fabricação e caracterização dos blocos cerâmicos em escala reduzida;
- Definição do modelo a ser analisado numérica e experimentalmente;
- Caracterização do concreto e alvenaria para utilização nas correlações entre as modelagens numérica e experimental.

1.2 JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento tecnológico de um material, de suas técnicas construtivas (e de projeto), assim como a formação de pessoal (execução e projeto), cria as condições necessárias para sua utilização mais racional e, principalmente, mais econômica.

É o caso do concreto armado no Brasil. Esse material vem sendo usado e pesquisado há décadas e, como consequência, seu custo vem sendo reduzido, não só pela utilização de processos construtivos mais racionais, normas técnicas atuais e similares às utilizadas internacionalmente, como também pela redução de seus coeficientes de segurança.

A alvenaria como elemento estrutural vem sendo utilizada empiricamente há vários milênios, mas sua utilização racional, ou seja, a alvenaria estrutural, teve seu início na década de 1950 com Paul Haller na Suíça e, no Brasil apenas a partir da década de 1980 quando muitos centros de pesquisa foram criados para o estudo, criação e divulgação do conhecimento sobre a alvenaria estrutural.

No caso específico da ação do efeito arco em paredes de alvenaria, o equacionamento da sua ação, ou seja, a definição de uma metodologia de projeto, pouco mudou a partir de Davies e Ahmed (1978) e Riddington e Stafford Smith (1978). Suas propostas, feitas 26 anos após o trabalho pioneiro de Wood (1952), ainda hoje são aceitas consensualmente no meio técnico, salvo pequenas correções inerentes ao desenvolvimento e barateamento dos sistemas computacionais, que possibilitaram os seus aprimoramentos.

O fato mais marcante observado nas pesquisas até agora realizadas é a consideração de elementos isolados, ou seja, não se analisou a interação entre paredes, ou entre paredes e colunas (de alvenaria), tão corriqueiras nas estruturas executadas em alvenaria estrutural.

Este trabalho se justifica por buscar um melhor entendimento das paredes estruturais de alvenaria, sob a ação do efeito arco, interagindo com seu entorno (os flanges), propiciando, assim, melhor entendimento da distribuição de tensões provocadas pela ação do efeito arco e condições para o estabelecimento de novas considerações para o estudo desse fenômeno.

1.3 Metodologia

Para atingir os objetivos propostos foram adotados os seguintes procedimentos metodológicos:

- Revisão bibliográfica:

Foram feitas duas revisões bibliográficas, uma sobre a alvenaria estrutural e outra específica sobre o efeito arco.

- Produção e caracterização dos blocos cerâmicos em escala reduzida

Para a produção e caracterização dos blocos cerâmicos em escala reduzida, inicialmente houve o recebimento do solo argiloso e sua preparação e caracterização para, em seguida, a fabricação dos blocos em escala reduzida: a extrusão, a secagem e a queima. Fabricados os blocos procedeu-se a caracterização dos mesmos: a caracterização

geométrica, a determinação do índice de vazios e densidade aparente, e os ensaios para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade.

- Adoção do modelo para análise

Para a adoção do modelo experimental foram adotadas algumas hipóteses para a adoção das cargas a serem aplicadas e, em seguida, feitas pré-simulações numéricas para as situações mais prováveis de paredes com flanges (“C”, “L”, “Z”, “I” e “T”) para adoção do modelo com flanges.

- Análise experimental

Para a análise experimental foram ensaiados quatro protótipos sendo dois com flange e dois sem. Os modelos (protótipos) foram instrumentados com transdutores indutivos de deslocamento e *strain gauges* para obtenção das leituras das deformações provocadas pela aplicação de uma carga em um pórtico de reação.

Para cada protótipo foram feitos os ensaios para caracterização do concreto (viga de apoio) e da alvenaria (argamassa, unidades, prismas e paredinhas).

- Análise numérica

Na análise numérica, inicialmente discutiu-se a adoção das ferramentas computacionais (SAP2000) para, em seguida, proceder-se a modelagem numérica dos protótipos com e sem flanges.

- Análise dos resultados e conclusões.

Após a análise e discussão dos resultados obtidos nas modelagens numérica e experimental são expostas as conclusões do trabalho realizado.

1.4 Organização do trabalho

Após este capítulo introdutório, o Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura técnica acerca das características da alvenaria estrutural e das propriedades físico-mecânicas de seus elementos componentes.

No Capítulo 3, apresenta-se uma fundamentação teórica sobre o tema efeito arco na alvenaria estrutural.

No capítulo 4, é feita uma rápida revisão bibliográfica sobre a argila e suas características e, em seguida, é abordada a fabricação e caracterização dos blocos em escala reduzida.

No Capítulo 5, explicitam-se as simulações numéricas, realizadas através de um aplicativo computacional – SAP 2000 e a modelagem experimental em escala reduzida onde são ensaiadas paredes de alvenaria – com e sem flanges – apoiadas sobre vigas. Ao final, são analisados, discutidos e comparados os resultados obtidos através das modelagens experimental e numérica das paredes com e sem flanges.

No capítulo 6, são expostas as conclusões e propostas para as paredes de alvenaria estrutural quando sob o efeito arco e sugestões para o desenvolvimento de pesquisas pautadas neste tema.

Por fim, colocam-se as referências bibliográficas e os anexos.

No Anexo 01, são apresentados os ensaios de caracterização da argila utilizada; no Anexo 02, os resultados dos ensaios do concreto e, no Anexo 03, os resultados dos ensaios da alvenaria: argamassa, prismas e paredinhas.

2 Revisão da literatura e fundamentos teóricos.

2.1 Um pouco da história da alvenaria estrutural

De uma maneira geral, a alvenaria pode ser definida como um sistema construtivo que consiste na moldagem de unidades (pedras, tijolos ou blocos) unidas por um ligante (a argamassa).

A alvenaria de pedras, sem dúvida, é um dos mais antigos sistemas construtivos utilizados pelo homem. Ainda hoje, desafiando a ação destruidora do tempo, sobrevivem ruínas, algumas muito bem conservadas, de edificações utilizadas como habitações, templos, sepulturas e monumentos, onde se utilizou este sistema construtivo. Construída há mais de 4500, anos a grande Pirâmide de Gizé, com seus 146 m de altura (perdeu 10 m de seu topo) e base quadrada com lados medindo 229 m, somente foi superada em altura no século 19.

Historicamente, o tijolo é um produto de substituição e foi utilizado primeiramente em regiões onde havia escassez da pedra natural e da madeira. Não dispondo desses materiais já prontos na natureza, o homem recorreu à “pedra artificial”. Atribui-se aos caldeus o invento do tijolo cozido, ainda que o tijolo cru já fosse empregado na alvenaria em várias regiões do Oriente.

Desde as primeiras experiências com a alvenaria de pedras, estas civilizações buscaram um material que unisse e desse coesão a essas pedras. Os antigos egípcios usavam uma “argamassa” constituída por uma mistura de gesso calcinado (de certa forma é a origem do cimento). Os assírios e babilônios usaram a argila como material ligante. A argamassa de cal, conhecida e aplicada por alguns povos do Oriente, foi introduzida na Europa pelos romanos e contribuiu de maneira expressiva para o aperfeiçoamento da alvenaria de pedra.

Os romanos desenvolveram um cimento, o “caementum”, resultado da mistura da cal com a “pozolana” (cinza vulcânica do Monte Vesúvio, na zona de Pozzuoli) e que oferecia maior resistência à ação da água. A maior parte das construções do Fórum Romano foram construídas com uma espécie de concreto feito com este cimento. Os famosos Banhos Romanos, construídos por volta de 27 a.C., o Coliseu e a enorme Basílica de Constantino são exemplos da antiga arquitetura romana em que as argamassas de cimento foram utilizadas.

Este conhecimento romano perdeu-se durante a Idade Média e somente foi resgatado em 1758, quando o inglês Smeaton conseguiu um produto de alta resistência, por meio da calcinação de calcários moles e argilosos.

Apesar da execução de obras de grande porte em alvenaria, estas estruturas eram sempre dimensionadas empiricamente. O edifício "Monadnock" (Figura 2.1), construído em Chicago entre 1889 e 1891 com 16 pavimentos e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuíam 1,80 metros de espessura, foi um marco na história da alvenaria; se por um lado significou o apogeu da utilização da alvenaria (empírica), por outro, marcou o início de seu declínio. Seu projeto e execução delinearam os limites para a construção em alvenaria na época.



Figura 2.1 Edifício Monadnock - Fonte: ABCI - Manual técnico de alvenaria (1990), p. 37.

Em 1870, na Europa, foram desenvolvidos os blocos cerâmicos e, em 1875, iniciou-se a produção nos Estados Unidos. O surgimento do bloco cerâmico estabeleceu uma nova cultura no desenvolvimento e conhecimento de um material. Do empirismo passou-se à pesquisa das características e propriedades do material. A criação e o desenvolvimento do bloco cerâmico, porém veio após a “redescoberta” do cimento em 1824, seguida pela do concreto em 1849.

O desenvolvimento do concreto deve-se, sem dúvida, à sua facilidade de conformação. Em pouco tempo verificou-se que o novo material apresentava boa resistência à compressão, porém baixa resistência à tração, o que motivou a adição de aço à pasta de concreto, originando o concreto armado. O uso do concreto armado passou a ter uma utilização mais racional, fundamentada em estudos teóricos e experimentais, o que era inovador para a época. O desenvolvimento de estudos levou a um aprimoramento contínuo desse material e a construção de grandes estruturas em concreto e/ou aço a partir do início do século 20, mais

leves, mais esbeltas, mais resistentes e melhor compreendidas tecnicamente, tornaram esses materiais os mais utilizados nas estruturas em todo o mundo e a alvenaria passa então a ser usada apenas nas obras de pequeno porte ou como elementos de vedação nas grandes estruturas de concreto e/ou aço, marcando seu fim como material estrutural para obras de grande porte.

Paul Haller, engenheiro Suíço, após uma série de pesquisas com a alvenaria, projetou e construiu, em 1951, em Zurique, aquele que é considerado o primeiro edifício em alvenaria estrutural (Figura 2.2). Comparando com o “Monadnock” de 16 pavimentos e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuíam 1,80 m de espessura, o edifício de Haller tinha 13 pavimentos, paredes internas com 15 cm de espessura e externas com 37,5 cm. A partir desse edifício, a alvenaria estrutural passa a ser considerada uma alternativa viável como sistema estrutural.



Figura 2.2 Edifício de apartamentos – Suíça, 1951 – Fonte: Sahlin, S. (1971), p. 265.

No final da década de 50, intensificam-se as pesquisas em alvenaria estrutural, com a criação ou revisão das normas técnicas em vários países, assim como a disseminação desse conhecimento dentro das universidades norte-americanas, européias e asiáticas.

2.2 A alvenaria estrutural no Brasil

A alvenaria estrutural foi introduzida no Brasil a partir da década de 60, com a construção em São Paulo do conjunto habitacional “Central Parque da Lapa” (edifícios de 4 pavimentos com blocos de concreto). A alvenaria estrutural não armada (mais econômica e adequada às nossas

condições geológicas) somente veio a ser utilizada em nosso país a partir do final da década de 70 com a utilização dos blocos sílico-calcários e o surgimento das indústrias de blocos estruturais de concreto e, posteriormente, dos cerâmicos.

É a partir dos anos 80 que algumas universidades brasileiras que vinham pesquisando, de forma tímida, a alvenaria estrutural, consolidaram esta linha de pesquisa, despontando como centros de excelência na área, com a geração e disseminação de novos conhecimentos. Esse fato possibilitou que a alvenaria estrutural se consolidasse como um sistema construtivo viável, moderno, econômico e com as vantagens e desvantagens inerentes a qualquer material.

2.3 O “projetar” em alvenaria estrutural

Cada material traz associado a ele concepções próprias para o projeto e a execução de uma obra e isso também acontece com a alvenaria estrutural. Tratando-se de uma estrutura composta de unidades (tijolos ou blocos) unidas através de camadas horizontais e verticais de argamassa formando assim o elemento resistente, e sendo essas unidades padronizadas e industrializadas, um dos princípios do projeto e da execução em alvenaria estrutural baseia-se na premissa de se trabalhar com estas unidades conforme são produzidas. Em outras palavras, não há o corte dessas unidades para enquadrá-las nas dimensões de projeto, assim como não se rasga uma parede para os dutos hidráulicos, elétricos etc.

O projeto é desenvolvido em função do material e é modulado em função das dimensões das unidades; o mesmo acontece com as espessuras das juntas de argamassa. Quanto à passagem de dutos e conduítes, assim como a colocação das caixas de tomadas, interruptores etc., seus posicionamentos são detalhados no projeto e a execução realizada através de componentes (unidades) específicos, conforme suas finalidades.

Do que já se expôs, pode-se depreender que uma das principais vantagens da alvenaria estrutural é que esse processo construtivo associa as várias concepções de projeto (arquitetônico, estrutural, elétrico, hidráulico e etc.) a uma só concepção: o projeto da obra em alvenaria estrutural. Tal fato é, sem dúvida, o caminho para a racionalização tanto do projeto como da construção, uma vez que, para o desenvolvimento de projetos bem estudados, bem desenvolvidos (detalhamento minucioso) e, portanto, bem resolvidos, é essencial a interação dos projetistas e do executor.

A fase de definição do projeto e concepção da edificação fica mais demorada e onerosa, porém os problemas, as adaptações e as suas soluções passam a acontecer ainda no “papel”

(no microcomputador) e não na obra, onde envolveria perda de materiais, interrupções com atrasos de cronogramas e soluções, geralmente tomadas às pressas e nem sempre bem embasadas. Assim, a obra em alvenaria estrutural adquire o perfil da construção industrializada. Apenas para exemplificar o anteriormente exposto, os norte americanos há setenta anos “gastaram” vários anos na concepção e projeto do Empire State Building, executando-o em aproximadamente 18 meses, com a conseqüente redução dos problemas comuns de execução, de perda de materiais, etc.

Conforme Roman *et al.* (1999), a melhoria da qualidade da construção torna-se inevitável, em conseqüência da necessidade de coordenação dos projetos e das medidas de racionalização na execução das obras. É através da coordenação que se atinge a integração entre os participantes do projeto, que se controlam as várias etapas de desenvolvimento do projeto e se solucionam as interferências entre as partes do projeto elaboradas pelos distintos projetistas.

... Não é possível controlar uma atividade ou produto se suas características não se encontram perfeitamente definidas. Da mesma forma, a execução somente poderá ser planejada de forma eficiente se o projeto apresentar todas as informações necessárias para o planejamento.

O processo construtivo em alvenaria estrutural deve ser concebido, sempre que possível, a partir da coordenação dos projetos ... (ROMAN *et al.* 1999, p. 39).

Para completar esta abordagem, são citadas a seguir algumas características da alvenaria estrutural, extraídas da literatura especializada.

- É a alvenaria que absorve as ações atuantes na estrutura.
- A alvenaria sempre busca a distribuição mais uniforme das cargas. As concentrações de tensões passam a ocorrer nas aberturas e, uma vez vencidas, retorna-se à tendência da distribuição uniforme.
- As fundações são mais simples e econômicas, visto que a distribuição das cargas no solo é mais distribuída.
- Há a redução dos materiais constituintes da obra. A madeira deixa de ser utilizada e o aço é usado apenas quando o projeto leva ao desenvolvimento de tensões de tração – alvenaria estrutural armada.

- Há redução da diversidade da mão-de-obra em função da redução dos tipos de materiais envolvidos, facilitando o treinamento e a formação de equipes de trabalho.
- A execução simultânea da estrutura com a caixilharia, a hidráulica e a elétrica, induz a uma maior racionalização e rapidez de execução. O re-trabalho é eliminado, permitindo o desenvolvimento de cronogramas mais simples, rápidos e simultâneos.
- Os materiais envolvidos levam a obras mais limpas e organizadas, mais econômicas e à redução substancial da “limpeza final da obra” e remoção do entulho.
- O alinhamento, o aparelhamento e o prumo das paredes, fundamentais na alvenaria estrutural, resultam numa economia substancial na argamassa de revestimento.

Porém, não se pode esquecer que,

- uma vez desenvolvido o projeto e executada a obra, as reformas e alterações de “layout”, mesmo que pequenas, tornam-se caras e de difícil execução (as paredes são estruturais);
- com a limitação e a modulação impostas aos vãos, a liberdade no projeto arquitetônico é reduzida. A concepção arquitetônica agora é voltada para esse sistema construtivo.

2.4 O conceito da modulação

Pela sua importância, essencial na alvenaria estrutural, é necessário explicitar o conceito de modulação, conceito esse que, a partir de meados da década de 70 passou por um processo de normalização pela ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Coordenação modular é a técnica que permite relacionar as medidas de projeto com as medidas modulares por meio de um “reticulado espacial modular de referência”, ou seja, por um sistema formado por pontos, linhas e planos aos quais devem relacionar-se as medidas e posições dos componentes da construção. NBR 5706 (1977), NBR 5731 (1982) e ABCI (1990)

Definindo “módulo” como a distância (100 mm) entre dois planos consecutivos do sistema que origina o reticulado espacial modular de referência (REMR), tem-se o conceito de “quadrícula modular de referência” como a projeção do REMR sobre um plano paralelo a um dos três planos ortogonais.

Os conceitos dispostos acima têm extrema importância para o projeto de alvenaria estrutural coordenado modularmente, conforme disposto na NBR 5729 (1982). Ao se projetar segundo os princípios da coordenação modular de construção, deve-se definir o módulo a ser usado (em função das unidades) com o que se determina o quadriculado multimodular de referência (indica múltiplos do módulo).

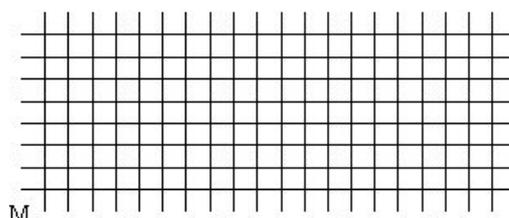


Figura 2.3 Quadriculado multimodular de referência.

A concepção do projeto com suas plantas baixas, elevações etc., tem por premissa o perfeito posicionamento dos componentes de alvenaria dentro desta malha modulada (ou multimodulada) de referência. Daí, a necessidade do prévio conhecimento das dimensões e propriedades físicas desses componentes que, conforme mostrado adiante, deverão ser modulados, e industrializados dentro de rígidos padrões dimensionais.

Como se denota do acima exposto, a modulação é fundamental para o sucesso de uma construção em alvenaria estrutural. Todas as alvenarias vão ser executadas com peças pré-moldadas de dimensões padronizadas; assim, todos os componentes da obra, tais como as paredes com dimensões múltiplas das unidades, as aberturas de portas, janelas, escadas etc., devem ser projetados dentro da referida modulação, evitando, com isso, os cortes das peças.

A coordenação modular pode representar acréscimos de produtividade de cerca de 10%. Consegue-se evitar cortes e outros trabalhos de ajuste no canteiro que representariam perda de tempo, material e mão-de-obra. Além disso, os projetos arquitetônicos estruturais e de instalações devem ser compatibilizados, bem como deve-se ter um adequado controle da execução com controle das juntas.

A facilidade com que se implanta a coordenação modular nos edifícios em alvenaria estrutural é um dos principais motivos que tornam o processo favorável à implantação de medidas de racionalização. Estas facilidades são obtidas devido à própria forma de execução, que simplifica a padronização dos serviços, a coordenação das atividades, o treinamento e a qualificação da mão-de-obra entre outras.

[...]

A posição dos blocos no reticulado é tal que duas faces suas sempre tangenciam as linhas tracejadas. ... a modulação ideal é aquela em que o módulo é igual à espessura da parede, não sendo necessária a criação de blocos especiais para ajustes nas amarrações.

Conforme o tipo de janela (madeira, ferro ou alumínio), a fixação deve ser estudada, e estabelecidas as folgas necessárias, para consideração na coordenação modular (ROMAN *et al.* 1999. p. 43-44).

2.5 As unidades – os blocos e tijolos

Alvenaria modular é a alvenaria projetada e executada de acordo com o reticulado modular espacial de referência e unidade de alvenaria modular é o elemento composto cujas medidas são determinadas para ocupar um espaço modular. NBR 5718 (1982).

As unidades de alvenaria (blocos e tijolos) são componentes industrializados, modulados e em forma de paralelepípedos, para a composição da alvenaria estrutural ou de vedação. Podem apresentar diferentes dimensões ou formas (as unidades especiais), compatíveis com a modulação adotada, e serem confeccionados em vários materiais: concreto, cerâmica, sílico-calcário e concreto celular autoclavado.

Internacionalmente, as indústrias produzem seus blocos com as dimensões baseadas nos módulos básicos, ou multimódulos, conforme a normalização de seus países. No Brasil é adotada a modulação $M=10$ (dimensões nominais múltiplas de 10 cm), enquanto nos Estados Unidos adota-se a modulação $M=20$ e na Europa a $M=12,5$ (além destas modulações encontram-se blocos na modulação $M=15$).

As modulações $M=10$ e $M=20$ possibilitam as mesmas dimensões de blocos, o que não ocorre com as modulações $M=12,5$ e $M=15$. A diferença de modulação deve-se ao tipo de alvenaria estrutural a ser utilizada. Enquanto os primeiros podem ser utilizados tanto para a alvenaria estrutural não armada quanto para a armada, as modulações $M=12,5$ e $M=15$ são adotadas nos países onde a alvenaria não armada é predominante.

A expressão “dimensão nominal”, utilizada anteriormente, deve ser distinguida da “dimensão real” da unidade. Enquanto a dimensão real, como o próprio nome indica, é a dimensão real do bloco, a nominal é a que consta dos catálogos dos fabricantes de blocos, é a dimensão real acrescida de 1,0 cm da junta de argamassa.

Os blocos têm as dimensões do comprimento e da altura fixadas em função da modulação adotada, sendo que um bloco padrão é fabricado com as dimensões nominais 15 x 20 x 40 cm (espessura, altura e comprimento, respectivamente). As dimensões reais para esse bloco seriam 14 x 19 x 39 cm, sendo a diferença de 1 cm preenchida pela argamassa.

As Normas NBR 7171 (1992) e NBR 5712 (1982) trazem as especificações para os blocos estruturais cerâmicos e para os blocos vazados de concreto, respectivamente.

A classificação em tijolo ou bloco ocorre em função das dimensões da unidade, sendo denominadas de tijolos as unidades com dimensões máximas de 250 x 120 x 55 mm e de blocos, as unidades com dimensões superiores às dimensões fixadas para os tijolos. Essas unidades ainda são classificadas em maciças, perfuradas ou vazadas, conforme a relação de área líquida/bruta.

Além das unidades padrões existem vários modelos de peças para aplicações específicas, tais como: o meio bloco, a canaleta, o jota, os blocos decorativos (alvenaria aparente), os blocos para a passagem de dutos para instalações, as peças compensadoras etc.

Tabela 2.1 Classificação dos blocos em relação à área útil – Fonte: Manual ABCI (1990)

Blocos	Área		
	líquida (útil) %	furos %	total (bruta)
Vazado	< 70	> 30	100
Perfurado	70 a 100	0 a 30	100
Maciço	100	0	100

2.6 Comportamento mecânico da alvenaria estrutural

Conforme mencionado anteriormente, os ensaios de resistência de tijolos cerâmicos tiveram início na Europa e nos Estados Unidos, timidamente, a partir do final do séc. XIX; apenas no início do século 20 as pesquisas começaram a ganhar vulto e importância com experimentos realizados nos principais laboratórios norte-americanos, europeus e asiáticos. Apenas na década de 60 disseminou-se em um grande número de países a criação de normas (ou a revisão das já existentes), promovendo a padronização de métodos de ensaios e procedimentos de cálculo.

O conceito de construção racional traz intrínseco o conhecimento das propriedades mecânicas e reológicas dos materiais utilizados. Com a caracterização do material, busca-se obter uma estrutura mais leve e mais econômica, capaz de suportar as ações previstas em projeto. A caracterização do material possibilita a sua plena utilização, não só em relação à sua capacidade estrutural, mas, e tão importante quanto esta, em relação à durabilidade da obra.

Construção racional envolve, além da caracterização do material, o projeto adequado ao material, a formação de mão-de-obra especializada, o desenvolvimento de técnicas construtivas e equipamentos próprios para o material.

Neste trabalho se priorizam os aspectos relativos à caracterização do material, particularizando os concernentes à resistência do mesmo à compressão e aos fatores que influem no aumento ou redução da resistência.

Cabe aqui um pequeno parênteses para mostrar as dificuldades de se trabalhar com a alvenaria. Enquanto o aço é um material isótropo e homogêneo e o concreto armado é um composto de concreto e aço trabalhando solidariamente, na alvenaria não armada têm-se as unidades, as juntas de assentamento e o graute, além do aço nos casos das alvenarias armada e parcialmente armada. Em ambos os casos – alvenaria armada e não armada – têm-se as lajes que normalmente são pré-fabricadas. Isso sem considerar que as estruturas convencionais em aço e concreto são reticuladas, com exceção das lajes, o que torna as questões relativas à conformação destes materiais estruturalmente bem mais simples que as de alvenaria, que são painéis de paredes (com aberturas de portas, janelas etc.) interagindo entre si.

Enquanto o aço e o concreto armado têm boas resistências à compressão e à tração, a resistência à tração da alvenaria é praticamente nula, fazendo com que a ação do vento nessas estruturas, ao comprimir uma região e tracionar outra, seja bastante significativa, inclusive nas estruturas de pequeno porte.

Para prevenir o colapso tipo “dominó” (*card-house*) a preocupação com a estabilidade global da estrutura é uma premissa de projeto sendo resolvida através das paredes de contraventamento (*shear walls*) dispostas paralelamente à direção da ação do vento.

A disposição dessas paredes, de modo a se obter a estabilidade global, pode ser originada a partir de três configurações básicas: a estrutura com contraventamento, a estrutura celular e a estrutura complexa, que é uma combinação das anteriores.

O cálculo da rigidez lateral e das tensões no sistema de paredes de contraventamento vem sendo estudado teórica e experimentalmente desde o final da década de 60. Na década de 70,

Hendry *et al.* (1981) construíram para ensaios um edifício de cinco pavimentos em escala 1:1. O edifício foi construído em uma pedra desativada que teve sua parede previamente revestida com concreto, para que agisse como uma face de trabalho plana; a partir dali macacos hidráulicos aplicavam cargas laterais em cada nível de piso, simulando a ação das cargas laterais. O objetivo desse estudo foi a investigação do comportamento de uma estrutura de alvenaria tridimensional e a validade dos vários métodos analíticos. Os resultados desses ensaios foram comparados aos obtidos analiticamente por cinco métodos:

- Método “cantilever” (analogia da viga em balanço),
- Método do pórtico equivalente,
- Método das ligações rígidas (wide column frame),
- Método do contínuo,
- Método dos elementos finitos.

As conclusões obtidas por Hendry *et al.* (1981) mostraram que os resultados experimentais divergiram bastante dos analíticos, apresentando inclusive inconsistências com o comportamento da estrutura real de alvenaria. Os autores supõem que as divergências foram provenientes das interações relativas entre os elementos das paredes estruturais, envolvendo o método construtivo, os materiais de juntas e outros.

A deformação e a distribuição de tensões na parede de cisalhamento próximo ao nível das lajes na estrutura real não era linear e, dos cinco métodos de cálculo relacionados acima, apenas o dos elementos finitos apresentou esta não linearidade. Os outros quatro, ao assumirem uma variação linear de tensão pela parede de cisalhamento, não deram resultados precisos.

As comparações entre os métodos analíticos considerados e os resultados experimentais mostraram que o melhor modelo para o comportamento real de uma estrutura de alvenaria desse tipo é obtido substituindo a estrutura real por um pórtico rígido equivalente no qual as colunas têm as mesmas propriedades das seções das paredes conectadas com as lajes.

Os métodos do contínuo e o das ligações rígidas não apresentaram resultados satisfatórios para as estruturas de alvenaria, e os autores desestimularam o seu uso. O método dos elementos finitos, embora tenha apresentado os resultados mais consistentes com a estrutura

real, somente teria seu uso justificado em casos especiais (observa-se que a restrição feita pelos pesquisadores ao método dos elementos finitos, válida para a época, não mais se aplica. Atualmente, computadores de pequeno porte possibilitam a utilização deste método).

O método cantilever, apesar de ser o mais simplificador do comportamento, mostrou-se muito conservador, porém, por ser de simples execução, mostrou-se bastante útil na obtenção de estimativas preliminares dos momentos fletores e forças de cisalhamento, provenientes das cargas de vento, nas paredes de um edifício.

Os ensaios de edifícios de 3 a 7 pavimentos, em escala natural, fornecem as melhores informações sobre a estrutura e as interações entre seus elementos, porém com altos custos e uma complexa infra-estrutura necessária para a realização dos ensaios.

Poucos ensaios deste tipo foram realizados. Thomas (1971) cita a construção de edifícios de três e meio pavimentos construídos para determinar a resistência da alvenaria, especialmente a forças explosivas. Preece e Davies (1964) citam um exemplo bastante interessante realizado na década de 50, na África do Sul, onde um prédio (hospital) de concreto armado em vias de demolição foi submetido a ensaios destrutivos (até a ruptura). Os ensaios mostraram que lajes contínuas apoiadas em vigas interconectadas possuíam uma grande reserva de resistência acima do previsto pelas teorias de ruptura elástica e o desenvolvimento de uma significativa membrana de forças antes da ruptura.

Camacho (1995) cita outros ensaios de edifícios em escala natural desenvolvidos pelo Building Research Institute, Ministry of Construction, no Japão, onde entre 1979 e 1982 foram ensaiados dois edifícios de 4 e 7 pavimentos e, em 1988, um de 3 pavimentos. Os ensaios tiveram por objetivo a avaliação do desempenho estrutural. Em relação aos altos custos e à complexa infra-estrutura necessária para a realização dos ensaios, o autor observa que os ensaios realizados no Japão foram através de convênio entre instituições japonesas e norte americanas.

2.6.1 Determinação da resistência à compressão da alvenaria

Em função de alguns fatores, como a finalidade do ensaio, a disponibilidade de equipamentos e recursos financeiros, as normas de alvenaria estrutural padronizam as formas de ensaio em basicamente três grupos: ensaio dos componentes, ensaio de pequenos elementos e ensaio de elementos.

2.6.1.1 Ensaio dos componentes

Conforme a NBR 10837 (1989), os componentes são entes que compõem os elementos da obra, constituídos por material natural ou de fabricação industrial, ou seja, as unidades, a argamassa de assentamento, o graute etc. A partir da resistência dos componentes, através de tabelas ou fórmulas, é estimada a resistência característica da alvenaria. “Segundo Sutherland, a resistência da unidade é o fator dominante na resistência da alvenaria” (CAMACHO, 1995, p.16).

Como exemplo da utilização de tabelas, pode-se citar a BS 5628 (1978). Na tabela 2, apresenta um conjunto de quatro tabelas (2a a 2d, conforme o tipo da unidade) e, em função da classe da argamassa e da resistência da unidade, obtém-se a resistência característica da alvenaria. Abaixo apresenta-se, como exemplo, a tabela 2(c).

Tabela 2.2. Resistência à compressão característica da alvenaria (f_k , em N/mm^2)

Alvenaria construída com blocos vazados, tendo uma relação altura/menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0 – BS 5628 (1978) – Tabela 2c.

Tipo da argamassa	Resistência à compressão da unidade (N/mm^2)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥ 35
(i)	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,5	11,4
(ii)	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
(iii)	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
(iv)	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

Conforme Gomes (1987), a norma italiana “Raccomandazioni per la progettazioni ed il calcolo della costruzioni a muratura portante in laterizio” e as recomendações do CIB – “International Council for Building Research Studies and Documentation” utilizam tabelas similares às inglesas para a determinação da resistência característica da alvenaria. Muller (1989) traz uma pequena observação que merece ser citada, embora a norma norte americana ACI 531-79 (Revised 1981) apresente, na tabela 4.3, valores de f'_m , em função da resistência da unidade e do tipo de argamassa.

O “Counceil International du Bâtiment pour La Recherche et L’étude et la Documentation” (CIB) sofre grande influencia britânica graças ‘a liderança do Prof. Hendry da Universidade de Edinburgo...(MULLER, 1989, p.101).

No caso das expressões algébricas, vários pesquisadores se propuseram a formular a relação entre a resistência da alvenaria e as resistências das unidades e da argamassa. Shalin (1971) observa que a maioria dessas fórmulas não está baseada no estado triaxial de tensões (tijolos e argamassa), sendo em alguns casos simplesmente fórmulas de melhor-ajuste, desenvolvidas a partir de resultados de ensaios experimentais. Mesmo reconhecendo o caráter empírico dessas expressões, observa-se que o autor (p. 37-38) apresenta mais de uma dezena de formulas propostas por diversos pesquisadores.

Mecanismos de ruptura

Diversos pesquisadores propuseram a determinação da resistência de compressão da alvenaria através de fórmulas baseadas na resistência do tijolo e da argamassa sob tensão triaxial. Para exemplificar o processo, será tomado como exemplo o critério de ruptura de Hilsdorf, citado com bastante frequência pela literatura técnica ao abordar o assunto [(Gomes (1983), Tomazela (1995), Hendry (981), Gallegos (1989), Ramalho e Correa (2003), Muller (1989), Sahlin (1971), Rizzatti (2003)].

A teoria de Hilsdorf é baseada na hipótese de que as juntas de argamassa sob compressão se deformam (expandem-se lateralmente) mais que os tijolos e a restrição à deformação da argamassa provocada pela aderência às unidades resulta em um estado de tensões triaxial (Figura 2.4). Em virtude do confinamento da argamassa, as unidades são sujeitas a tensões laterais adicionais e, a argamassa submetida a tensões que excedem sua resistência uniaxial. O autor considera também a distribuição desigual das propriedades de resistência e espessuras das juntas e das unidades.

Conforme a teoria de Hilsdorf, os fatores que afetam a resistência de compressão da alvenaria são:

- A resistência de compressão axial do tijolo.
- A resistência à tração biaxial do tijolo.

- Os critérios de ruptura para um tijolo sob um estado triaxial de tensões, como mostrado na figura 2.5. A compressão externa e a expansão da argamassa causam um estado triaxial de tensões, representado pelo tijolo fissurado em um ponto qualquer da reta C.
- A resistência de compressão axial da argamassa que corresponde ao começo da linha C na Figura 2.5.
- O comportamento da argamassa sob um estado triaxial de compressão, determinando a linha C na Figura 2.5.
- O coeficiente de não uniformidade U (uma medida de tensões adicionais devidas a não uniformidade de juntas e tijolos e suas propriedades).

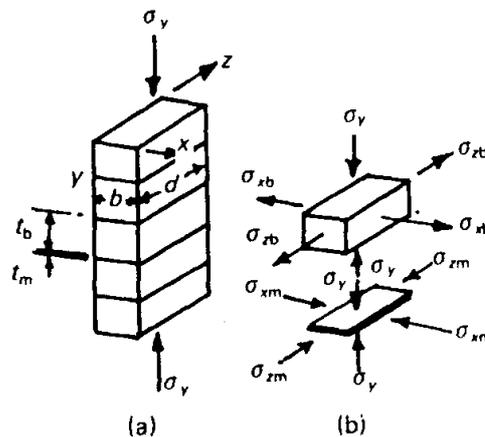


Figura 2.4 Tensões nas unidades e na argamassa submetidas à compressão simples.

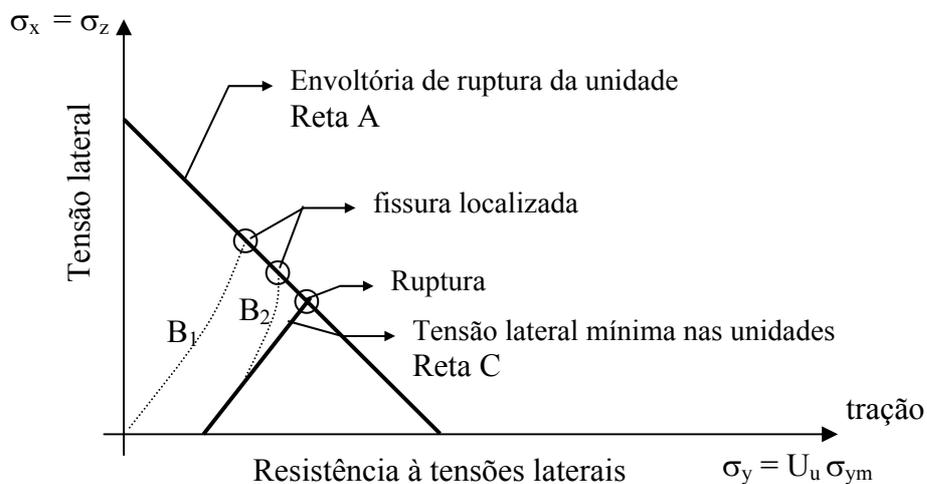


Figura 2.5 Representação diagramática de tensões e critérios de colapso para tijolos e alvenaria conforme Hilsdorf, citado por Hendry (1981), Shalin (1971).

A linha A é a envoltória do critério de ruptura. Quando uma compressão externa é aplicada à alvenaria, as tensões de tração internas induzidas seguem uma linha como a reta B. Quando esta linha cruzar a envoltória do critério de ruptura, são desenvolvidas fissuras locais na alvenaria. Fissuras locais adicionais aparecerão com o aumento da carga, mas o colapso geral não acontecerá até que o tijolo não possa mais fornecer a restrição biaxial necessária para prevenir o colapso da argamassa, ou seja, quando o estado de tensão desenvolvido no tijolo excede sua resistência às tensões combinadas desenvolvidas. Isso acontecerá quando a linha C, que define a resistência triaxial da argamassa, cruza a linha de ruptura do tijolo. Hilsdorf assumiu que a resistência triaxial da argamassa pudesse ser representada pela equação (obtida originalmente para o concreto):

$$f_1' = f_c' + 4,1 \sigma_2 \quad 2.1$$

onde f_1' é a resistência de compressão de um cilindro confinado lateralmente,

f_c' é a resistência de compressão uniaxial do cilindro,

σ_2 é a tensão de confinamento do cilindro.

Isso conduz ao confinamento lateral mínimo da junta de argamassa de

$$\sigma_{xj} = \frac{1}{4,1} (\sigma_y - f_j') \quad 2.2$$

onde σ_{xj} é a tensão lateral de compressão na junta de argamassa,

σ_y é a tensão local na direção y,

f_j' é a resistência de compressão uniaxial da argamassa.

Considerando o equilíbrio das forças laterais em tijolos e argamassa, a equação da reta C será

$$\sigma_x = \frac{j}{4,1 b} (\sigma_y - f_j') \quad 2.3$$

onde b é a altura do tijolo, e j a espessura da camada de argamassa.

A reta A é expressa como

$$\sigma_x = \sigma_z = f'_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_b} \right) \quad 2.4$$

onde f'_{bt} é a resistência do tijolo sob tensão biaxial e f'_b é a resistência uniaxial de compressão do tijolo.

O valor da tensão local de ruptura, que é a interseção das retas A e C, é então determinado por

$$\sigma_y = f'_b \left(\frac{f'_{bt} + \alpha f'_j}{f'_{bt} + \alpha f'_b} \right) \quad \text{onde} \quad \alpha = \frac{j}{4,1 b} \quad 2.5$$

A tensão média na alvenaria na ruptura será então

$$\sigma_{ym} = \frac{\sigma_y}{U_u} \quad 2.6$$

onde U_u , é um “coeficiente de não uniformidade”, que Hilsdorf estabeleceu experimentalmente para várias combinações de argamassa-tijolo. Ele varia de acordo com a resistência de alvenaria, mas para a argamassa de cimento determinou-se um valor em torno de 1,3 para a resistência média.

De acordo com Hilsdorf, U_u é um coeficiente de não uniformidade no colapso, definido como a razão entre a tensão máxima e a tensão média sobre a área, é função da qualidade da execução, do tipo e da resistência da compressão da argamassa, do tipo de tijolos, do padrão da alvenaria, e dos furos dos tijolos. U_u é entendido como sendo o valor que o coeficiente tem no colapso. Para tensões mais baixas pode assumir outros valores. Havia uma tendência no ensaio de Hilsdorf da redução de U_u com o aumento da resistência da argamassa. A relação da redução com a resistência da argamassa foi diferente, porém, para tipos diferentes de argamassas.

...

Ensaio de Hilsdorf deram valores de U_u entre 1,1 e 2,5 com valores decrescentes para resistências de argamassa maiores. O autor propõe, a partir da comparação dos resultados de outros ensaios, dois valores aproximados de U_u :

$$U_u = 1,5 \quad \text{e para} \quad f'_j < 4000 \text{ psi} \quad U_u = 2 - \frac{f'_j}{5000}$$

(SHALIM, 1971, p.40-41)

Khoo e Hendry investigaram o comportamento do tijolo sob um estado de tensão biaxial de compressão, e da argamassa sob um estado triaxial de compressão; na ausência de dados experimentais as características consideradas por Hilsdorf tiveram que ser adotadas. Eles estabeleceram que a envoltória de resistência biaxial compressão-tração para o tijolo (reta A) pode ser representada pela relação:

$$\left(\frac{c}{c_0}\right) = 1 - \left(\frac{t}{t_0}\right)^{0,546}$$

2.7

Essa curva, com base nos resultados de ensaios de um grande número de espécimes de tijolos com a resistência à compressão variando entre 31,63 N/mm² a 92,66 N/mm², é mostrada na Figura 2.6. Nota-se que comparando a forma côncava desta curva à relação linear assumida por Hilsdorf, a resistência de compressão do tijolo será bastante reduzida pela presença de uma força ortogonal de tração.

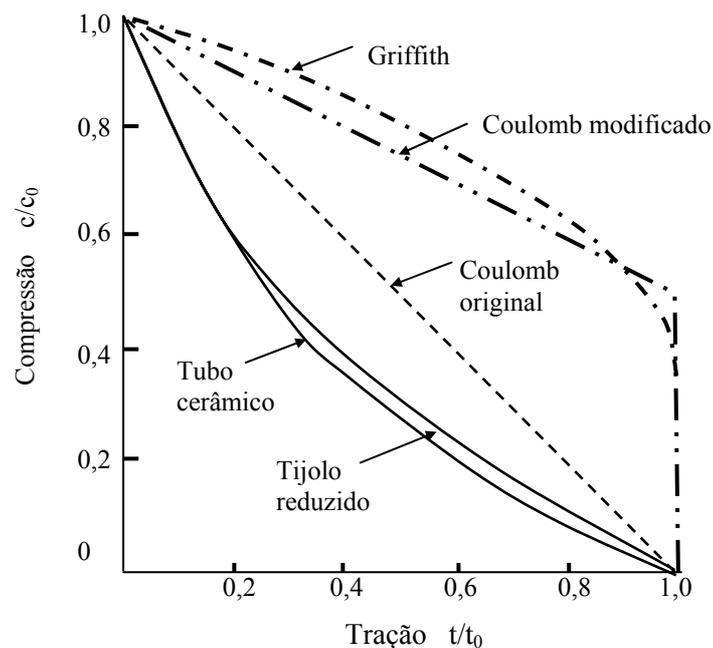


Figura 2.6 Envoltórias de rupturas compressão-tração biaxiais. Adaptada de Hendry (1981)

Considerações sobre a determinação da resistência à compressão da alvenaria baseada no ensaio dos componentes

As tabelas propostas pela norma BS 5628 devem ser vistas com bastante ressalvas no meio técnico externo à Inglaterra, visto que os componentes e os fatores relativos à mão-de-obra na execução são fatores preponderantes na alvenaria estrutural. A Inglaterra é um país com tradição centenária na construção em alvenaria, com um parque industrial consolidado e adequado à normalização local, com boa formação de mão-de-obra e, no caso particular da alvenaria estrutural, um dos países pioneiros – a primeira norma de alvenaria, de 1948, é inglesa – e mais desenvolvidos no estudo, pesquisa e desenvolvimento desse processo construtivo.

Quanto às fórmulas propostas às restrições são muitas. Shalin (1971), ao abordá-las, observa que são úteis em aplicações práticas e as fornece apenas como referência. Prudêncio (1986) aponta a discrepância entre os resultados atingidos pelos diferentes pesquisadores, o que é mostrado na Figura 2.7.

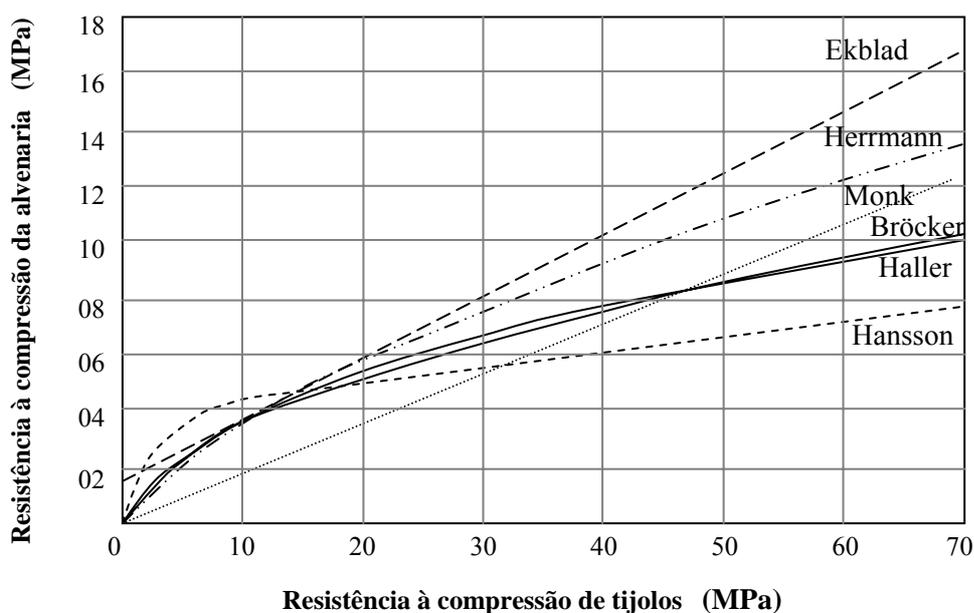


Figura 2.7 Representação gráfica de fórmulas para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria. Argamassa de resistência à compressão igual a 5,5 MPa. Adaptada de Prudêncio (1986)

E as restrições a esse procedimento continuam:

[...] a adoção de uma delas para determinar-se a resistência à compressão da alvenaria, seria, no mínimo, uma medida bastante arriscada.

[...] existem posições antagônicas a este tipo de procedimento. BROWN afirma que "é prática questionável estimar a resistência da alvenaria através do resultado de ensaios padronizados de resistência à compressão de tijolos. Um tipo de tijolo pode apresentar uma maior resistência à compressão que outro, mas a resistência de prismas confeccionados com ambos pode apresentar resultados opostos com relativa magnitude". Evidentemente tal assertiva deve ser encarada com restrições já que o autor se baseou apenas num caso observado em seus experimentos utilizando os procedimentos de ensaio de apenas uma norma (ASTM-C-67-66). (PRUDÊNCIO, 1986, p.10)

[...] Os ensaios em unidades e argamassas já não podem mais acrescentar conhecimentos significativos em relação à alvenaria, sendo ainda permitidos por várias normas com o objetivo de se estimar a resistência à compressão e ao cisalhamento. (CAMACHO, 1995, p.02)

[...] um bloco ou tijolo está na mesma situação de compressão quando é colocado numa prensa para ser ensaiado? Sua resposta será não, ao se lembrar que dentro das paredes, os blocos não sofrem cintamentos de espécie alguma (a não ser se forem intencionais), ao passo que, no ensaio, eles sofrem o cintamento dos pratos da prensa.

[...]

Assim, o resultado do ensaio à compressão de um bloco, em MPa, será bem maior que o resultado do ensaio à compressão de uma parede feita com o mesmo bloco.

Por aí também se conclui que não é razoável comparar resultados de ensaios à compressão de blocos ou tijolos cujas relações altura/espessura são diferentes. A melhor comparação de capacidade portante de alvenaria se faz através de ensaios de paredes à compressão e nunca através dos resultados dos ensaios, simplesmente, dos blocos ou tijolos. Outra forma de comparar seria reduzir o resultado dos ensaios a uma relação altura/espessura padrão [...] (ABCI, Tango, C. E. S., IPT-SP. 1990, p.159)

Um fato bastante intrigante à época, e que chamou a atenção dos pesquisadores, foi em relação à argamassa: sua resistência medida através de corpos de prova era inferior à atingida na alvenaria. Isso foi perfeitamente explicado quando se determinou que, na parede, a argamassa da junta está submetida a um estado tri-axial de tensões. O fato mostra definitivamente a discrepância dos valores obtidos através dos ensaios dos componentes.

2.6.1.2 Ensaio de pequenos elementos

[...] o comportamento de uma parede não depende apenas das características dos seus componentes, mas, também, da interação entre eles (MULLER, 1989, p.08)

Relembrando que “elemento” é a parte da obra suficientemente elaborada, constituída da reunião de dois ou mais componentes (as paredes, pilares etc.), denominam-se “pequenos elementos” os corpos-de-prova representativos dos elementos reais, ou seja, os prismas e as “paredinhas” (*walletes*).

Um prisma de alvenaria estrutural é um corpo-de-prova formado pela justaposição de dois ou mais blocos com argamassa, eventualmente cheios de graute, com o intuito de representar uma parede feita com os mesmos componentes e processos de produção. O prisma é para ser rompido no lugar da parede, sendo o resultado um índice de qualidade da parede. (ABCI, 1990, p.172).

Aqui não se fará distinção entre prismas e paredinhas, uma vez que ambos são prismas e apenas as dimensões os diferenciam. A denominação de prisma é dada ao corpo de prova com duas (ou mais) unidades justapostas verticalmente, intercaladas por camadas de argamassa, ou seja, dimensões iguais a uma unidade de largura por uma de comprimento e duas de altura. As paredinhas têm a largura maior que o comprimento da unidade estrutural e com a mesma espessura desta, sendo a altura entre 3 e 5 unidades. Ambos têm como função a obtenção do controle de qualidade e as correlações de resistências com as paredes de alvenaria.

Os ensaios dos elementos em escala real são pouco práticos (requerem equipamentos e ambientes especiais) e muito dispendiosos (material, mão-de-obra, custo da infra-estrutura para os ensaios etc.) para a utilização no meio técnico. Os prismas, com suas dimensões reduzidas, eliminam esses problemas, por sua praticidade de execução, baixo custo e adequação aos equipamentos de ensaios dos laboratórios.

Enquanto os prismas possibilitam apenas a determinação das deformações verticais, as paredinhas permitem também a obtenção de deformações horizontais. As paredinhas apresentam maior similaridade com a parede real e o mesmo tipo de ruptura, pois conservam as principais características desta, como a espessura, os mesmos materiais das unidades e

juntas e a mesma amarração, porém com um custo maior e uma execução mais complexa que os prismas.

Uma outra grande vantagem que existe na adoção deste tipo de ensaio é a de permitir a utilização de uma diversidade de materiais sem que seja preciso estabelecer uma padronização rígida de suas características a nível nacional. (PRUDÊNCIO, 1986, p.15).

[...] o ensaio de prismas [...] conduz a valores mais precisos e usualmente leva a tensões admissíveis maiores em relação a valores oriundos de tabelas porque estas tendem a ser mais conservadoras para permitir variações nas unidades, argamassa e técnica construtiva; [...] (MAURENBRECHER, apud MULLER (1989, p.10), e PRUDÊNCIO (1986, p.15).

Os prismas permitem, ainda, a implantação de um programa de controle de qualidade parecido com o usualmente empregado em obras feitas em concreto nas quais se retiram alguns corpos-de-prova durante a construção para posterior ruptura. Nas construções de alvenaria, poder-se-ia moldar prismas durante o avanço da obra com os mesmos componentes e mão-de-obra usados no levantamento das paredes para posterior ruptura em laboratório.

[...]

Os prismas poderiam ser também utilizados para avaliação da variabilidade da resistência à compressão das próprias unidades tanto na fábrica quanto no recebimento em obra. O ensaio de resistência à compressão padronizado de blocos ou tijolos não permite avaliar o comportamento destes quando em contato com a argamassa de assentamento em elementos de alvenaria. (MULLER, 1989, p.10).

A determinação da tensão admissível da alvenaria é, nacional e internacionalmente, um dos problemas mais estudados. No Brasil, vários pesquisadores – Prudêncio (1983), Gomes (1983), Muller(1989), Aly (1991), Camacho (1995), Mendes (1998), Mohamad (1998), dentre outros – se dedicaram a essa tarefa.

Uma outra questão bastante estudada é a busca da correlação entre a resistência da alvenaria – paredes ou prismas – e a da unidade, conhecido como “fator de eficiência”. A variação dos valores desse fator encontrados por alguns pesquisadores é apresentada por Camacho (1995), na forma de uma tabela (Tabela 2.3).

Tabela 2.3. Fator de eficiência para vários tipos de unidades. Camacho (1995) p.17.

Unidades	Fator de Eficiência (%)			Autor
Tijolo cerâmico	25	a	50	Salhin
Tijolo cerâmico	10	a	40	Monk
Tijolo cerâmico	17	a	28	Prudêncio
Bloco de concreto	60	a	90	Monk
Bloco de concreto	65	a	100	Sutherland
Bloco cerâmico	16	a	39	Gomes
Bloco cerâmico	11	a	13	Müller

[...] fator de eficiência, diminui com o acréscimo de resistência da unidade. Em outras palavras, o aumento da resistência da parede, obtido com o aumento da resistência da unidade, cresce menos rapidamente conforme se aumenta a resistência das unidades. (CAMACHO, 1995, p.16).

Shalin (1971) observa que, com as inúmeras combinações possíveis de unidades e argamassas, a variação das resistências de parede é muito ampla, sendo também afetada, pela execução, espessura das juntas de argamassa, altura das unidades, idade da argamassa, sucção das unidades, etc., mas considera que, dentro de limites práticos, a resistência de parede geralmente aumenta com o aumento da resistência do tijolo e da argamassa, de forma que a resistência da alvenaria normalmente é aproximadamente 25 a 50% da resistência da unidade, sendo o valor inferior referente à argamassa de menor resistência e o valor superior à argamassa de resistência mais alta. A relação tende a diminuir com o aumento da resistência do tijolo.

Considerando a grande influência do capeamento, da máquina de ensaios e do método de ensaio da resistência do tijolo - e também considerando os diferentes tipos de ensaios para resistência da alvenaria – um "fator de eficiência" somente pode ser parâmetro para uma estimativa grosseira. A menos que o equipamento de prova seja semelhante, ou pelo menos siga certas exigências mínimas relativas à rigidez das placas, e a menos que o capeamento dos tijolos e prismas de testes estejam bem definidos e controlados, comparações entre resultados de ensaio obtidos em laboratórios diferentes podem ser enganosas. [...] Paredes normalmente mostram fissuras

verticais depois de colapso; espécimes de tijolo testadas mostram freqüentemente fissuras a 45° depois do colapso, porque o modo de colapso é afetado pelas placas de carregamento da máquina de ensaio. Na máquina os tijolos tendem a romper pelo cisalhamento, mas em uma parede os tijolos rompem devido a tensões combinadas - compressão axial e tensões laterais - causadas pela expansão das juntas de argamassa. (SHALIN, 1971, p.26-27).

Os ensaios em prismas são mais adequados do que os executados em unidades, contudo, esses elementos nem sempre conseguem representar satisfatoriamente as paredes estruturais, dependendo do fenômeno que se deseja reproduzir. Apesar disso, ainda são empregados no desenvolvimento de muitos estudos. (CAMACHO, 1995, p.02).

A norma brasileira NB-1228/89 baseia-se na resistência dos prismas para a determinação das cargas admissíveis nas paredes e pilares de alvenaria não armada.

$$\text{Paredes: } P_{adm} = 0,20f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] A \qquad \text{Pilares: } P_{adm} = 0,18f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] A$$

Onde: f_p resistência média* dos prismas;
 h, t altura e espessura efetivas;
 A área líquida (blocos vazados) ou área bruta (blocos maciços).

** A NBR 8215/83 prescreve no item 5 - Método A – alvenarias construídas em laboratórios: um mínimo de 3 prismas por condição de ensaio e, Método B – alvenarias construídas no local da obra: um mínimo de 2 prismas por condição de ensaio.*

Gomes (1983), observa que as expressões acima são as mesmas do Uniform Building Code – UBC (1979) e da Canadian Standard Association S-304 (1977). O pesquisador faz uma boa revisão das normas internacionais e apresenta uma comparação das tensões admissíveis obtidas conforme as prescrições de algumas dessas normas (Figura 2.8).

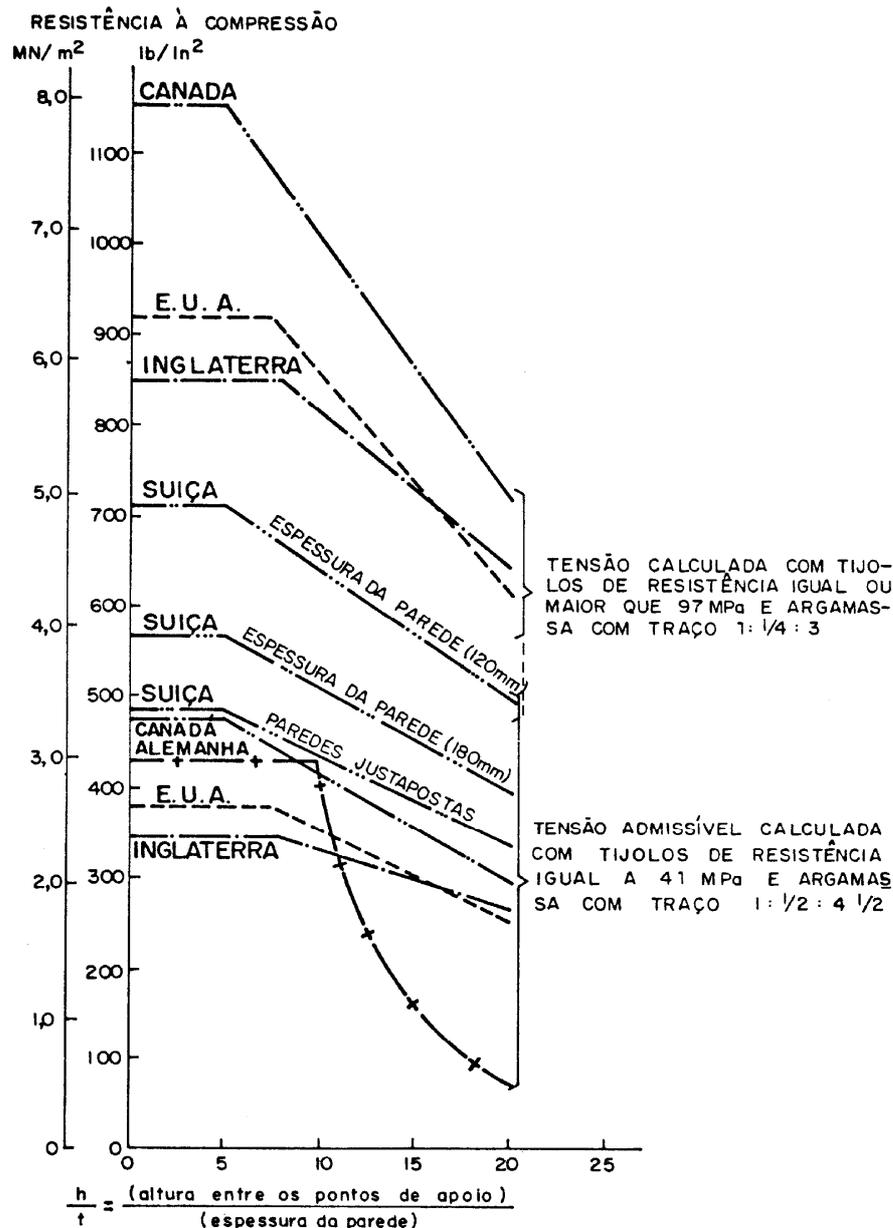


Figura 2.8 Comparação das tensões admissíveis existentes nas normas estrangeiras (paredes não armadas). Fonte Gomes (1983), p.10v.

2.6.1.3 Ensaio de elementos

O ensaio dos elementos – paredes e pilares em escala real – conforme mencionado anteriormente, apresentam os inconvenientes relativos ao custo dos ensaios e à infra-estrutura necessária para a realização dos mesmos (pórticos de reação etc.). Esses ensaios são os mais precisos e confiáveis, com a ressalva de não considerarem, por exemplo, o efeito de interação entre os elementos. Normalmente são ensaiados painéis de 1,20 x 2,60 m.

Segundo a NBR 1228/89, “parede é um elemento laminar vertical”, apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura, sendo denominada:

- resistente: quando no projeto é considerada como suporte de outras cargas, além de seu peso próprio;
- não resistente: quando no projeto não é considerada como suporte de cargas verticais;
- de contraventamento ou parede-pilar: quando se destina à absorção de forças horizontais e verticais, quer provenientes de ações externas, quer provenientes de efeitos de segunda ordem.

Conforme a NBR 1228/89, a espessura mínima de uma parede de alvenaria não armada é 1/20 da sua altura efetiva e não inferior a 14,0 cm. Um aspecto importante no ensaio de paredes é a flambagem: a norma, em seu item 5.1.8, define a esbeltez como sendo a relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva (h/t), não podendo exceder 20, no caso das paredes não armadas.

No Brasil, a norma NBR 8949 (1985) prescreve o método de preparo e de ensaio à compressão axial das paredes de alvenaria estrutural construídas com unidades de blocos ou tijolos, de concreto ou cerâmico.

Gomes (1983) e Aly (1991) realizaram pesquisas específicas nessa área no Brasil. O primeiro, com a utilização de blocos cerâmicos em paredes de alvenaria armada e não armada; o segundo, com paredes de alvenaria armada de blocos de concreto. Foi usado o termo “pesquisas específicas” porque os pesquisadores que trabalham com a correlação de resistências, normalmente, ensaiam os elementos, os prismas e as paredes em escala real; no caso, a relação de pesquisadores que trabalharam com os elementos em escala real é bastante extensa.

Dentre as conclusões obtidas por Gomes (1983), as principais relativas ao contexto deste trabalho são estas:

- Verificou-se que a ruptura das paredes se inicia pela ruptura das paredes internas dos blocos.
- Recomenda-se um fator de eficiência $f_{ef} = 0,30$ (para os blocos ensaiados).
- A argamassa de assentamento deve ter a sua resistência limitada ao intervalo $0,70 f_{cb} < f_{ca} < f_{cb}$.

A limitação vale para os blocos cerâmicos ensaiados. Verificou-se que, quando a resistência da argamassa é maior do que a resistência dos blocos, as paredes rompem de modo frágil.

- O valor medido de E_{pa} resultou menor que os valores calculados teoricamente. Notou-se que os valores de E_{pa} , que se obtêm das normas estrangeiras, superestimam em até 20% os valores obtidos experimentalmente. Os ensaios revelaram que a determinação de E_{pa} e G_{pa} é mais realista usando-se as expressões;

$$E_{pa} = 800 f_{cp} \qquad G_{pa} = 350 f_{cp}$$

O estudo apenas determinou que as fórmulas estrangeiras superestimam os valores de E_{pa} e G_{pa} . Os valores definitivos dessas expressões devem ser determinados por meio de uma pesquisa mais ampla.

- A comparação das várias normas citadas no capítulo 5 permitiu que se concluísse que a tensão admissível das paredes não armadas pode ser calculada por qualquer uma das normas citadas. No entanto, as normas que seguem o método do Uniform Building Code são as mais conservadoras.
- Em nenhum dos ensaios notou-se qualquer influência da esbeltez das paredes. O fato confirma o estudo de Sahlin (1971), o qual afirma que, para paredes com esbeltez menor do que 30^2 , não se manifestam os efeitos da esbeltez.
- A produção dos tijolos ou blocos com a finalidade do uso na alvenaria estrutural necessita de rigoroso controle de qualidade na produção. A execução das obras deve ser acompanhada de fiscalização em todos os estágios. Tais aspectos influem no coeficiente de segurança das estruturas.

2.6.2 Modelos em escala reduzida

Um modelo estrutural é definido pelo ACI Committe 444 como sendo uma representação física de uma estrutura, ou de parte dela, comumente construído em escala reduzida.

[...]

Uma segunda definição é dada por JANNEY *et al.*, segundo os quais um modelo estrutural seria um elemento ou conjunto de elementos construídos em uma escala reduzida e submetidos a ensaios, para os quais devem-se aplicar as leis de semelhança na análise dos resultados obtidos.

Os modelos de alvenaria estrutural são “modelos diretos”, ou seja, aqueles em que há completa semelhança geométrica com o protótipo, e as cargas aplicadas guardam correspondência entre si. Assim sendo, as tensões, as deformações e os deslocamentos obtidos no modelo, podem ser considerados como representativos do estado do protótipo, nas mesmas condições de carga. (CAMACHO, 1995, p.29).

² Conforme a NBR 1228/89, para as paredes não armadas a esbeltez não deve exceder 20 e para as paredes e pilares armados não deve exceder 30

A utilização dos métodos analíticos no cálculo de estruturas, sempre incluída na grade curricular dos cursos de engenharia, forma a base das principais práticas do projeto estrutural. A evolução dos computadores verificada na última década não só acentuou essa prática, como ampliou consideravelmente os horizontes da investigação analítica, tornando obsoletos vários procedimentos simplificadores e/ou empíricos, habilitando o uso corriqueiro dos procedimentos mais complexos.

Atualmente, microcomputadores com recursos superiores aos grandes “mainframes” de poucas décadas atrás estão acessíveis aos profissionais de engenharia, não só na empresa como em suas casas. Paralelamente à evolução dos equipamentos, houve o desenvolvimento dos aplicativos e a realidade atual é a execução de cálculos de grande complexidade, em curto espaço de tempo e, principalmente, a um custo mínimo. Toda a evolução facilitou e “descomplicou” a engenharia, ao eliminar o “árido trabalho braçal” associado a ela, porém necessita ser analisada com alguns cuidados.

A análise numérica fundamenta-se em modelos matemáticos, com a estrutura real sendo modelada matematicamente. Dito de outra forma, os materiais estruturais e suas características peculiares, os elementos executados com esses materiais e interligados entre si para formar a estrutura, a forma de interligação destes elementos, a forma global da estrutura, e as ações atuantes nessa estrutura, são equacionados matematicamente.

Por mais detalhada e complexa que seja, a análise numérica traz em seu seio uma idealização da estrutura real com as simplificações necessárias para transformá-la em um modelo matemático, uma “estrutura perfeita” que satisfaça completamente todas as hipóteses feitas em relação às propriedades dos materiais, às condições de carregamento e comportamento global da estrutura que estão implícitos na formulação analítica do problema. Assim, o profissional sempre deve ter em mente que a análise numérica, com suas inúmeras vantagens, nunca será mais “real” que a “estrutura real”. Por mais rápidos, eficientes e acessíveis que sejam os métodos analíticos em todas as suas fases de desenvolvimento, sempre necessitam e necessitam da verificação experimental que comprove a fidelidade da modelagem numérica em relação à estrutura real.

A análise experimental de estruturas ou de elementos estruturais mediante protótipos ou modelos (escala reduzida ou ampliada) é um dos procedimentos de investigação mais fiéis para a observação de estruturas reais (ou parte dela) de que se dispõe, pois permitem uma melhor observação do fenômeno em estudo. Essa fidelidade à estrutura real a torna um procedimento apropriado para a verificação e o aperfeiçoamento de novas teorias e processos

de cálculo, assim como para conferir experimentalmente os resultados provenientes de procedimentos analíticos. Os métodos experimentais podem considerar muitos dos efeitos secundários e fatores indeterminados que são desconsiderados em procedimentos analíticos, para torná-los exeqüíveis.

As investigações experimentais podem evitar muitas das dificuldades encontradas em estudos teóricos e são particularmente vantajosas quando usadas na consideração de padrões de carregamentos complexos, no comportamento de estruturas de formas incomuns ou executadas com materiais com propriedades físico/mecânicas de difícil definição em termos matemáticos.

O planejamento minucioso do experimento mediante a escolha do instrumental de laboratório e da montagem criteriosa do espécime a ser analisado torna-se, assim, fundamental para que o experimento represente da forma mais fidedigna possível, a estrutura real. Porém a experimentação traz consigo alguns problemas. Há a necessidade de uma infra-estrutura básica, como instalações físicas adequadas, sistemas de aplicação de cargas e de medição de deformações e deslocamentos (instrumentação) e de pessoal técnico treinado para essa atividade. Em função de seus requisitos, a análise experimental envolve custos, que são elevados substancialmente, à medida que se aumenta a complexidade dos experimentos.

[...] Existe porém correntemente uma confiança excessiva na precisão dos métodos analíticos e, além disso, os calculistas já estão habituados a escolher as formas ou a estabelecer as necessárias hipóteses de cálculo, por mais extraordinárias que sejam, para fazer com que os problemas a serem resolvidos, se enquadrem nas teorias de cálculo existentes. Este esquecimento dos métodos experimentais traz, como conseqüências naturais, soluções geralmente pouco econômicas, e outras vezes, mesmo inseguras.

[...]

[...] É evidente que haverá sempre vantagem em efetuar cálculos analíticos paralelos, quando não por métodos rigorosos, pelo menos baseados em hipóteses simplificadoras, para comparação dos resultados. Como é óbvio, os métodos analíticos, que encerram afinal o saber humano, devem como já foi dito, ser aplicados sempre que haja garantia de fornecerem resultados com aproximação suficiente [...]

É imperativo mencionar, ainda, que mesmo em casos em que se impõe o recurso dos métodos experimentais, os métodos analíticos são de valor inestimável, na fase inicial de seleção de formas e atribuição de dimensões, evitando o estudo necessariamente moroso de grande número de modelos. (RAMALHO, 1960, p.6).

A experimentação da estrutura (ou de parte dela) em escala real é a mais indicada, por representar fielmente todas as características da estrutura ou elemento estrutural, mas pode implicar espécimes de grandes dimensões e a necessidade de sistemas de carregamento de grande porte, inviabilizando o experimento em função da infra-estrutura do laboratório e/ou dos custos envolvidos. No caso de espécimes muito pequenos, pode haver dificuldade para a fixação dos sistemas de medição e/ou carregamento (análise de articulações, por exemplo).

Via de regra, a utilização de estruturas (ou parte delas) em tamanho real significa ensaios caros em relação ao custo do protótipo e com exigências muito grandes em relação à infra-estrutura do laboratório, tanto em relação às instalações, aos sistemas de carregamento e às medições, quanto aos recursos humanos envolvidos. Como alternativa para o ensaio de protótipos, lança-se mão dos modelos em escala reduzida.

Conforme Preece e Davies (1964), são muitas as evidências, mostrando que várias formas de “modelos” foram usadas por engenheiros ao longo dos séculos, mas a fabricação e ensaios de modelos de modo sistemático e científico foi desenvolvida no século 20, principalmente a partir da década de 50, com a melhoria das técnicas de medida e a disponibilidade de materiais satisfatórios para a construção dos modelos.

Os modelos em escala reduzida além dos problemas mais complexos da análise dimensional e da teoria dos modelos, apresentam 3 problemas básicos, conforme segue especificado.

1. As escalas

O material e a conformação do modelo são dois fatores que influenciam bastante a escolha da escala a ser utilizada. A existência de pequenos detalhes construtivos pode determinar a necessidade de uma escala que leve a um modelo maior, geralmente mais fácil de fabricar, mais convenientes para aplicação das cargas e para a instrumentação e leitura das deformações, porém com aumento do custo e do tempo de fabricação. Os modelos menores têm como vantagens melhores condições de controle dos processos de construção, cura e ensaio. Em resumo, a escolha da escala do modelo depende da precisão requerida dos resultados, o sistema de carregamento e equipamento de medição disponíveis e as características e custo do material do modelo. Preece e Davies (1964) relacionam algumas variáveis a serem consideradas na escolha da escala do modelo, entre as quais: o material do modelo, a facilidade de fabricação, o método de carregamento, a medição das deformações necessárias, o custo do modelo e o tempo de construção.

A utilização de espécimes em escala reduzida, normalmente variando entre 1:3 e 1:6 (alvenaria estrutural), além da redução de tempo de execução e custos do modelo, facilita o desenvolvimento do ensaio. Ao invés de se ensaiar uma parede de 3 metros de altura trabalha-se com uma de 1 metro, simplificando o sistema de aplicação de cargas, uma vez que o carregamento aplicado no modelo é sensivelmente inferior ao aplicado no protótipo.

A adoção de uma determinada escala normalmente fica limitada às dimensões do modelo que permitam a simulação da estrutura real. Por exemplo: uma escala 1:10 forneceria juntas de argamassa de 1 mm, dimensões de vigas de 1,2 x 3,5 ou 4,0 cm, além dos problemas relativos à armadura, à aplicação de solicitações etc.

Ramalho (1960) observa que com a redução de escala o tempo necessário para a construção de modelos em gesso, de barragens espessas, reduz-se a 1/5, quando a escala passa à metade e as forças a aplicar diminuem, na razão do quadrado da escala geométrica.

A redução da escala fica, portanto, limitada à manutenção da semelhança mecânica entre o modelo e o protótipo, para que não haja peças de difícil construção e observação, a precisão com que se poderá realizar o sistema de aplicação das forças ou solicitações, a maneira de colocação dos instrumentos, em especial, a sua "base" de medida.

A partir da experiência já adquirida para o concreto armado, onde, nos ensaios à compressão simples em cubos, prismas ou cilindros, as dimensões das peças ensaiadas afetam a resistência e o módulo de ruptura obtidos no ensaio, existe a possibilidade de que tais efeitos possam acontecer devido à diferença entre o tamanho do protótipo e do modelo. Mesmo se todos os detalhes do protótipo forem reproduzidos exatamente no modelo, o comportamento mecânico de qualquer material pode depender das dimensões do espécime testado.

Sabe-se que, na prática, é impossível reproduzir o traço do concreto em uma escala reduzida, devido ao pequeno tamanho original da areia e das partículas de cimento. Esse fato poderia introduzir alguns efeitos de escala prejudiciais no comportamento do modelo. A presença de tais efeitos de escala pode ser determinada, de forma bastante simples, com a adoção de modelos em escalas diferentes, mesmo com o acréscimo do tempo e custo da preparação de modelos adicionais.

2. Os materiais

Os melhores materiais para a confecção dos modelos são os utilizados na estrutura real, de forma que as propriedades do material do modelo deveriam ser idênticas às do material do protótipo, obtendo-se o mesmo comportamento até ruptura, inclusive a formação de fissuras e

“deformações elásticas”. Porém, em alguns casos, existe a impossibilidade da redução de escala de parte dos elementos constituintes do material, embora, para os agregados graúdos e armaduras, a redução de escala seja possível e necessária.

A confecção de modelos não impede que a escolha do material, sempre em função do objeto do estudo, recaia em materiais diferentes daqueles da estrutura real. No caso de estruturas mais complexas e/ou de grandes dimensões, pode-se usar para a confecção dos modelos o gesso, a cortiça, a borracha, o celulóide, os plásticos, os metais, etc., porém a escolha de um material diferente da estrutura real somente deve ser feita em função da impossibilidade da construção do modelo com os mesmos materiais da estrutura a ser analisada.

[...] os materiais que se empregam na construção dos modelos devem apresentar as características exigidas pela semelhança mecânica entre modelo e protótipo, não devendo aquelas sofrer alterações sensíveis quando variam as condições ambientes. Devem ainda ser materiais facilmente trabalháveis, se possível permitindo a montagem de instrumentos no interior de sua massa, e apresentarem deformabilidade suficiente e precisa, para que se possam medir deslocamentos e extensões com a aparelhagem disponível. Finalmente, seu custo não deve ser muito elevado. (RAMALHO, 1960, p.10).

3. A aplicação das solicitações

Não há distinção entre o sistema de carregamento de um protótipo e o de um modelo. Os mesmos dispositivos podem ser usados tanto para um como para o outro, ressalvando, conforme visto anteriormente, que no caso dos modelos há uma sensível redução no valor da carga aplicada. O dispositivo de carregamento deve ser simples e de fácil execução.

Preece e Davies (1964) citam cinco situações características para a utilização de modelos:

1. Demonstração qualitativa do comportamento estrutural

Modelos geralmente usados como apoios pedagógicos, fabricados com materiais como folhas metálicas, plásticos, borracha, papelão ou até mesmo papel. São usados para demonstrar ações estruturais simples, como formas deformadas, pontos de inflexão, modos de flambagem e ruptura, além da aplicação dos princípios da reciprocidade e da superposição. São modelos simples e muito freqüentemente usados sem observar as leis de similaridade entre modelo e protótipo.

2. Conferir a validade de procedimentos analíticos

São modelos usados pelo projetista para a verificação de erros grosseiros ou de hipóteses falsas no tratamento teórico de um problema. A aplicação típica seria a avaliação da precisão de métodos numéricos ou aproximados. Esses modelos se caracterizam por serem, tanto quanto possível, réplicas físicas perfeitas de modelos matemáticos.

3. Prever o comportamento de estruturas não conhecidas

Similar ao anterior. Neste caso, a utilização dos modelos estaria associada às estruturas cujos comportamentos são muito difíceis ou impossíveis de se prever através de procedimentos analíticos. As estruturas arquitetônicas concebidas por considerações estéticas ou processos intuitivos caem dentro desta categoria. As leis de similaridade devem ser observadas rigorosamente e as propriedades dos materiais do modelo, o método de fabricação, a seqüência e o tempo de carregamento devem ser controlados cuidadosamente nesse tipo de investigação.

4. Apoio em projeto

Esta é, potencialmente, a aplicação mais poderosa do estudo de modelos, embora exista o agravante dos custos envolvidos. Espera-se que as investigações de modelos sejam auto-suficientes, isto é, elas têm que fornecer todos os dados requeridos pelo proporcionamento do protótipo sem o recurso da conferência mediante procedimentos analíticos. Neste caso, a investigação do modelo deve ser aceita, pelo encarregado do estudo do modelo, e também pelas autoridades interessadas na aprovação do projeto proposto. Muitas normas estão sendo adaptadas, embora lentamente, para incorporar este método como um procedimento de projeto convencional.

5. Conferência de projeto de estruturas muito importantes ou muito caras

Algumas estruturas – pontes de grandes vãos, grandes edifícios, reatores atômicos, etc. – são tão importantes ou tão caras que as conseqüências de um colapso seriam particularmente desastrosas em termos de perdas de vidas, da confiança pública, de serviços essenciais ou de grandes investimentos de capitais. Embora os procedimentos de projetos analíticos adequados possam estar disponíveis, o engenheiro pode considerar prudente a confirmação ou complementação dos cálculos de projeto através de testes de modelo: para usar uma analogia médica, o engenheiro requer uma segunda “opinião experimental” ao “diagnostico analítico” dos problemas estruturais envolvidos.

Como visto anteriormente, nem sempre o modelo necessita ser exatamente similar ao protótipo, aliás, há casos em que se impõe a não similaridade. Isso acontece, principalmente, nos modelos pedagógicos onde, para a perfeita visualização da flecha em uma viga, por exemplo, usam-se materiais mais deformáveis elasticamente. Em algumas aplicações de modelos, o distanciamento do real é tanto que se chega a usar a espuma para facilitar a compreensão dos acadêmicos.

Mas a similaridade entre protótipo e modelo passa a ser uma condicionante fundamental quando se busca a investigação das propriedades físico-mecânicas do primeiro, mediante o estudo em modelos e, assim, o modelo deve ser construído e carregado conforme exigências bem definidas e, depois, há a necessidade da conversão dos resultados obtidos dos ensaios no modelo para prever o comportamento da estrutura real, ou seja, os fatores de escala pelos quais qualquer quantidade no modelo deve ser multiplicada para obter a quantidade correspondente no protótipo.

$$\text{(Quantidade no Protótipo)}_p = \text{(Quantidade no Modelo)}_m \times s$$

onde “s” é o fator de escala, e os sufixos “p” e “m” indicam quantidades do protótipo e do modelo, respectivamente. Ao fator de escala “s” também são usados sufixos para indicar as quantidades particulares que estão sendo relacionadas.

Preece e Davies (1964) relacionam as principais variáveis envolvidas no comportamento estrutural, adotando a não ocorrência de efeitos dinâmicos e para a consideração de duas estruturas – o modelo e o protótipo, o modelo deve ser construído e carregado de tal modo que os valores numéricos para cada um dos produtos dimensionais no grupo sejam iguais para ambas as estruturas. Isto, de imediato, fornece as leis de similaridade estrutural:

(1) As deformações no protótipo e no modelo devem ser iguais.	$\varepsilon_p = \varepsilon_m$
(2) A relação de Poisson para o modelo e o protótipo deve ser igual.	$\nu_p = \nu_m$
(3) Modelo e protótipo devem ser geometricamente semelhantes, (o fator	$L_p = s_L \cdot L_m$
(4) de escala de comprimento s_L deve ser o mesmo em todas as direções).	
(5) $x_p/L_p = x_m/L_m$; $y_p/L_p = y_m/L_m$; $z_p/L_p = z_m/L_m$	

- (6) Se as temperaturas do modelo e do protótipo forem iguais, então os coeficientes de expansão linear do material do modelo e do protótipo também devem ser iguais.

$$\alpha_p t_p = \alpha_m t_m ;$$

$$\alpha_p = s_t \alpha_m$$

- (7) O fator de escala de deformação (translacional) é igual ao fator de escala de comprimento

$$u_p/L_p = u_m/L_m; \text{ ou } u_p/u_m = L_p/L_m;$$

$$u_p = s_L u_m$$

- (8) Os materiais do modelo e do protótipo podem ser diferentes. Considerando que E é a inclinação da curva de tensão/deformação e as tensões no modelo e no protótipo devem ser iguais, isso leva ao fator de escala de tensão s_f . $\sigma_p/E_p = \sigma_m/E_m$; ou $\sigma_p/\sigma_m = E_p/E_m$;

$$\sigma_p = s_f \sigma_m$$

$$E_p = s_f E_m$$

- (9) A relação de forças no modelo e no protótipo depende do fator de escala de comprimento e do fator de escala de tensão.

$$P_p = s_f \cdot s_L^2 \cdot P_m$$

$$\frac{P_p \cdot L_p^2}{P_p} = \frac{P_m \cdot L_m^2}{P_m} \quad \text{i.e.} \quad \frac{P_p}{P_m} = \frac{E_p}{E_m} \cdot \left(\frac{L_p}{L_m} \right)^2 = s_f \cdot s_L^2$$

- (10) Assim como a condição (9) com p_p e p_m substituindo E_p e E_m , respectivamente, isto é, a relação de pressões aplicadas entre protótipo e modelo é determinada pelo fator de escala de tensão. Como esperado, as dimensões do Modulo de Young são idênticas às de pressão.

$$p_p = s_f p_m$$

$$\frac{P_p \cdot L_p^2}{P_p} = \frac{P_m \cdot L_m^2}{P_m}$$

- (11) A relação de densidades dos materiais do protótipo e do modelo é determinada pelos valores dos fatores de escala de comprimento e de

$$\rho_p = \frac{1}{s_L} \cdot s_f \cdot \rho_m$$

tensão.
$$\frac{\rho_p \cdot g \cdot L_p}{E_p} = \frac{\rho_m \cdot g \cdot L_m}{E_m} \quad \text{i.e.} \quad \frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{L_m}{L_p} \cdot \frac{E_p}{E_m}$$

Além das condições anteriores de semelhança, há também as exigências relativas à igualdade das relações que determinam a magnitude e direção das cargas aplicadas. Essas condições asseguram que há semelhança de carregamento entre protótipo e modelo.

De forma análoga ao fator de escala de comprimento, a relação de áreas e volumes de seções correspondentes do modelo e do protótipo é determinada por potências do fator de escala de comprimento.

$$L_p = s_L \cdot L_m \qquad A_p = s_L^2 \cdot A_m \qquad V_p = s_L^3 \cdot V_m$$

e a partir dos fatores de escala de comprimento s_L e de tensão s_f podem ser obtidas:

(i) Força. (= Tensão x Área)

$$P_p = \sigma_p \cdot A_p = s_f \cdot \sigma_m \cdot s_L^2 \cdot A_m \qquad P_m = \sigma_m \cdot A_m \qquad \therefore \frac{P_p}{P_m} = s_f \cdot s_L^2$$

(ii) Momentos (= Força x Distancia).

$$M_p = P_p \cdot L_p = s_f \cdot \sigma_m \cdot s_L^2 \cdot A_m \cdot s_L \cdot L_m \qquad M_m = P_m \cdot L_m = \sigma_m \cdot A_m \cdot L_m \qquad \therefore \frac{M_p}{M_m} = s_f \cdot s_L^3$$

(iii) Pressão. (= Força/Área, tendo a mesma dimensão da tensão)

$$\frac{P_p}{P_m} = s_f$$

(iv) Carga Linear. (= Força/Comprimento)

$$\omega_p = \frac{P_p}{L_p} = \frac{s_f \cdot \sigma_m \cdot s_L^2 \cdot A_m}{s_L \cdot L_m} = s_f \cdot s_L \cdot \sigma_m \cdot \frac{A_m}{L_m} \qquad \omega_m = \frac{P_m}{L_m} = \sigma_m \cdot \frac{A_m}{L_m} \qquad \therefore \frac{\omega_p}{\omega_m} = s_f \cdot s_L$$

(v) Densidade (= Peso / Volume).

$$\rho_p = \frac{P_p}{V_p} = \frac{s_f \cdot \sigma_m \cdot s_L^2 \cdot A_m}{s_L^3 \cdot V_m} \qquad \rho_m = \frac{P_m}{V_m} = \frac{\sigma_m \cdot A_m}{V_m} \qquad \therefore \frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{s_f}{s_L}$$

Qualquer grandeza necessária ao modelo pode ser relacionada à grandeza correspondente do protótipo usando essas relações.

Conforme Murthy (1964), as primeiras informações sobre a utilização de ensaios de modelos relacionados à construção em alvenaria foram realizados inicialmente por Danisy em 1732 na academia de Montpellier, para se obter informações sobre o comportamento de abóbadas de alvenaria em modelos de cobre polido. Ensaio semelhantes foram realizados por Pippard (1936-1939) no comportamento da aduela do arco. Embora as experiências fossem apenas qualitativas, elas ajudaram na obtenção de informações sobre o mecanismo de colapso. Em 1949, um método de aproximação foi esboçado na Commonwealth Experimental Building Station, Austrália, para o problema do relacionamento das cargas laterais a deformações e tensões em protótipos equivalentes sob condições semelhantes, e as primeiras dificuldades, de ordem prática começaram a aparecer, como:

- a obtenção de um material para o modelo cujo coeficiente de Poisson seja aproximadamente igual ao do material do protótipo;
- o uso de uma fiada impermeável no modelo cujo desempenho se aproximasse ao do protótipo;
- a simulação de condições de apoios similares às do protótipo;
- a simulação das fiadas na alvenaria.

O autor cita também os trabalhos de J. R. Benjamim e H. A. Williams, da Universidade de Stanford - E.U.A, que, ao empregarem técnicas de modelos em suas investigações estudaram o envolvimento do efeito da escala, resolvido através do ensaio de uma série de paredes variando da escala 0,34 ao tamanho natural, tendo como uma das conclusões que a diferença do efeito-escala tem pouca significação.

Murthy aborda também as pesquisas de S. Speer durante os anos de 1953-54 e H. Vogt em 1957/8. O primeiro utilizou métodos fotoelásticos na análise de modelos de estruturas de tijolo concluindo que esse tipo de ensaio óptico mostrou-se propício para ajudar a solução de problemas de distribuição de tensão em paredes de alvenaria, contribuindo bastante para o entendimento da conexão e interação dos painéis de paredes. O segundo investigou as juntas de alvenaria através de ensaios de compressão em pilares na escala 1/10 (6 x 6 x 30 cm) com

diferentes materiais para as juntas. Apesar da dificuldade de obtenção de tijolos em escala reduzida com boa precisão dimensional e da grande dispersão dos resultados experimentais, esses ensaios mostraram as possibilidades de uso da análise de modelos como um dos meios para a investigação da resistência das estruturas de alvenaria.

Em suas conclusões, Murthy (1964) mostra que é possível reproduzir a resistência da parede de alvenaria em tamanho natural para determinadas resistências de tijolo e argamassa por meio de ensaios de modelos com razoável precisão. Para tanto, propõe a redução da espessura das juntas de argamassa e se considere a resistência do cubo de argamassa de 2,54 cm no lugar dos cubos de 7,0 cm usados nos ensaios em escala real.

Conforme Camacho (1995), a partir da década de 60 outros centros de pesquisa passaram a se interessar pelo assunto, e as contribuições das pesquisas de Smith, Taylor e Spurgeon, Mohr, Hendry e Murthy, Sinha *et al.*, Baker, Fiorato *et al.*, Harris e Becica, Drysdale *et al.* e os pesquisadores do National Bureau Of Standards (NBS), enriqueceram o estudo desse tipo de ensaio.

Ainda, segundo Camacho (1995), as pesquisas desenvolvidas por esses autores trouxeram como principais conclusões que:

- os modelos e os protótipos dos prismas, com e sem graute, apresentaram os mesmos modos de ruptura;
- o comportamento tensão-deformação foi semelhante, observando-se que a resistência dos blocos na escala reduzida foi superior à dos blocos em escala natural, em média 32%;
- os resultados obtidos nos modelos apresentaram menor variabilidade do que o observado no protótipo;
- a semelhança entre o comportamento e os modos de ruptura observados indicaram que a técnica de modelagem física, nesse caso, pode ser perfeitamente capaz de permitir melhor entendimento do complexo comportamento do sistema alvenaria;
- a alvenaria pode ser representada em escalas reduzidas, com relação ao modo de ruptura e resistências últimas (campo de investigação da pesquisa), quando forem utilizados materiais semelhantes entre modelos e protótipo;
- a relação módulo de deformação/resistência à compressão (E/f_m) diminui conforme se reduz a escala. Os autores comentam que tal fato pode estar relacionado, em parte, ao

grau de adensamento da argamassa no momento do assentamento das unidades; nesse caso, seria necessário introduzir um fator de correção para cada escala;

Em sua tese, Camacho (1995), após uma série de ensaios em prismas, paredinhas e paredes de material cerâmico em escala reduzida e natural, conclui:

1. Para os prismas vazios de 2, 3 e 4 blocos e nas paredinhas, ensaiados à compressão axial:
 - a) confirmadas as relações de resistências e deformações entre modelos e protótipos, é possível trabalhar de forma direta com modelos físicos reduzidos para o estudo da alvenaria de blocos cerâmicos;
 - b) como os prismas em escala reduzida e os protótipos, montados com a mesma argamassa controlada (granulometria da areia), apresentaram praticamente os mesmos resultados, indicam a não necessidade de uma seleção especial na granulometria da areia utilizada nos modelos.

2. Para os prismas de três blocos, preenchidos com graute, ensaiados à compressão axial:

Os resultados obtidos indicam que os modelos físicos reduzidos podem ser empregados no estudo do comportamento da alvenaria preenchida com graute.

3. Para os ensaios de carregamento lento crescente aplicado em prismas vazios:

A resistência à compressão não foi aparentemente afetada pela variação do tempo de aplicação da carga, em escala natural, as deformações se estabilizaram mais rapidamente em relação aos modelos reduzidos e a forma de ruptura em nada foi alterada para as três escalas estudadas.

E ao final de seu trabalho conclui que o estudo do comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pode ser conduzido através de ensaios com modelos físicos reduzidos, salientando a necessidade de estudos complementares no sentido de melhor investigar as diferenças entre protótipo e modelo, tendo em vista os valores das deformações.

2.6.3 Determinação do módulo de deformação das paredes de alvenaria submetidas à compressão axial

O estudo das relações tensão/deformação da alvenaria na compressão é necessária para a determinação das deformações quando se almeja a determinação de flechas. Como o trabalho proposto – efeito arco – está vinculado à deformação do conjunto viga/parede, faz-se uma pequena abordagem dos principais conceitos, observações e resultados obtidos.

Gomes (1983) fez um estudo teórico dos parâmetros elásticos básicos das paredes de alvenaria submetidas à compressão simples, analisando e comparando esses resultados com os obtidos experimentalmente. Posteriormente, fez uma análise de seus resultados com os valores propostos por algumas normas internacionais.

Considerando que a espessura da parede é muito menor que as outras dimensões, no estado plano de tensões obtém-se:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1} \quad \varepsilon_2 = -\frac{\nu_{12}}{E_1} \cdot \sigma_1$$

onde: ε_i componente de tensão;
 σ_i componente de deformação;
 ν_i coeficiente de Poisson;
 E_i componente de módulo de deformação;
 1 (2) eixo vertical (horizontal), orientado para baixo (a direita);

sendo que $E_1 = E_{pa}$ módulo de deformação da parede e,
 $\nu_{12} = \nu_{pa}$ coeficiente de Poisson da parede.

Para as paredes não armadas, supondo completa aderência entre a argamassa e os blocos e que ambos obedeçam à lei de Hooke, obtém-se:

$$E_{pa} = \frac{h}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_a}{E_a}} \quad \text{ou, fazendo, } \delta = \frac{h_b}{h} \quad E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}$$

Para a determinação experimental de E_{pa} é necessário que o nível de tensão em que se determina E_b e E_a reproduza o mais possível as condições reais. ... porque a resistência da argamassa de assentamento nas paredes é maior do que nos ensaios com corpos de provas individuais por estarem submetidas a um estado de compressão triaxial. Portanto para a avaliação do E_{pa} a partir dos ensaios individuais dos blocos (E_b) e da argamassa de assentamento (E_a) tornar-se-ia necessário corrigir o módulo de deformação não confinado da argamassa de assentamento para que os resultados obtidos com primeira expressão de E_{pa} se aproximem mais do valor real de E_{pa} esta teoria considera os blocos como sendo maciços Esta teoria será aplicada às paredes de blocos cerâmicos pelo fato de ser aceita amplamente no estudo das paredes de alvenaria; além disto, o estado confinado da argamassa é uma premissa básica na formulação de um dos modos de ruptura das paredes comprimidas mais aceitos na atualidade [...] (GOMES,1983, p.30).

Para a argamassa de assentamento, Gomes propõe a expressão abaixo, onde relaciona o módulo de deformação aparente da argamassa de assentamento ($E_{a,a}$) obtida através de corpos de prova 5x10 cm com o módulo de deformação da argamassa confinada.

$$\frac{E_{a,a}}{E_a} = \left[1 - \frac{2\nu_a^2}{1 - \nu_a} \right]^{-1}$$

Em elementos estruturais compostos por dois materiais de características mecânicas diferentes submetidos a um carregamento, é possível a determinação da parcela de carga resistida por um e outro material com a aplicação das equações da mecânica tradicional. Este procedimento é feito igualando-se as deformações dos dois materiais. Com esta análise elástica, observa-se que a parcela de carga absorvida pelos materiais envolvidos é proporcional aos módulos de elasticidade e às áreas efetivas expostas ao carregamento. Logo, materiais mais rígidos, com maiores módulos de elasticidade absorvem uma parcela maior do carregamento total imposto ao conjunto. (MENDES, 1998, p.114).

Mendes (1998) trabalhou com prismas grauteados e fez uma análise do módulo de deformação similar à de Gomes, diferindo deste ao trabalhar com o módulo de elasticidade da alvenaria não grauteada em substituição ao módulo de elasticidade dos blocos. Seus resultados experimentais foram bastante semelhantes aos teóricos, para tensões até 10 MPa no prisma grauteado, obtendo curvas tensão-deformação praticamente lineares até a ruptura.

Colville e Wolde-Tinsae, citados por Mendes, a partir de uma extensa série de ensaios em alvenarias de tijolos cerâmicos e através de análises de regressões, forneceram equações para a determinação do módulo de elasticidade (Tabela 2.4). Muitos pesquisadores já abordaram esse assunto, desenvolvendo métodos para a determinação do modulo de elasticidade da alvenaria a partir da resistência à compressão dos prismas. Esse relacionamento, $E_{alv} = k f_p$,

tem o fator k variando bastante conforme o pesquisador e esta variabilidade deve-se, possivelmente, à resistência real dos materiais e do tamanho e forma dos prismas. Para exemplificar cita-se, Ramalho e Correa (2003) que, após mencionar valores propostos por outros autores e concluírem pela diversidade das propostas, sugerem o exposto na Tabela 2.5.

Tabela 2.4 Módulos de deformação da alvenaria em função da resistência dos prismas Colville e Wolde-Tinsae, apud Mendes (1988).

Tipo de módulo	Tipo de prisma	Equação proposta
Tangente inicial	a prumo	$E_{alv} = 480 \cdot f'_m$
Tangente inicial	com amarração	$E_{alv} = 524 \cdot f'_m$
Tangente inicial	a prumo	$E_{alv} = 728 \cdot f'_m$ (code)*
Secante a $0,2 \cdot f'_m$	a prumo	$E_{alv} = 455 \cdot f'_m$
Secante a $0,5 \cdot f'_m$	a prumo	$E_{alv} = 422 \cdot f'_m$

* f'_m conforme códigos ACI-ASCE (resistência da unidade e no tipo de argamassa).

Tabela 2.5 Módulos de deformação da alvenaria x resistência dos prismas. Fonte: Ramalho e Correa (2003)

Bloco	Módulo de deformação	E_{alv} (MPa)	Valor máximo (MPa)
Concreto	Longitudinal	800 fp	16000
	Transversal	400 fp	6000
Cerâmico	Longitudinal	600 fp	12000
	Transversal	300 fp	4500

2.7 Fatores que afetam a resistência da alvenaria

Dentre as propriedades da alvenaria, a sua resistência é a que vem sendo estudada sistematicamente há mais tempo. Embora as pesquisas abranjam a resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento, pelo fato de que a alvenaria seja predominantemente solicitada à compressão, esses ensaios são mais enfatizados.

Os estudos realizados sobre a resistência da alvenaria procuraram combinar a diversidade das unidades existentes no mercado com os diferentes traços e composições de argamassas. A ênfase nas pesquisas se deu pela necessidade da obtenção de parâmetros para as normas de projeto e de especificação dos materiais, assim como para o uso em projetos estruturais. Os ensaios vêm sendo realizados através do ensaio dos componentes (unidades e argamassas) isoladamente, do ensaio de prismas de alvenaria e de paredes em escala natural e/ou reduzida.

A análise dos resultados dos ensaios apresentou discrepâncias significativas, quando comparados aos das paredes e obras executadas, evidenciando que uma série de fatores influencia a resistência da alvenaria à compressão, o que motivou os principais centros de pesquisas mundiais a analisarem a ação desses fatores, isoladamente ou combinados, na redução da capacidade resistente da alvenaria. Hendry (1981) relaciona em sua obra aproximadamente 30 trabalhos publicados na década de 60.

Vários pesquisadores relacionam esses fatores considerando ou desconsiderando-os em função de sua importância; Roman *et al.* (1999) os divide em dois grupos. No primeiro, os fatores relacionados à resistência básica da alvenaria - dependentes das características dos materiais empregados – e, no segundo, os decorrentes da concepção do projeto.

No primeiro grupo, os diretamente relacionados à resistência básica da alvenaria, podem ser destacados:

- resistência do bloco;
- geometria da unidade;
- resistência da argamassa;
- deformação característica da unidade e da argamassa;
- espessura da junta;
- taxa de sucção inicial do bloco;
- retentividade de água da argamassa;
- qualidade da mão-de-obra;
- condições de cura;
- aderência da alvenaria.

No segundo grupo, os decorrentes da concepção do projeto, tem-se, por exemplo:

- taxa de esbeltez,
- excentricidade do carregamento,
- tipos de vinculações, etc.

2.7.1 Resistência da unidade

A resistência da unidade é o fator mais importante para a resistência da alvenaria, sendo que o aumento na resistência à compressão das unidades implica o aumento da resistência da alvenaria. Entretanto essa relação não é linear, variando com a raiz quadrada da resistência da unidade e com a raiz cúbica ou quarta da resistência da argamassa (Hendry. 1981).

Considerando como "fator de eficiência" a razão resistência da alvenaria/resistência da unidade, para uma determinada argamassa, observa-se que:

- o fator de eficiência diminui com o aumento da resistência das unidades;
- o fator de eficiência é maior para blocos de concreto do que para tijolos cerâmicos.

Ao citar os resultados obtidos por Monk e Kreuger e outros pesquisadores, Sahlin (1971) considera a grande influência da condução dos ensaios nos resultados obtidos, observando que o capeamento, a máquina de ensaios, o método de ensaio da resistência e também os diferentes tipos de ensaios para resistência da alvenaria dificultam as comparações entre os resultados de ensaios realizados em diferentes laboratórios.

Não esquecendo o acima exposto, como ilustração, observa-se a Tabela 2.3, apresentada por Camacho (1995), no item “ensaios de pequenos elementos”, com os fatores de eficiência para diferentes tipos de unidades encontrados por diversos pesquisadores.

2.7.2 Geometria da unidade

A relação entre a altura das unidades e a espessura das juntas já foi objeto de vários estudos. Hendry (1981) cita as pesquisas desenvolvidas por Houston e Grimm, que utilizaram tijolos

do mesmo material, mas com alturas variando entre 41 mm e 127 mm e concluíram que a resistência de esmagamento das unidades diminuiu com o aumento da altura. A Figura 2.9, baseada em uma espessura de junta de 9,5 mm, mostra que com o aumento da altura da unidade a resistência de compressão da alvenaria seria aumentada em aproximadamente 25 por cento. Esse efeito é permitido pelo British Code of Practice BS 5628: Part 1:1978, onde tabelas de resistência são determinadas para várias relações de altura de unidade para espessura.

Hendry (1981) cita os ensaios realizados por West *et al.* na British Ceramic Research Association e Monk para analisar a resistência à compressão da alvenaria construída com uma variedade de tijolos extrudados (wire cut) com diferentes padrões de perfurações, onde se concluiu que os diferentes padrões de furos apresentaram diferenças pouco significativas na prática. Nos ensaios conduzidos por Monk, com aberturas retangulares, foi obtida uma redução na resistência à compressão dos prismas, provavelmente devido à introdução de concentrações de tensão, não só em serviço, mas também na manufatura, o que seria uma fonte de fraqueza. Mas estas pesquisas terminam por concluir serem pequenas as evidências de uma conexão entre a geometria da perfuração e a resistência de compressão.

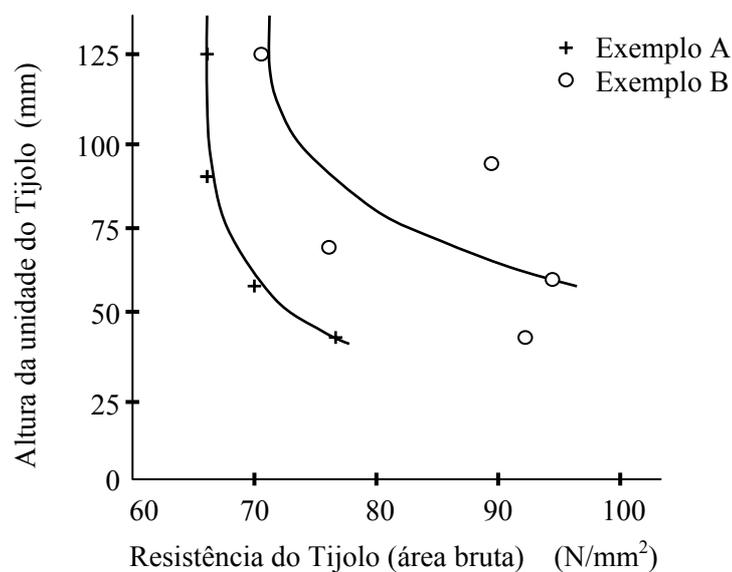


Figura 2.9 Resistência de compressão da alvenaria em função da altura da unidade. Adaptado de Hendry (1981).

Sahlin (1971) também observa a necessidade de se relacionar a espessura das juntas à altura da unidade, mas prioriza a uniformidade e o controle das dimensões das unidades e das juntas para otimizar a resistência da alvenaria. Observa que espessuras de juntas não uniformes facilitam a concentrações de tensões e a ação de momentos fletores nas unidades. Observa, ainda, citando Haller, que o controle cuidadoso das dimensões da unidade aumenta visivelmente a velocidade de assentamento de tijolos. Ao analisar os estudos realizados por Monk, observa que em alguns casos a resistência de compressão de unidades perfuradas foi mais alta que as unidades não perfuradas. Os dados obtidos por Monk em ensaios de prismas de alvenaria de tijolos perfurados e não perfurados estão resumidos na Tabela 2.6, onde os valores são calculados como relações da resistência, com a resistência de compressão do tijolo não perfurado de 700 kg/cm^2 , considerada como unidade.

Tabela 2.6. Efeito dos furos na resistência de compressão de paredes de tijolo de barro, relativas às unidades sem furos. Fonte: Monk, apud Sahlin (1971)

Tijolo					Prisma de alvenaria	
Tipo de furos	Resistência à compressão		Modulo de ruptura		Resistência à compressão	
	Bruta	Líquida	Bruta	Líquida	Bruta	Líquida
Nenhum	1,00	1,00	0,17	0,17	0,55	0,55
3 furos	1,16	1,35	0,12	0,19	0,47	0,55
5 furos	1,01	1,28	0,083	0,22	0,29	0,37
10 furos	0,89	1,08	0,078	0,14	0,44	0,54

A baixa resistência dos prismas de alvenaria com unidades de cinco furos deve-se provavelmente ao efeito do entalhe nos cantos dos furos quase retangulares. O efeito do entalhe dos furos verticais é prejudicial à resistência vertical da alvenaria, visto que a argamassa se expande horizontalmente mais que os tijolos, e assim produz um estado triaxial de tensão com tensão lateral nos tijolos.

Sahlin(1971) cita as pesquisas de Richart, Moorman, e Woodworth em paredes de alvenaria de blocos de concreto vazados com blocos de diferentes resistências (40 a 110 kg/cm^2) e

diferentes índices de vazados (30 a 57 %). A relação da resistência da parede para a do bloco estava próxima de 0,53 em todos os testes.

Calçada *et al.* (1998) analisaram a geometria do septo dos blocos na resistência à compressão axial de prismas de alvenaria grauteados e não grauteados. Embora os dados tenham sido insuficientes para uma conclusão definitiva, os resultados indicaram a interferência da forma dos septos dos blocos no desempenho da alvenaria à compressão, indicando a necessidade de estudos mais abrangentes sobre o assunto.

2.7.3 Resistência do material de junta

Muitas foram as pesquisas desenvolvidas sobre as juntas de alvenarias e os materiais utilizados para esta função. Hendry (1981) cita as pesquisas de Francis *et al.*, que ensaiaram prismas de alvenaria com juntas secas (face contra face), alcançando resistências aproximadamente duas vezes maiores que as obtidas em prismas com juntas de argamassas normais, observando que resultados semelhantes a esses também foram obtidos por Astbury e West. Em sua obra também são citadas as experiências realizadas por Monk no Structural Clay Products Research Foundation (Estados Unidos), onde se examinou o efeito na resistência compressão de espécimes de pares de tijolos com diversos materiais de junta e pesquisas similares desenvolvidas por Morsy, que ensaiou uma série de prismas de tijolo variando o material de junta através da utilização de 8 diferentes materiais. Nos ensaios, foi observado que, no caso das juntas de borracha, os prismas romperam por tração como resultado das tensões de tração induzidas pela deformação da borracha. Por outro lado, as juntas de aço tiveram o efeito de conter a deformação lateral dos tijolos induzidos a um estado de tensão de compressão triaxial. O colapso no caso, foi por esmagamento, como em um típico ensaio de compressão em material frágil.

As Tabelas 2.7 e 2.8 ilustram o efeito dos diferentes materiais de junta na resistência à compressão. A primeira apresenta os resultados obtidos por Monk em prismas de dois blocos e, a segunda os obtidos por Morsy com prismas de três tijolos, em modelos em escala 1:6, faces planas apoiadas (*ground flat*), com o uso de seis amostras de cada tipo ensaiado.

Tabela 2.7. Efeito de diferentes materiais de junta na resistência à compressão de pares de tijolo (Monk apud Hendry 1981).

Material de junta	Resistência de compressão (N/mm ²)	Relação a para resistência do tijolo
Folha de alumínio de 0,8 mm	106	0,96
Argamassa (1:½:4½)	44	0,40
Areia seca contida por fita adesiva	65	0,59
Junta seca (Ground surfaces)	98	0,89

Tabela 2.8. Efeito de diferentes materiais de junta na resistência à compressão de prismas de três tijolos. Fonte Morsy, apud Hendry (1981)

Material articulação	Resistência à compressão (N/mm ²)	Relação para resistência do tijolo
Aço	56,48	1,40
Madeira compensada	46,39	1,15
Hardboard	43,89	1,09
Polietileno	16,99	0,42
Borracha com fibras	11,71	0,29
Borracha macia	6,99	0,17
Nenhum material de junta	37,20	0,93
Argamassa 1:1/4:3	14,00	0,35

2.7.4 Deformação característica da unidade e da argamassa

Hendry (1981) cita os resultados obtidos por Powell e Hodgkinson, que realizaram uma série de ensaios para o estudo da relação tensão/deformação para a alvenaria solicitada a compressão na ruptura com quatro tipos de tijolo, sendo que as curvas para os quatro tipos de tijolo têm, para propósitos práticos, o mesmo comportamento, de acordo com os resultados relatados por Turnsek e Cacovic. Os resultados dos testes são resumidos na Tabela 2.9 e nas Figuras 2.10 a) e b) e a relação é representada aproximadamente pela parábola.

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = 2 \left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon} \right) - \left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon} \right)^2 \quad (2.25)$$

onde σ' e ε' são, respectivamente, a tensão e a deformação no ponto de máximo da curva. O módulo tangente inicial é determinado por:

$$E = \frac{2\sigma'}{\varepsilon'}$$

e o módulo secante a $0,75 \sigma'$ é três quartos desse valor.

Tabela 2.9. Relação tensão/deformação para alvenaria. Powell e Hodgkinson, apud Hendry (1981).

Tipo do tijolo	Resistência à compressão (N/mm ²)		Módulo elástico (N/mm ²)	
	tijolo	alvenaria	tangente*	Secante**
A. 16 furos	69,6	19,93	18230	11900
B- Classe A, estrutural azul	71,7	27,65	17370	12930
C- Fletton	25,5	9,33	4960	3740
D- Rebaixo duplo, rígido plástico	45,3	20,10	16830	11610

* *Módulo tangente inicial*

** *Módulo secante a 2/3 da tensão máxima*

argamassa 1:1/4:3, resistência média de compressão 15,24 N/mm²

Ainda segundo Hendry (1981), Sinha e Pedreschi acharam uma relação de parábola cúbica em ensaios em vigas de alvenaria armada e Warren e Lenczner propuseram a determinação empírica do módulo de elasticidade da alvenaria de tijolo em função de sua resistência compressão. Assim resultou em valores de G entre 400 e 1000 vezes a resistência de compressão da alvenaria. Propuseram a seguinte fórmula para tijolos assentados com argamassa 1:1/4:3:

$$E = (5,171 \sqrt{f_B - 19,158}) \times 10^3 \text{ MPa}$$

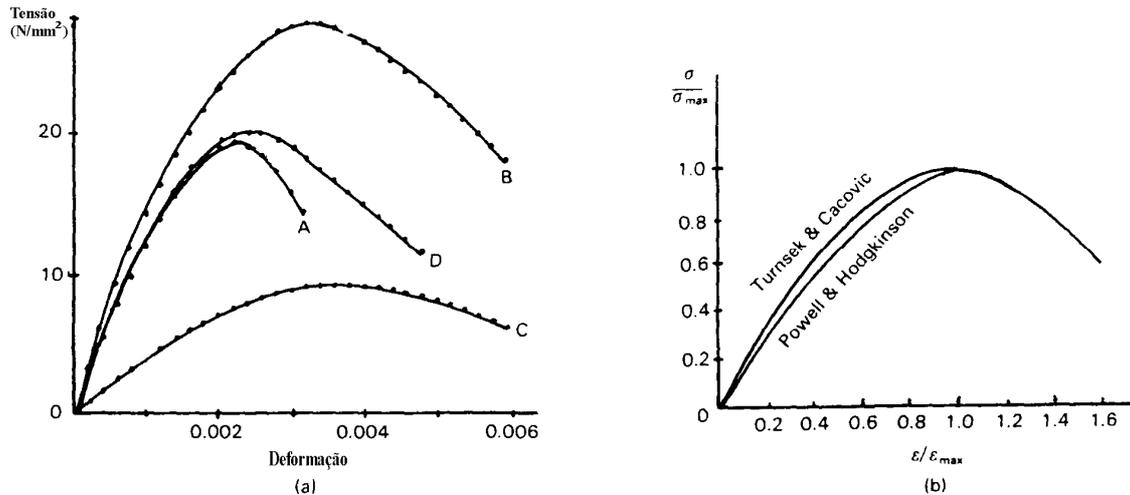


Figura 2.10 Curvas tensão/deformação da alvenaria na compressão. (a) Quatro tipos de tijolo com argamassa 1:1/4:3 (Powell e Hodgkinson); (b) curvas adimensionais tensão/deformação. Fonte: Hendry (1981).

2.7.5 Espessura da junta

Considerando que a argamassa normalmente é a parte mais fraca da composição da alvenaria, as resistências mais altas são obtidas com juntas delgadas e uma baixa relação da espessura da junta para a altura de unidade (Sahlin, 1971).

Sahlin (1971) cita algumas conclusões obtidas por Kreuger, Vinberg, Levicki. Conforme Kreuger, quanto mais finas forem as juntas, menor será a influência da resistência da argamassa na resistência da alvenaria. Para Vinberg, uma baixa relação da espessura da junta para a largura dos tijolos reduz as tensões laterais nos tijolos devido à expansão da argamassa durante o carregamento, o que foi confirmado por Levicki. Sahlin conclui considerando que a resistência da alvenaria é reduzida em aproximadamente 15% para cada acréscimo de 1/8 polegadas na espessura da junta, e vice-versa, sendo que o valor normal para a espessura da junta é de 3/8 polegadas. Essa relação é apenas para ser usada como um parâmetro para determinar a variação dentro de limites práticos normais.

2.7.6 Taxa de sucção inicial do bloco - absorção de água

A taxa de sucção é um dos fatores que mais influencia a resistência da alvenaria. Se as unidades absorverem a água da argamassa em excesso, tem-se, como conseqüência, uma argamassa porosa (veios capilares) e suscetível aos agentes agressivos. Além disso, a

alvenaria construída com tijolos saturados desenvolve adesão fraca entre tijolos e argamassa, e é suscetível aos danos gerados pelas baixas temperaturas e outros problemas.

Hendry (1981) cita as pesquisas de Haller, onde se mostra que as argamassas muito úmidas tendem a formar uma junta arredondada, devido a uma perda de "elasticidade", gerando um carregamento excêntrico. Um aumento na taxa de sucção de 2 kg/m²/min para 4 kg/m²/min poderia dividir pela metade a resistência de compressão da alvenaria, ou seja, o efeito da taxa de sucção pode vir a ser considerável na resistência da alvenaria.

Conforme Hendry (1981), algumas especificações recomendam uma taxa de sucção limitada, ou, alternativamente, o uso de uma argamassa de alta retentividade para controlar a extração de água. O autor propõe, para o caso de unidades com uma alta taxa inicial de absorção, molhá-las antes do assentamento, especialmente no caso de paredes esbeltas executadas com unidades de baixa resistência.

Sahlin (1971) cita os trabalhos de Haller, os quais expõem que, em paredes carregadas excentricamente com a carga atuando no limite de kern (*kern boundary*) ($e/d = 1/6$, $h/d = 25$), a resistência da parede diminui com a taxa de sucção crescente, de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_u = 400/S \text{ kg/cm}^2 \quad \text{para} \quad 7 < S < 60$$

A mesma tendência, mas menos pronunciada, foi achada para espécimes carregados axialmente.

Há indicações de que a resistência diminui também para valores da taxa de sucção mais baixos em relação aos molhados antes do assentamento. O fenômeno parece depender de uma rápida redução da plasticidade da argamassa, quando esta entra em contato com um tijolo de alta sucção (absorção), causando uma liberdade da junta de argamassa, devido a pequenas perturbações inevitáveis da alvenaria quando da colocação do tijolo.

O efeito é mais marcante na argamassa de cimento-areia que na de cimento-cal-areia, sendo mais prejudicial para carregamento excêntrico que para o concêntrico, conforme Haller, apud Sahlin (1971), que mostra a diminuição da relação de resistência com a sucção crescente, do carregamento excêntrico para concêntrico.

Paredes de alvenaria de tijolo testadas por Albrecht e Schneider apud Sahlin (1971), mostram pequena diferença nas resistências de compressão entre paredes de alvenaria de tijolos furados e as com tijolos furados de sucção alta, quando se considera a resistência do tijolo. A diferença era maior para carregamento excêntrico, e os tijolos pré-molhados aumentaram consideravelmente a resistência da alvenaria para os casos de sucção alta. O módulo de elasticidade também aumentou consideravelmente devido à molhadela dos tijolos por 1 minuto.

2.7.7 Qualidade da mão-de-obra

Assim como para qualquer material, a qualidade da execução tem grande influência na resistência à compressão da alvenaria, sendo que, nesse caso em particular, o caráter artesanal da construção faz com que a qualidade da mão-de-obra assuma grande importância no resultado final da obra.

O treinamento, a adequação da mão-de-obra e o uso de técnicas construtivas corretas deveriam, em princípio, inibir a ocorrência de erros grosseiros de execução como, por exemplo, o uso de unidades ou argamassas erradas, ou defeituosas, mas são muitos os fatores relativos à mão-de-obra e, portanto, grandes as possibilidades de influência na qualidade final da obra. Conforme Monk apud Sahlin (1971), a melhoria da execução provoca ganhos na resistência da alvenaria da ordem de 100%, no caso de unidades com resistência até 200 kg/cm², e entre 10 e 70%, para as unidades de resistências mais altas.

O preenchimento incompleto ou desigual das juntas horizontais é bastante prejudicial, sob o ponto de vista estrutural. Conforme Hendry (1981), pesquisas relativas ao enchimento impróprio de furos e sulcos nas juntas de argamassa, realizadas pelo Structural Clay Products Institute nos Estados Unidos e pelo Building Research Laboratories na Austrália resultaram em uma redução da resistência da alvenaria em cerca de 33 %. A espessura e uniformidade das juntas, como também o seu enchimento incompleto, podem provocar grandes reduções na resistência da alvenaria.

Cuidados especiais devem ser tomados em relação à perturbação dos tijolos depois do seu assentamento, evitando assim a quebra da aderência entre tijolos e argamassa, com possíveis efeitos adversos nas resistências à compressão e à penetração de umidade. Isso geralmente acontece nos cantos, quando o pedreiro tenta corrigir erros de prumo martelando os tijolos até sua correta posição, mas não há dados quantitativos disponíveis do efeito dessas perturbações

na resistência da alvenaria. Outro defeito de assentamento, citado por Hendry (1981), surge da prática de esparramar extensões muito longas de juntas de argamassa, podendo ocasionar perda de plasticidade.

Os erros na execução da parede relativos ao prumo, nível e alinhamento corretos, podem originar carregamentos excêntricos na parede sob compressão e assim reduzir sua resistência. Embora esses tipos de erros possam ser considerados como grosseiros e, portanto, inadmissíveis, Hendry (1981) apresenta uma pesquisa realizada pelo Building Research Establishments, onde se verificaram os níveis de precisão na construção em dez edifícios na Inglaterra, obtendo-se diferenças de prumo (da parede acima da altura do pavimento) de ± 13 mm e diferenças de alinhamento vertical (entre o topo e a base da parede de pavimentos sucessivos) de ± 20 mm. O autor cita os ensaios realizados na Universidade de Edinburgh e no Building Development Laboratories, na Austrália, onde paredes de alvenaria de 105 mm foram ensaiadas à compressão com a carga aplicada com uma excentricidade de 20 mm em relação ao eixo da parede e outras paredes foram construídas 20 mm fora do prumo. Em ambos os casos obteve-se uma redução da ordem de 13 e 15 %, na Austrália e em Edinburgh, respectivamente, na resistência em relação a paredes semelhantes, porém no prumo e carregadas axialmente.

2.7.8 Influência das condições climáticas e condições de cura

A execução da alvenaria, assim como sua cura, sob condições climáticas adversas, pode afetar a alvenaria, acarretando perda de resistência. Hendry (1981) cita as pesquisas desenvolvidas na Austrália, como exemplo do efeito de temperaturas altas, e na Noruega e Finlândia, para o efeito das baixas temperaturas. No primeiro caso, ensaios em paredes construídas sob temperaturas entre 25,5 °C (78 °F) e 38 °C (100 °F), e curadas ao sol durante cinco a seis dias, apresentaram uma redução de 10 % na resistência quando comparadas a paredes curadas na sombra e cobertas por polietileno. No segundo caso, pilares de alvenaria de 1 m de altura foram construídos com várias argamassas em câmaras frias à temperatura inferior a -15 °C e curados a esta mesma temperatura, surpreendentemente, não mostraram nenhuma deterioração na resistência, quando comparados ao de paredes construídas e curadas em câmaras temperadas, tenha havido um crescimento na tendência para o desenvolvimento de deformações indesejáveis na alvenaria, quando construída sob condições frias.

2.7.9 Outros fatores

Vários outros fatores influenciam a resistência da alvenaria; entre eles podem ser citados a taxa de esbeltez, a excentricidade do carregamento, tipos de vinculações, etc. Conforme mencionado no item 1.7 neste trabalho, priorizam-se os aspectos relativos à caracterização do material. Estes “outros fatores” não serão analisados, por serem referentes ao projeto.

3 A ação composta parede-viga: o efeito arco

Com o ressurgimento da alvenaria estrutural e a retomada da construção de edifícios utilizando esta técnica, surgiu o problema da parede apoiada em vigas. Os estudos sobre o assunto, iniciados por R. H. Wood em 1952, mostraram que as paredes estruturais de alvenaria apoiadas em vigas atuam conjuntamente, quando a viga, ao ser solicitada pela parede, se deforma, provocando na região deformada um “descolamento” da parede. Isso faz com que a ação da parede sobre a viga, inicialmente uma carga uniformemente distribuída, passe a se concentrar próxima aos apoios, equacionada na forma de cargas triangulares ou parabólicas. A figura a seguir esquematiza de forma simples a ação do efeito arco.

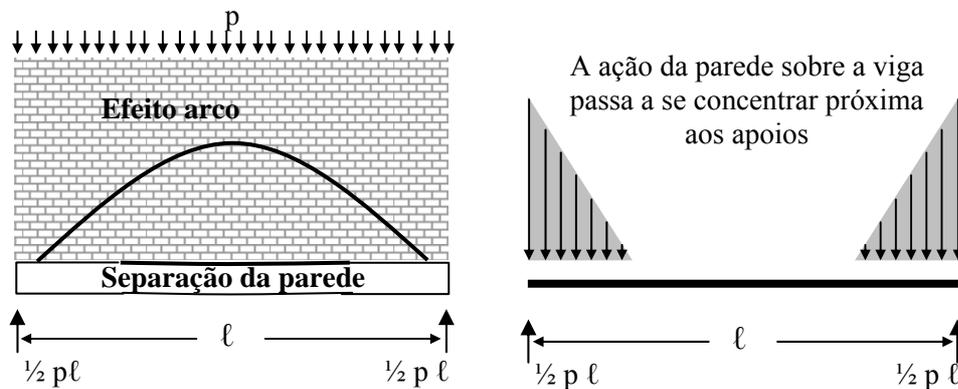


Figura 3.1 O efeito arco nas paredes de alvenaria.

Davies e Ahmed (1978) usam o modelo de um arco atirantado para simular a ação composta entre a parede e sua viga de apoio; o arco é formado pela parede e a viga atua como um tirante. Hendry et al. (1981) explicam o modelo mostrando que a máxima tensão vertical, ao longo da interface da parede-viga, acontece nos apoios e no meio do vão as tensões horizontais na viga podem ser tracionadas ao longo da altura, de forma que a viga atua como um tirante. Burhouse (1969) observa que a armadura atua como um tirante de um “arco” e sugere que toda a armadura deva ser levada aos apoios e o comprimento de ancoragem destas seja determinado com alguma folga.

Ao se considerar a ação composta parede-viga, a ação da carga introduz deformações na viga devido à flexão desta; os apoios são parcialmente contidos horizontalmente de forma que a ação de arco ocorre na parede. O grau do arqueamento depende da rigidez relativa

parede/viga, devendo também ser considerada a rigidez de flexão e a axial. Quanto mais rígida a viga, menor a sua deformação e maior será a área de contacto com a parede.

Conforme Hendry (1981), as tensões verticais e cisalhantes na interface da parede-viga são concentradas na região dos apoios. As distribuições de tensões cisalhantes e verticais, nessas áreas, podem ser representadas de forma aproximada por um diagrama triangular. Quanto mais flexível a viga, mais as tensões se concentram próximas dos apoios. Embora a força cisalhante tenda a contrariar a deformação descendente da viga, esta tende a se inclinar para baixo, afastando-se da parede, com o possível desenvolvimento de fissuras entre o topo da viga e a base da parede. A força cisalhante também induz uma tensão axial na viga, com magnitude variável ao longo do tramo. Na parede, é desenvolvida uma ação de arco e as tensões verticais se concentram próximas aos apoios.

Ainda segundo o autor, para o desenvolvimento pleno da ação composta entre a parede e sua viga de apoio, há a necessidade de um vínculo suficiente entre a parede e a viga, para permitir o desenvolvimento das forças de cisalhamento exigidas. A resistência ao cisalhamento na interface parede/viga deve ser adequada, para transferir a tensão de cisalhamento horizontal induzida pela interface como resultado do efeito arco.

Esse fenômeno foi observado inicialmente por Wood (1952), que o relacionou à relação altura da parede/vão, estabelecendo que para valores dessa relação inferiores a 0,6 o cisalhamento se torna maior que o suportável na interface da parede-viga. Burhouse (1969) realizou um estudo para investigar os efeitos da variação da relação altura/vão da parede, onde propõe, como forma de se evitar a ocorrência de deslizamento entre a parede e a viga, que não se façam mudanças na recomendação de Wood para que no projeto de ação composta aconteça:

$$H/L \geq 0,6.$$

A ação composta entre a parede e a viga não acontecerá sem a transferência de tensão de cisalhamento pela interface entre os dois componentes, nem sem a transferência de tensão de cisalhamento pelas juntas de argamassa entre as fiadas de alvenaria. (BURHOUSE, 1969).

A ação composta não pode ser alcançada a menos que haja vínculo suficiente entre a parede e a viga para permitir o desenvolvimento das forças de cisalhamento exigidas. As grandes tensões de compressão perto dos apoios resultam em forças de atrito grandes ao longo da interface, e mostra-se que se a relação altura/vão da parede é $> 0,6$ então as forças de atrito desenvolvidas são suficientes para prover a capacidade cisalhante exigida (HENDRY *et al.* 1981)

Embora a relação $H/L \geq 0,6$ para a ocorrência do efeito arco seja consensual entre os pesquisadores, Hendry (1981) observa que, embora a ação composta ainda seja possível, para valores inferiores a 0,6, o elemento deve eventualmente ser tratado como um elemento puramente de flexão. Em trabalho recente, JAGADISH e RAMACHANDRA (2000), adotam o valor 0,5 para a relação H/L, e observam:

Com a relação diminuindo abaixo de 0,5 o arco fica mais aplainado, resultando em maior empuxo horizontal próximo dos apoios e conseqüentemente maior tensão cisalhante nas juntas horizontais da alvenaria e ao longo da interface parede/viga. Conseqüentemente, é aconselhável para obter as vantagens da ação composta dos sistemas parede/viga as relações H/L maior que 0,5.

Os vários pavimentos de paredes estruturais apoiados em uma viga tornavam-na excessivamente carregada e, conseqüentemente, com grandes dimensões. A consideração do trabalho conjunto parede/viga mostrou, já na primeira pesquisa de Wood (1952), uma transferência da carga da região central para a próxima aos apoios, resultando em uma grande redução das solicitações na viga³, o que mostrava o superdimensionamento desta, porém tendo como contrapartida substancial aumento das tensões compressão na alvenaria, nas regiões próximas aos apoios que, em casos extremos, resulta no esmagamento da alvenaria.

Seguindo o trabalho inicial de Wood, o problema da ação composta parede/viga foi estudado por vários pesquisadores, alguns dos quais analisados a seguir. A quantificação dos efeitos dessa ação composta, além de necessária para a sua compreensão, visava ao dimensionamento racional da parede e da viga, para resistir às ações resultantes do comportamento de arco da forma mais econômica, ou seja, a possibilidade de redução dos custos materiais com a manutenção da integridade estrutural.

Riddington e Stafford Smith (1978), assim como Hendry *et al.* (1981), propuseram as ações mais importantes no desenvolvimento de método de projeto, relacionadas ao arqueamento:

- a tensão máxima de compressão na parede;
- a tensão máxima de cisalhamento ao longo da interface da parede-viga;
- as tensões de flexão e tração na viga;

³ Wood determinou uma flecha central de 1/19 da obtida em ensaio em uma viga solicitada pela mesma carga, uniformemente distribuída, e reduções no momento fletor para até WL/100.

- a força axial na viga;
- a deformação (flecha) da viga;
- o momento fletor central, o momento fletor máximo na viga e sua posição.

Essas pesquisas, visando à compreensão e ao equacionamento do fenômeno, se pautaram tanto na análise numérica como na experimental. Para o esquema estrutural, embora haja predominância de paredes suportadas por vigas bi-apoiadas, várias pesquisas consideraram paredes sobre vigas contínuas e, tanto para a alvenaria quanto para a viga, muitos materiais foram experimentados. Para a parede, foram usados tijolos de argila, blocos cerâmicos e de concreto e, para a viga, o concreto armado, perfis metálicos e vigas de seção mista (perfis metálicos envoltos em concreto).

Hendry, através de suas próprias pesquisas que culminaram com a tese de doutoramento de Ahmed, *A Study of the Composite Action between Masonry Panels and Supporting Beams*, pela Universidade de Edinburgh, em 1977, sob sua orientação, e baseando-se também nos trabalhos desenvolvidos até então, publicou dois livros no ano de 1981: *An Introduction to load Bearing Brickwork*, em co-autoria com B. P. Sinha e S. R. Davies, e *Structural Brickwork*. Neles (um capítulo em cada), condensa os resultados das pesquisas sobre o efeito arco. Robert G. Drysdale, juntamente com Ahmed e Baker, em 1994 publicam um livro, bastante abrangente sobre alvenaria estrutural, *Masonry Structures: Behavior and Design* onde também dedicam um capítulo para abordar esse tema.

Verifica-se que 13 anos após as publicações de Hendry, Drysdale praticamente usa as mesmas referências bibliográficas e muito pouco acrescenta ao tema, indicando a não evolução das pesquisas sobre o assunto. Ambos os autores adotam os resultados das pesquisas desenvolvidas por Riddington e Stafford Smith e por Davies e Ahmed, que são consensualmente adotados como parâmetro para o estudo do efeito arco até hoje.

Mais recentemente, alguns trabalhos sobre o efeito arco foram publicados. Hardy (2000), através de uma análise por elementos finitos, estuda a ação do efeito arco em paredes de alvenaria apoiadas em vergas metálicas. Em sua pesquisa, analisa a área de contato e as tensões de compressão e flexão na viga metálica e na alvenaria. Jagadish e Ramachandra (2000) propõem um método racional de projeto para os sistemas compostos parede-viga, onde basicamente fazem um estudo comparativo entre as normas inglesa e indiana.

Na última década, a Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, tem produzido dissertações de mestrado, como *Ação Conjunta Parede-Viga na Alvenaria Estrutural* (Tomazela, 1995), e teses de doutoramento, como *Influência de Recalques em Edifícios de Alvenaria Estrutural* (Holanda, 2002), abordando, direta ou indiretamente, o efeito arco.

Nos itens subseqüentes, faz-se uma abordagem introdutória, detalhando o conceito da ação do efeito arco e seu equacionamento, tendo por base os trabalhos de Wood e Simms, Rosenhaupt, Burhouse, Riddington e Stafford Smith, Davies e Ahmed, e Hard.

3.1 Ação composta parede-vigas conforme Wood e Simms

Wood (1952) e Wood e Simms (1969) propuseram um método simples (Figura 3.2) para o cálculo de vigas-parede compostas, ao adotarem um bloco retangular de tensões verticais de compressão na proximidade dos apoios, estendendo-se a uma distância x a partir dos apoios.

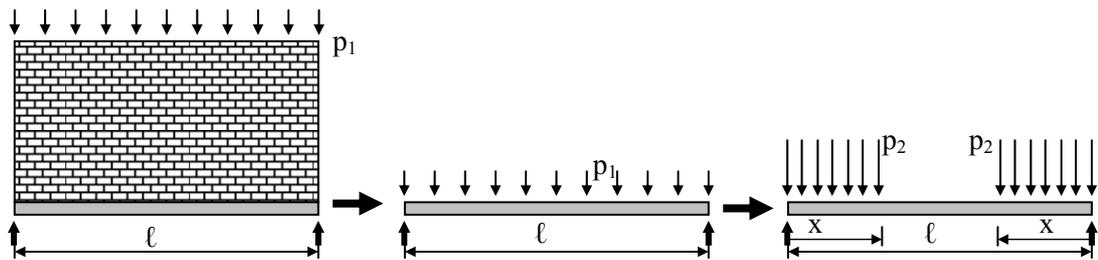


Figura 3.2 Representação esquemática da proposta de Wood e Simms

O efeito arco pressupõe o “descolamento” da parede e da viga na região central, devido às deformações de flexão desta, assim o comprimento “ x ” do bloco de tensões deve ser visto como o comprimento de contato, próximo aos apoios, entre a parede e a viga.

A constância das cargas aplicadas nas situações “uniformemente distribuída no vão” e “bloco retangular de comprimento ‘ x ’ próximo aos apoios” indica:

$$W = p_1 \cdot l = 2 \cdot p_2 \cdot x \quad \therefore \quad \frac{p_2}{p_1} = \frac{l}{2 \cdot x} = C \quad 3-1$$

O coeficiente C , determinado acima, é a relação entre a tensão máxima na região dos blocos retangulares e a tensão média de compressão na parede, podendo, dessa forma, ser considerado como um “fator de concentração de tensões” na alvenaria. Observa-se que o coeficiente C varia de 1 (para $x = l/2$), tendendo ao infinito (para $x = 0$). Wood e Simms limitaram a redução do momento fletor para até $p\ell^2/100$, ou seja, $C = 12,5$.

O momento fletor na seção central da viga é:

$$M = \frac{WL}{k} = \frac{W}{2} \frac{x}{2} = \frac{Wx}{4} \quad 3-2$$

onde W é a carga total aplicada e k o coeficiente do momento fletor.

A tabela 3.1 determina os coeficientes de momento fletor “K” e de concentração de tensões “C” em função da relação x/ℓ.

Tabela 3.1 Coeficientes de momento fletor “K” e de concentração de tensões “C” em função da relação x/L (Wood e Simms – 1969).

x/L	K	C	
1/2	8	1,0	Sem ação composta ↑ ↓ Máxima ação composta possível
1/3	12	1,5	
1/6	24	3,0	
1/12	48	6,0	
1/25	100	12,5	

Conforme Hendry (1981), isso indica que a ação composta é possível a partir de tensões médias de compressão relativamente pequenas na parede.

Tomando por base os valores de C, é possível obter valores de k consistentes com as tensões de cálculo prescritas pela BS 5628:1978. Por esta norma, a resistência de cálculo por unidade de área de uma parede será $\beta f_k / \gamma_m$, onde β é um fator de redução relativo a esbeltez, f_k e γ_m , são, respectivamente, a resistência característica e o fator de segurança parcial para o material. Se a tensão média na parede é menor que a tensão de cálculo por um fator F, e se a resistência de cálculo pode ser aumentada em 50 % nas regiões de concentração de tensão próximas aos apoios, então:

$$CF \beta \frac{f_k}{\gamma_m} > 1,50 \frac{f_k}{\gamma_m} \quad 3-3$$

Fazendo $C=k/8$, esta equação conduz ao fator de momento fletor para a viga quando $M=W\ell/k$. Isso terá como resultado a limitação do efeito interativo conforme a compressão na parede na proporção da resistência de cálculo.

Hendry (1981) considera que essa análise, embora simplista, possibilita a obtenção de parâmetros quantitativos para o problema e, amparada por uma análise mais detalhada e experimentação, como uma base para procedimentos simples de cálculo.

3.2 Ação composta parede-vigas conforme Saky Rosenhaupt

Em sua pesquisa Rosenhaupt (1962) teve como principais objetivos: (1) a comparação com cálculos teóricos (na fase elástica); (2) o estudo do comportamento da parede além da fase elástica; (3) a determinação dos modos de colapso e suas cargas; e (4) o estudo da influência dos diferentes fatores como altura da parede, armadura da viga, material da alvenaria, e adição de amarrações laterais (*lateral ties*). Para atingi-los, estabeleceu um programa experimental onde ensaiou doze espécimes em modelos reduzidos 1:2, divididos em quatro séries (séries A, B, C e D), conforme os fatores a serem estudados.

Rosenhaupt trabalhou com paredes simplesmente apoiadas e sujeitas a uma carga vertical uniformemente distribuída aplicada na extremidade superior. Em todas as paredes, adotou 15 cm para a altura da viga de apoio (com taxas de armaduras diferentes), 7,5 cm para a altura da cinta horizontal sobre a parede de alvenaria (armadas com ϕ 6 mm) e, 12,5 cm para a largura das amarras verticais nas paredes 6a e 6b e 10 cm na parede 8 (armadas com 2 ϕ 6 mm).

Para efeito deste trabalho, enfatiza-se a série de ensaios D, onde o autor analisa a influência da amarração das bordas verticais (*edge ties*). Essas séries incluíram três grupos de dois espécimes cada, um com e o outro sem amarrações verticais (*vertical ties*), mas semelhantes em todos os outros aspectos. A Figura 3.3 apresenta as curvas tensão/flecha (flecha central), para as paredes com amarras verticais 6^A, 6^B e 8 e sem amarras verticais 1^A, 1^C e 7.

Rosenhaupt faz uma análise dos resultados experimentais obtidos:

Distribuição das Forças Internas

a) Forças horizontais.

Nas paredes altas e sem nenhuma amarração vertical nas laterais, as tensões de compressão horizontais são maiores nas seções inferiores da parede. Os experimentos mostram que em tais paredes a amarração superior contribui pouco em relação à compressão horizontal.

Nas paredes com amarrações de extremidade verticais (6a, 6b, e 8), a situação é diferente: a compressão horizontal é transmitida à amarração superior por meio da amarração vertical de extremidade. Os dados qualitativos da distribuição de tensões estão de acordo com os resultados dos cálculos teóricos (*Elastic Analysis of Composite Walls, A General Theory* – Rosenhaupt, Bulletin Research Council Of Israel, Jerusalem, Vol, 10 C, Nº 1-2, 1961).

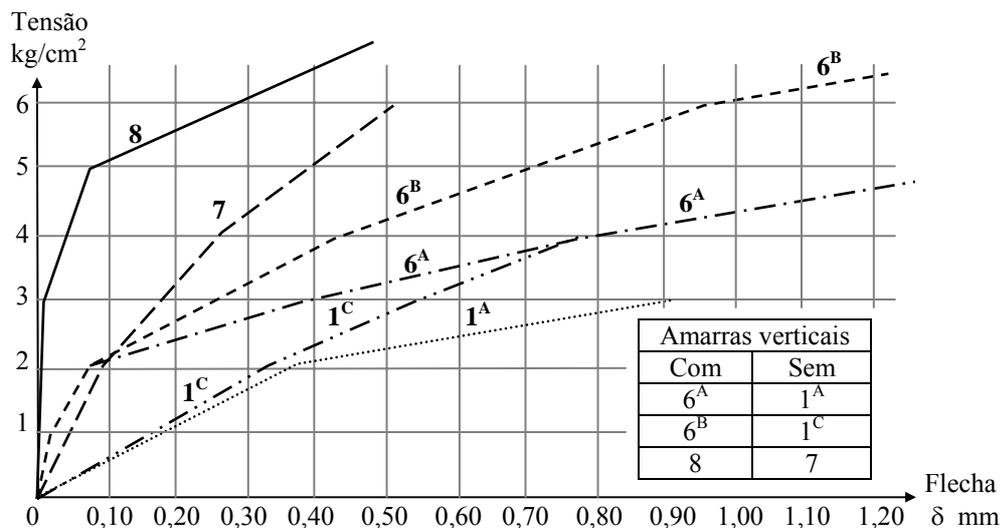


Figura 3.3 Influência da amarração vertical na relação tensão/flecha da viga. Adaptada de Rosenhaupt (1962) – Série D.

b) Forças verticais.

O padrão de distribuição da carga vertical é quase o mesmo em todas as paredes altas sem amarrações de extremidade verticais comportando-se como uma curva parabólica com seu mínimo no centro da viga, mostrando a concentração de compressão vertical sobre os apoios da viga de apoio.

Nas paredes altas, a tensão máxima nos apoios é aproximadamente quatro vezes maior que a carga uniformemente distribuída externa atuante na extremidade superior da parede. Nas paredes baixas, a diferença é menor (como seria esperado). Nas paredes 6a, 6b, e 8, com amarrações verticais, a força vertical se concentra nas amarras verticais de extremidade, aliviando a alvenaria.

- c) Modos de colapso e padrão de fissuras.

O início do colapso se dá pelo esmagamento do bloco de extremidade sobre o apoio (conforme observado no ensaio das paredes 1b, 1c, e 2).

Esmagamento de Alvenaria sobre o Apoio

A carga vertical distribuída uniformemente ao longo do topo da parede é transmitida pela alvenaria aos apoios da viga. A compressão vertical na camada da base alcança um valor aproximadamente três a quatro vezes maior que a tensão aplicada.

Quando a tensão exceder a resistência ao esmagamento da alvenaria, o colapso começa pelo esmagamento de um bloco próximo da extremidade. Verificou-se a expectativa de que, nas paredes com amarrações de extremidade verticais, estas amarras de extremidade concentrassem a compressão vertical, aliviando assim a alvenaria.

Cisalhamento vertical perto do Apoio

Fissuras de cisalhamento apareceram nas juntas verticais, ou entre a amarra vertical e a alvenaria. A resistência de cisalhamento da parede depende da resistência das juntas verticais, da resistência da alvenaria, da altura da parede, e da inclusão ou não de amarras verticais. As amarras verticais transferem o local da fissura para longe do apoio, reduzindo a força que age na seção rompida.

Separação de Componentes

Em qualquer estrutura composta, além da ruptura causada pelo colapso dos componentes individuais, espera-se o colapso provocado pela separação dos componentes. Nas séries ensaiadas, tal separação não foi observada como uma causa de colapso. Não foi observado nenhum deslocamento horizontal entre a parede e a viga de apoio. As fissuras sempre aparecem no meio do vão, acompanhadas pelas fissuras de flexão na viga de apoio, confirmando, assim, que elas eram resultado da tração vertical, e não do cisalhamento.

- d) Influência de fatores diversos.

Altura de parede.

A altura determina o momento de inércia e, então, a magnitude da deflexão. Como a

concentração de compressão aumenta com a altura, é possível que a resistência de uma parede alta seja maior que a de uma parede baixa.

Material de alvenaria

As causas do colapso foram diferentes: esmagamento da fiada de alvenaria da base na parede de blocos Ytong; cisalhamento na parede de bloco de concreto vazado; escoamento do aço na parede monolítica de concreto.

Extremidade vertical Amarrada (Ties)

A inclusão de amarras verticais enrijece a parede, conectando a viga de apoio e a amarra superior, aliviando as fiadas inferiores da alvenaria de concentrações de compressão verticais e reduzindo as tensões de cisalhamento dentro da alvenaria. Como resultado, a inclusão de amarras reduz as flechas na fase elástica (Figura 3.3) e aumenta a resistência de colapso da parede. O efeito das amarras verticais é maior em paredes construídas de alvenaria mais fraca e em paredes nas quais as vigas de apoio com mais armadura. (o efeito das amarras verticais é minorado com a alvenaria mais forte).

E Rosenhaupt (1962) apresenta as seguintes conclusões, ao encerrar seu texto:

1. Os testes confirmam as suposições básicas da ação composta: a viga age como um tirante e a parede como uma zona de compressão. O braço de momento é aproximadamente igual à metade da altura.
2. A rigidez da estrutura depende do módulo de elasticidade do material da alvenaria.
3. A ação composta causa a concentração de compressão vertical e cisalhamento na alvenaria sobre os apoios da viga. Estas forças podem causar o colapso da estrutura (alvenaria) antes do escoamento do aço da viga de apoio.
4. A extensão das colunas de apoio sobre toda a altura da parede alivia a alvenaria das altas tensões mencionada no parágrafo precedente e aumenta sua resistência última.

E recomenda:

1. O projeto comum da viga de apoio não reflete o seu real comportamento. A ação composta aumenta o braço de momento interno, tornando possível uma redução nas quantidades de concreto e aço na viga.

2. O efetivo aproveitamento da ação composta necessita da alta resistência da alvenaria ou a extensão das colunas de apoio ao longo de toda a altura da parede.

3.3 Ação composta parede-vigas conforme P. Burhouse

Em sua pesquisa, Burhouse (1969) dá continuidade aos experimentos de Wood (1952) e Rosenhaupt (1962), relatando os ensaios mais recentes do Building Research Station. Burhouse investigou os efeitos da variação da relação altura/vão da parede, comparando o comportamento de paredes apoiadas em vigas de concreto armado e mistas (perfis de aço envolvidos por concreto), e a capacidade de carga última destas estruturas parede/viga, tendo por base seus resultados experimentais e os analíticos obtidos por J. R. Colbourne.

A viga de apoio tinha um vão de 3,65 m (12 pés) e, na região central, foi executada uma junta construtiva de papel entre a viga e a alvenaria. A junta foi feita para excluir a possibilidade de a viga de apoio impedir o deslizamento da parede acima da parte mediana do vão. Estas vigas de apoio tinham seção (largura x altura) 15,24x38,1 cm (6x12 polegadas) armadas ao cisalhamento (estribos) e à flexão.

A alvenaria, em todos os casos, exceto no ensaio nº. 10, consistiu em uma única folha de tijolo Fletton⁴ com argamassa 1:1:6. Neste ensaio (Figura 3.4), a alvenaria foi executada como nos demais ensaios, porém nos cantos inferiores foi utilizado um tijolo estrutural com argamassa 1:1/4:3 (em forma de triângulos com o ângulo reto no apoio).

Burhouse verificou que em todos os ensaios exceto o nº. 9, o colapso primário aconteceu como resultado do esmagamento da alvenaria no canto inferior do painel e foi seguido pelo colapso da viga. No ensaio nº. 9, o colapso primário foi devido ao esmagamento da alvenaria no canto superior como em uma viga rasa normal; apenas neste ensaio houve o desenvolvimento de uma fissura de cisalhamento. Em sua série de ensaios, as deflexões medidas foram pequenas, sendo a flecha máxima 1/840 do vão.

Considerando que a concentração de tensão perto dos apoios é um dos principais fatores de colapso da estrutura parede-viga, o ensaio nº 10 foi o único encontrado na literatura pesquisada. O autor não viu ganhos significativos no aumento da resistência dos tijolos próximos aos cantos. A carga de colapso neste ensaio foi aproximadamente o dobro da obtida

⁴ Fletton é uma região de Peterborough na Inglaterra. Esta região deu seu nome à Fletton Brick Company (atualmente London Brick Company - L.B.C.) e ao tijolo produzido por ela, o "Fletton Brick"

no ensaio nº 8, embora a resistência das alvenarias (a de canto e a padrão dos ensaios) tivesse uma relação consideravelmente maior que o dobro, indicando que o fortalecimento local da alvenaria trouxe benefícios efetivos apenas parciais.

Todos os ensaios foram realizados até o colapso. Adotando um fator de carga (relação entre a carga de ruptura e a de trabalho) igual a 5, tendo como parâmetro a Tabela 10 do British Standard Code of Practice CP 111 de 1964, o autor estabelece uma comparação das cargas de trabalho obtidas com o fator de carga adotado e as cargas de trabalho admissíveis obtidas conforme a CP 111. O fato de seus resultados serem bastante inferiores, entre 1/3 e 2/3, às cargas de trabalho obtidas conforme o CP 111 é considerado pelo autor como efeito da ação composta parede/viga, visto que o CP 111 assume uma base rígida.

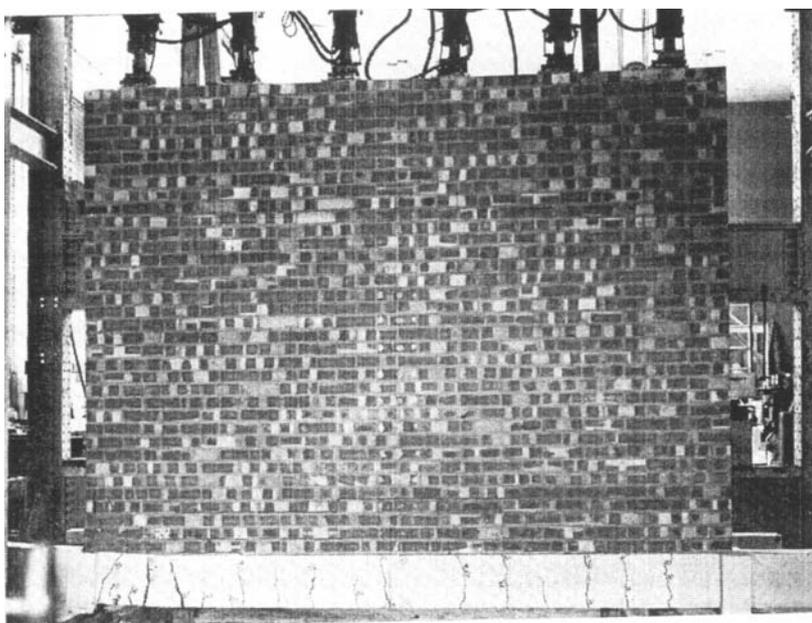


Figura 3.4 Ensaio nº. 10 após o colapso: cantos inferiores da parede com tijolos estruturais. Fonte: Burhouse (1969)

Considerando que a transferência de tensão de cisalhamento na interface entre os dois componentes e a transferência de tensão de cisalhamento pelas juntas de argamassa entre as fiadas de alvenaria são imprescindíveis para a ação composta parede/viga, o autor mostra, a partir de ensaios complementares de cisalhamento, que há dois fatores que contribuem para resistência ao cisalhamento das juntas: primeiro, a resistência da argamassa ou sua adesão

com o tijolo, e segundo, um componente de atrito. A partir destes ensaios, o autor adota um coeficiente de atrito igual a 1,33 entre o tijolo e a junta de argamassa e o mesmo valor para a interface parede/viga, embora tenha determinado, para esta última, a necessidade de um coeficiente médio de atrito igual a 0,6.

Finalmente, o autor propõe que se mantenha a recomendação de Wood (1952), para se evitar movimentos relativos entre a parede e a viga, obtendo-se assim, relações $H/L \geq 0,6$ nos projetos onde ocorrem a ação composta parede/viga.

3.4 Ação composta parede-vigas conforme Riddington e Stafford Smith

Riddington iniciou seus trabalhos sobre a ação composta parede-viga em sua tese de doutoramento, *The composite behaviour of walls interacting with flexural members* na University of Southampton, em 1974. Juntamente com Stafford Smith deram seqüência ao estudo com a publicação, em 1977, do trabalho *The composite behaviour of elastic wall-beam systems* e, em 1978 *Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures*.

As pesquisas de Riddington e Stafford Smith caracterizam-se pela adoção de um parâmetro característico K, para expressar a rigidez relativa da parede e viga

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_w t L^3}{EI}} \quad 3-4$$

onde E, I e L são o módulo de elasticidade, o momento de inércia da seção e o vão da viga, e E_w e t são o módulo de elasticidade e a espessura da parede, respectivamente.

Através desse parâmetro podem-se obter dados relativos à extensão das regiões de tensões triangulares nas extremidades do vão; e usados para calcular os momentos fletores na viga e a tensão máxima na parede.

A determinação dos comprimentos efetivos de contato, ou seja, os comprimentos das regiões onde as cargas são transferidas da parede à viga é proposta através da expressão:

$$\alpha = \frac{BL}{K} \quad 3-5$$

onde L é o vão, K é o parâmetro característico, determinado pela equação (3.4), e B é uma

constante de calibração cujo valor é proposto a partir de dados experimentais, obtidos na análise de vários programas de ensaio em tamanho real e em modelos conduzidos.

A análise dos resultados experimentais foi usada para verificar as análises teóricas das distribuições de tensão entre a parede e a viga sobre a região de contato. Estes estudos teóricos e experimentais mostraram que as distribuições de tensão de compressão e de cisalhamento ao longo do comprimento de contato são esquematizadas na Figura 3.5 (a) e (b). Para efeito de simplificação, considerando que os resultados eram bastante próximos aos das distribuições de tensão reais, os autores adotaram uma distribuição triangular, como mostrada na Figura 3.5(c).

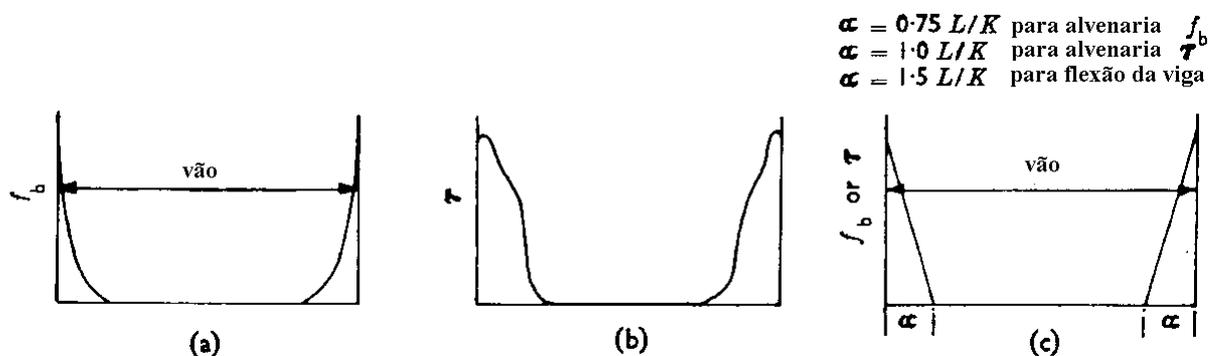


Figura 3.5 Distribuição das tensões: (a) distribuição de tensão vertical típica; (b) distribuição de tensão de cisalhamento típica; (c) distribuição adotada para as tensões vertical e de cisalhamento. Fonte: Riddington e Stafford Smith (1978).

Os autores usaram três métodos para a determinação de valores práticos para a constante B na equação 3.5. O primeiro foi a medida direta do comprimento de contato; considerado não muito exato pela dificuldade de definição dos limites das fissuras de separação. O segundo foi obtido a partir das medições das deformações verticais na parede acima das extremidades da viga. Estas foram usadas para o cálculo das tensões e, conhecida a carga total aplicada e adotada a distribuição triangular de tensões, possibilitou o cálculo do comprimento de contato. O terceiro método envolveu um cálculo semelhante ao segundo, mas usando a carga de colapso da parede e a resistência de compressão conhecida da unidade de alvenaria.

Com base nestes resultados os autores adotaram um valor inicial de B igual a unidade: conseqüentemente equação 3.5 se torna

$$\alpha = \frac{L}{K} \quad 3-6$$

Como o valor de B controla o grau de conservantismo dos procedimentos de projeto para os vários critérios de limitação, ele pode ser modificado para acima ou abaixo de seu valor inicial, para assegurar que cada procedimento produza um resultado seguro. Os autores analisaram quatro efeitos relacionados particularmente com o arqueamento e que devem ser considerados no desenvolvimento de um método de projeto:

a) Estimativa da tensão de compressão máxima na parede

Um procedimento mais conservador resultará de uma estimativa mais alta da tensão máxima de compressão. Isso é dado por uma estimativa mais baixa do comprimento de contato da equação 3.5. Então B pode ser reduzido de seu valor inicial unitário para 0,75, produzindo um aumento de um terço na tensão máxima de compressão:

$$\alpha = \frac{0,75L}{K} \quad 3-7$$

b) Estimativa de momentos fletores máximos na viga

Analogamente, B pode ser alterado da unidade para 1,5, aumentando assim o comprimento de contato calculado e os momentos na viga pela metade, então:

$$\alpha = \frac{1,5L}{K} \quad 3-8$$

c) Estimativa da tensão de cisalhamento da interface

As Figuras 3.5 (a) e (b) indicam que, para a tensão de cisalhamento, seria apropriado tomar um comprimento mais longo para α (um valor maior de B) do que o adotado para a tensão de compressão. O valor de B permaneceria igual à unidade e o valor de α determinado conforme a equação 3.6.

d) Deformação da viga

Os autores consideram como pouco críticos os problemas relativos à limitação das flechas. Supondo uma limitação da flecha máxima da viga em torno de $\ell / 300$ (onde ℓ é o vão), citam uma série de ensaios em escala natural realizados por Burhouse (1969), onde a maior deformação registrada no colapso foi $\ell / 840$.

E mostram preocupação com o caso de vigas de apoio suportando paredes de alvenaria muito resistentes, porém pouco carregadas. Consideram a tendência de o projetista adotar uma viga de seção muito pequena e, portanto, sujeita a deformações excessivas. Baseados em estudos teóricos de deformação de estruturas parede-viga com vãos de 2 a 12 m propõem, para vigas mistas de aço/concreto, que a altura da seção não seja inferior a $\ell / 25$.

Riddington e Stafford Smith (1978) propõem, a partir da hipótese de uma distribuição de tensão triangular, elementos para o embasamento de projetos com estruturas parede/viga, de forma que a parede ou a viga não entrem em colapso, com destaque para:

a) Projeto contra o colapso por compressão na alvenaria

Para evitar a ruptura do conjunto parede-viga pela compressão na alvenaria, os autores fornecem dados relativos à rigidez exigida para a viga de forma a igualar a tensão máxima na alvenaria à sua tensão admissível, assegurando uma tensão segura na alvenaria.

$$I = \frac{E_w}{E} \cdot \frac{W_w^4}{0,75^4 f_b^4 L t^3} \quad 3-9$$

Onde: I = momento de inércia da área da viga

E_w = módulo de elasticidade da parede

E = módulo de elasticidade da viga

W_w = carga total na parede

f_b = tensão de compressão de pico na parede

L = vão da viga

t = espessura da parede

b) Resistência da viga à flexão

Os autores consideram que a viga de apoio seja rígida o suficiente para sujeitar as tensões na alvenaria dentro de limites seguros e, também, suficientemente rígida para resistir à flexão imposta a ela pelas cargas da parede. Para evitar a ruptura do conjunto

pelo colapso da viga, os autores propõem equações para o momento de inércia e o módulo de seção da viga. O equacionamento proposto pelos autores é para as seções mistas de perfis de aço envoltas em concreto.

c) Forças horizontais de cisalhamento

O arqueamento da parede induz a empuxos horizontais nas extremidades do vão, tornando necessário que a resistência ao cisalhamento da parede de alvenaria e da interface parede/viga nessas regiões possibilitem a transferência do empuxo horizontal da parede para a viga. Após grande número de análises em elementos finitos, os autores confirmam os valores propostos por Wood (1969) para o empuxo horizontal: aproximadamente igual a $W_w/4,4$.

Para um empuxo horizontal distribuído triangularmente como uma força de cisalhamento sobre um comprimento de contato α , a força máxima por unidade de comprimento é determinada por:

$$\alpha = \frac{L}{K} \quad H' = \frac{W_w K}{2,2L} \quad 3-10$$

Assim, a tensão máxima de cisalhamento na interface horizontal é

$$\tau \cong \frac{0,45W_w K}{Lt} \quad 3-11$$

Uma estimativa da resistência última de cisalhamento da alvenaria é determinada pela fórmula do tipo de fricção

$$f_s = f_{bs} + \mu \sigma_y \quad 3-12$$

onde f_{bs} é a resistência de adesão de cisalhamento, μ é o coeficiente de atrito interno e σ_y a tensão de compressão perpendicular às camadas horizontais.

Os autores adotam $\mu = 0,5$ para alvenaria apoiada no concreto e quando apoiada em elementos metálicos, onde $f_{bs} = 0$ (considera-se a aderência entre o aço e a argamassa pouco confiável) $\mu = 0,3$. Dessa forma:

$$\text{alvenaria apoiada no concreto} \quad f_s = f_{bs} + 0,5\sigma_y \quad 3-13$$

$$\text{alvenaria apoiada em elementos metálicos} \quad f_s = 0,3\sigma_y \quad 3-14$$

A tensão de pico de cisalhamento na parede e na interface da parede-viga acontece próxima às extremidades do vão, onde a tensão de compressão vertical é dada por:

$$\sigma_y = \frac{W_w K}{0,75Lt} \quad 3-15$$

e a força de cisalhamento encontrada na interface concreto/argamassa:

$$f_s = f_{bs} + 0,67 \frac{W_w K}{Lt} \quad 3-16$$

Em suas considerações finais, os autores observam:

- O método proposto conduz a resultados conservadores, o que vem a ser motivo de crítica por outros pesquisadores (Davies e Ahmed (1978) e Hardy (2000) consideram que este processo superestima os resultados em aproximadamente 40 %).
- Se a ação composta estiver desenvolvida com a parede agindo como um arco, não devem ser permitidas aberturas na região do arqueamento da parede. Deve-se colocar restrições quanto aos locais e tamanhos das aberturas na parede, sendo que a largura total das aberturas não deve exceder um terço do vão.
- O peso da parede e qualquer sobrecarga deve ser distribuída uniformemente ao longo da parede. O método proposto seria impróprio para cargas aplicadas excentricamente em relação ao vão médio.
- Finalmente, uma consideração de ordem construtiva é de que a viga deveria ser escorada durante construção até a cura da parede. Os autores consideram que essa prática construtiva evitará o arqueamento durante a construção, garantindo que nesta etapa o carregamento seja uniformemente distribuído sobre o vão da viga.

Nas suas considerações finais, a primeira observação dos autores não foi citada acima. Pela sua importância para este trabalho, ela é destacada a seguir.

Os autores observam a necessidade de se considerar as possíveis diferenças entre as estruturas reais e as estruturas parede-viga idealizadas que foram utilizadas na investigação, e examinar se essas diferenças estão cobertas pelo método de projeto. Como exemplo, os autores abordam

três situações (Figura 3.6), concluindo que, em todos esses casos, uma restrição rotacional age nas extremidades da viga, produzindo comprimentos mais longos de contato e, então, menores tensões na parede.

Na Fig. 3.6(a), as extremidades da viga em estruturas parede-viga usuais não se apóiam em apoios pontuais, mas quase sempre é integrada (embutida). Se a viga faz parte de um quadro estrutural como na Fig. 3.6(b), sua conexão para a coluna terá provavelmente algum grau de rigidez, e a viga e a parede podem ser contínuas sobre um ou mais apoios intermediários, como na Fig. 3.6 (c).

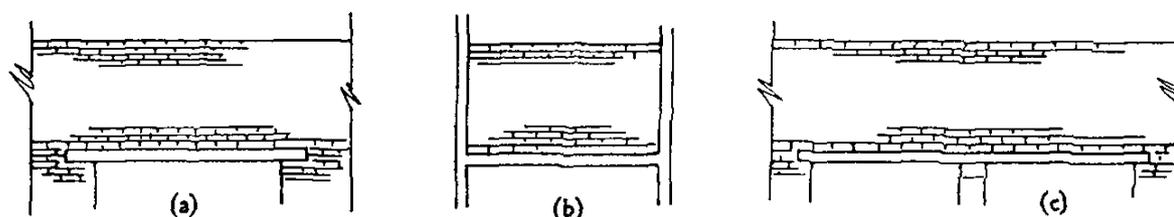


Figura 3.6 Situações encontradas em estruturas reais: (a) viga com extremidades embutidas; (b) extremidades da viga contidas por colunas; (c) estrutura parede-viga contínua

3.5 Ação composta parede-vigas conforme Davies e Ahmed

Davies e Ahmed (1978) desenvolvem uma análise aproximada com base nos resultados numéricos obtidos da aplicação do método dos elementos finitos para alguns casos práticos, visando ao embasamento de procedimentos de projeto.

Os autores consideram o grau de concentração de tensões verticais nas laterais inferiores da parede, conseqüência do efeito arco, o principal motivo do colapso na maioria dos casos analisados. Esta concentração de tensões é influenciada principalmente pela rigidez à flexão. Propõem, baseados em resultados obtidos pela análise de elementos finitos, um parâmetro de rigidez definido por:

$$R = \sqrt[4]{\frac{H^3 t E_w}{I E_b}}$$

3-17

onde:

H = altura da parede.

E_w, E_b = módulos de elasticidade da parede e da viga.

t = espessuras da parede.

I = Momento de Inércia da seção da viga.

Esse parâmetro, semelhante ao introduzido por Riddington e Stafford Smith, procura representar diretamente a relação de rigidez da parede com a de viga enquanto o proposto por Riddington e Stafford Smith, trabalha com o vão. Eles não fazem nenhuma consideração quanto à variação da altura da parede, ou seja, fica implícita uma relação H/L pré fixada.

Os autores atribuem ao parâmetro de rigidez “ R ” a função de governar a distribuição de tensão vertical ao longo da superfície de contato. Os três casos identificados pelos limites do parâmetro R podem ser mostrados conforme o diagrama da Figura 3.7.

Davies e Ahmed estabelecem:

- $R \geq 7$ vigas muito esbeltas onde a distribuição de tensões é triangular com grandes concentrações de tensões verticais sobre os apoios;
- $5 < R < 7$ valores intermediários de R onde a distribuição de tensões ao longo da superfície de contato se aproxima a uma parábola simples (quadrática);
- $R \leq 5$ vigas relativamente rígidas onde a tensão vertical de contato se estende para o centro do vão, com menor concentração de tensão sobre os apoios. A distribuição da tensão se aproxima a uma parábola de terceiro grau.

A partir dos resultados numéricos obtidos da análise de elementos finitos, os autores equacionam a concentração de tensões verticais na parede, a força axial máxima na viga, a tensão cisalhante de pico ao longo da interface parede viga, o momento fletor e a flecha na viga, através dos coeficientes α , β e γ , obtidos empiricamente em função da relação H/L , conforme o gráfico apresentado na Figura 3.8.

E, da mesma forma propõem o fator de concentração de tensões verticais “C”, como uma relação linear entre o parâmetro de rigidez R e a relação H/L, conforme apresentado na Figura 3.9.

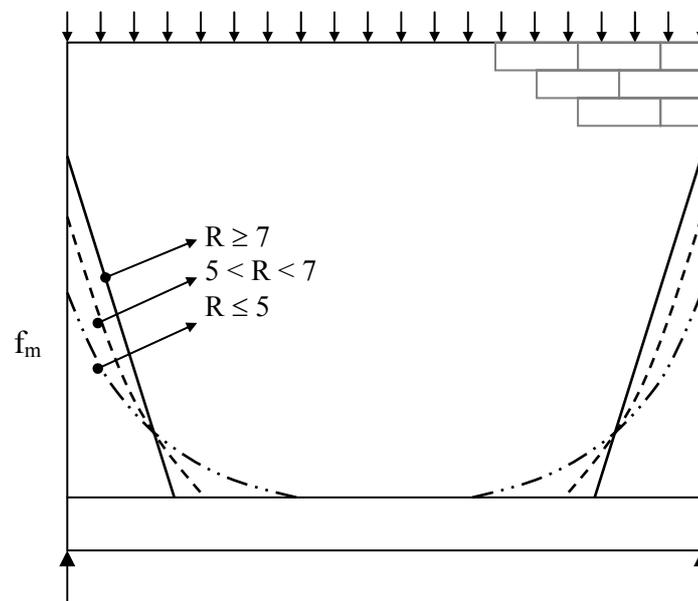


Figura 3.7 Distribuição das tensões verticais ao longo da interface parede/viga. Fonte: Davies e Ahmed (1978)

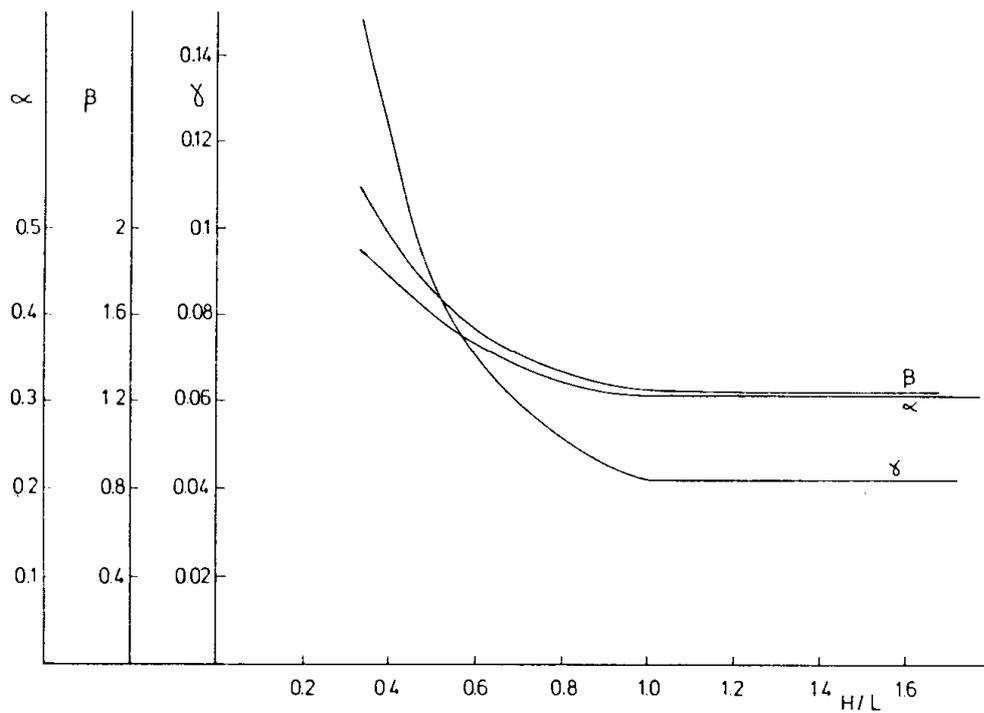


Figura 3.8 Variação de α , β e γ com H/L . Fonte Davies e Ahmed (1978)

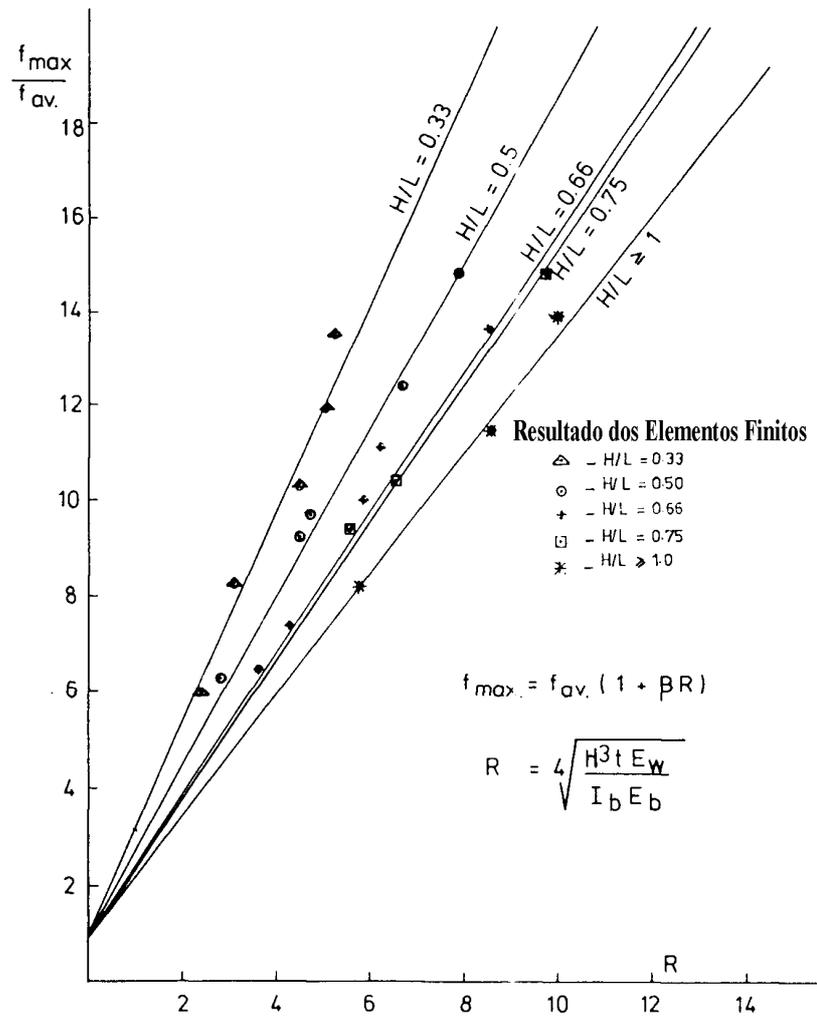


Figura 3.9 Fator de concentração das tensões verticais. Fonte Davies e Ahmed (1978)

A concentração de tensão vertical “C” pode ser obtida analiticamente, conforme a expressão:

$$C = (1 + \beta R) \quad 3-18$$

onde: C = concentração de tensão vertical

β = coeficiente obtido da Figura 3.8, em função da relação altura/vão.

R = parâmetro de rigidez de flexão relativo

A máxima tensão vertical na parede é assim determinada por:

$$f_m = \frac{W}{L t} (1 + \beta R) \quad 3-19$$

onde: W = carga distribuída aplicada na parede
 L = vão da viga
 t = espessura da parede
 R = parâmetro de rigidez de flexão relativo
 β = coeficiente dependente de H/L

Para a obtenção da força axial na viga de apoio, os autores introduzem um parâmetro de rigidez axial relativo “ K ”, que expressa a rigidez axial relativa:

$$K = \frac{HtE_w}{AE_b} \quad 3-20$$

Onde: K = parâmetro de rigidez axial relativo
 H = altura da parede
 A = área da seção transversal da viga
 E_w = módulo de elasticidade da parede
 E_b = módulo de elasticidade da viga
 t = espessuras da parede

A força axial máxima em uma viga simplesmente apoiada acontece no vão médio e é considerada variando linearmente com K , como mostrado na Figura 3.10. A relação pode ser expressa na forma:

$$T = W(\alpha - \gamma K) \quad 3-21$$

onde: T = força axial máxima na viga
 W = carga distribuída aplicada na parede
 K = parâmetro de rigidez axial relativo
 α e γ = coeficientes que dependem de H/L

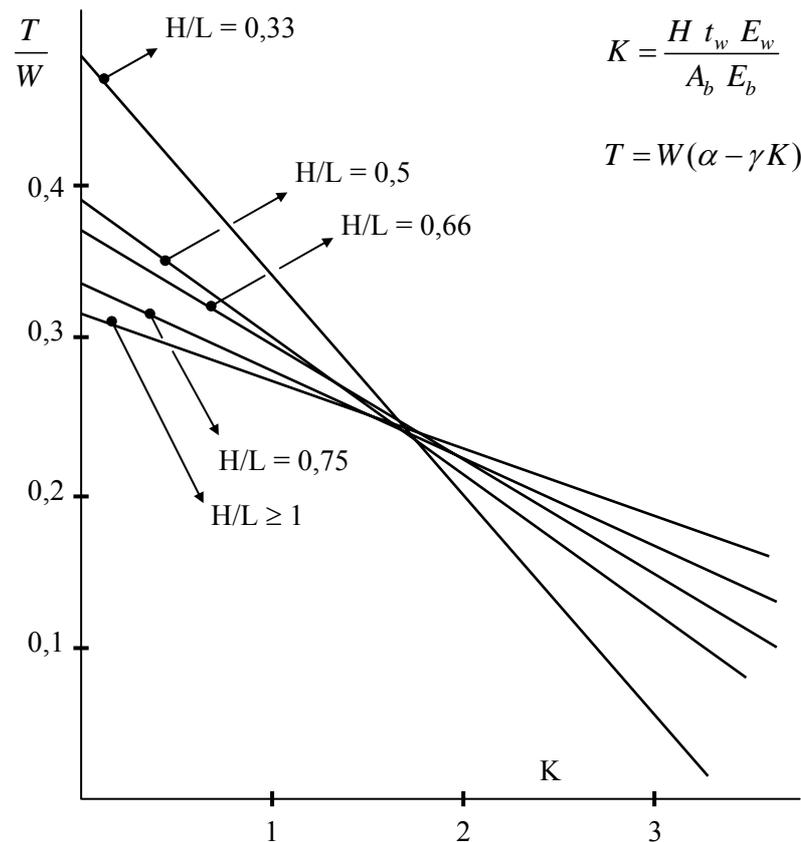


Figura 3.10 Variação da força axial T na viga com a rigidez axial K . Adaptado de Davies e Ahmed (1978).

Para o pleno desenvolvimento da ação composta entre a parede e sua viga de apoio, a resistência ao cisalhamento na interface parede/viga deveria ser adequada para transferir a tensão de cisalhamento horizontal induzida pela interface como resultado do efeito arco. A Figura 3.11 mostra as forças atuantes nos elementos viga e parede.

Solucionando horizontalmente, obtém-se:

$$\tau_{xy} \cdot t \cdot dx = \frac{\partial \tau_x}{dx} dx \quad 3-22$$

τ_{xy} = tensão de cisalhamento horizontal na interface parede/viga

t = espessuras da parede

Integrando ambos os lados entre os limites de 0 e $L/2$, obtém-se força axial máxima na viga T :

$$\int_0^{L/2} \tau_{xy} \cdot t \cdot dx = T \quad 3-23$$

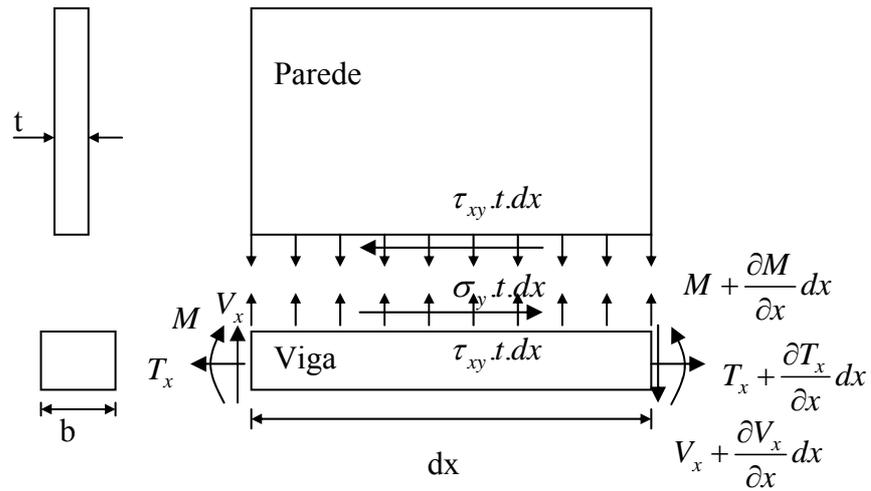


Figura 3.11 Forças em um elemento parede/viga. Adaptado de Davies e Ahmed (1978).

Para a estimativa aproximada da tensão máxima de cisalhamento, é assumido que a distribuição das tensões vertical e de cisalhamento ao longo da interface são ambas triangulares, como mostrado na Figura 3.12.

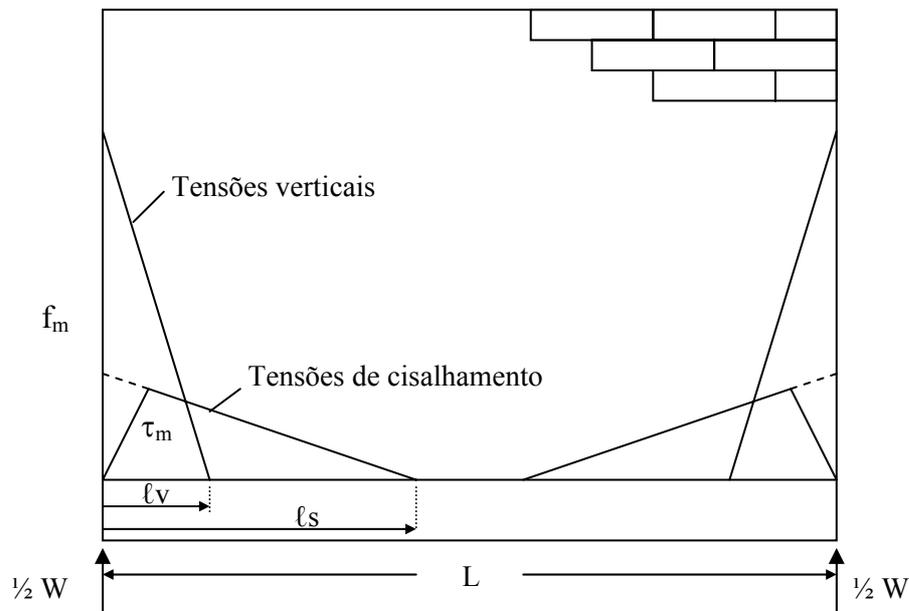


Figura 3.12 Distribuição de tensão vertical e cisalhante à interface da parede/viga. Adaptado de Davies e Ahmed (1978)

Da análise dos elementos finitos, foi determinado que o comprimento de contato da tensão de cisalhamento horizontal varia de duas a três vezes a da tensão vertical. Assume-se, de forma conservadora, o valor dois.

Por equilíbrio de forças verticais:

$$f_m l_v t = W \quad 3-24$$

onde: f_m = tensão vertical máxima
 l_v = comprimento de contato da distribuição de tensão vertical
 t = espessuras da parede
 W = carga distribuída aplicada na parede

Substituindo f_m dado pela equação 3.18:

$$l_v = \frac{L}{(1 + \beta R)} \quad \therefore l_s = \frac{2L}{(1 + \beta R)} \quad 3-25 - 3-26$$

onde: l_v = comprimento de contato da distribuição de tensão vertical
 l_s = comprimento de contato da tensão de cisalhamento horizontal
 L = vão da viga
 β = coeficientes que dependem de H/L
 R = parâmetro de rigidez de flexão relativo

e adotando-se uma distribuição triangular de tensão:

$$\frac{\tau_m l_s t}{2} = T \quad 3-27$$

$$\text{Observando que } T = W(\alpha - K) \quad \therefore \tau_m = \frac{W(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{Lt} \quad 3-28$$

A viga de apoio é sujeita à ação de forças verticais e cisalhamento horizontal à interface da parede/viga. A força de cisalhamento horizontal é, assim, excêntrica em relação ao centróide

da viga. Isso tem o efeito de causar uma redução significativa nos momentos fletores produzidos pelas forças verticais. Esse efeito é muito mais pronunciado no vão médio, onde se determina uma redução do momento fletor. O momento fletor máximo acontece muito próximo dos apoios, onde o efeito da força horizontal é insignificante

O momento fletor devido ao carregamento vertical é máximo na região central do vão e é obtido conforme mostrado na Figura 3.13 por:

$$M_v = \frac{Wrl_v}{2} \quad 3-29$$

Sendo:

- r = coeficiente relativo à posição da resultante das tensões verticais
- l_v = comprimento de contato da distribuição de tensão vertical
- r_{lv} = é a distância da reação de apoio ao centróide do diagrama de tensão
- M_v = momento fletor no vão médio viga
- W = carga distribuída aplicada na parede

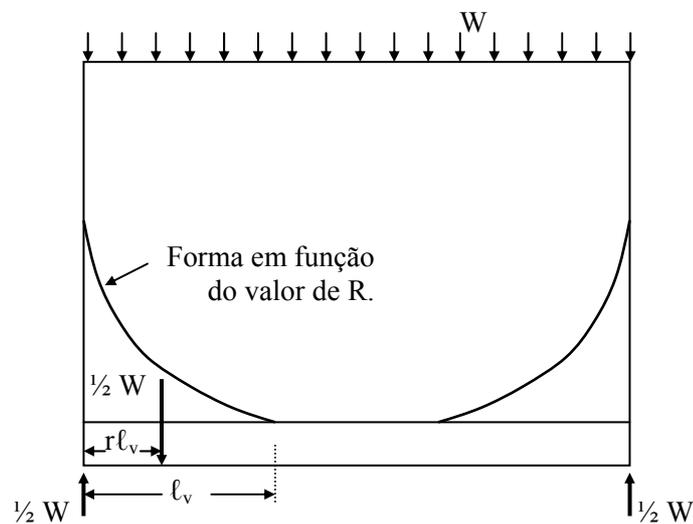


Figura 3.13 Carregamento vertical na viga de apoio. Adaptado de Davies e Ahmed (1978)

Por equilíbrio de forças:
$$\frac{W}{2} = \lambda f_m l_v t \quad 3-30$$

onde λ é um coeficiente que depende da forma do diagrama de tensão. Com substituição de l_v da equação 3.30 em 3.29, obtém-se:

$$M_v = \frac{W^2 r}{4 f_m \lambda t} \quad 3-31$$

como $f_m = \frac{W(1 + \beta R)}{Lt}$ O momento fletor no meio do vão pode ser expresso na forma

$$M_v = \frac{W L r}{4 \lambda (1 + \beta R)} \quad 3-32$$

Onde:

- W = carga distribuída total aplicada na parede
- L = vão da viga
- r = coeficiente relativo à posição da resultante das tensões verticais
- λ = coeficiente que depende do contato distribuição de tensão vertical
- β = coeficiente que depende de H/L
- R = parâmetro de rigidez de flexão relativo

O momento fletor produzido pela força de cisalhamento horizontal a uma distância qualquer x do apoio é determinado por:

$$M_H = -\frac{d}{2} \int_0^x \tau_{xy} t dx \quad 3-33$$

onde:

- M_H = momento fletor na viga devido a força de cisalhamento horizontal
- d = Profundidade da viga
- τ_{xy} = tensão de cisalhamento horizontal na interface parede/viga
- t = espessuras da parede

O valor da integral pode ser mostrado através da Figura 3.14 como sendo igual à força axial T_x à distância x.

$$M_H = -\frac{d}{2} T_x \quad 3-34$$

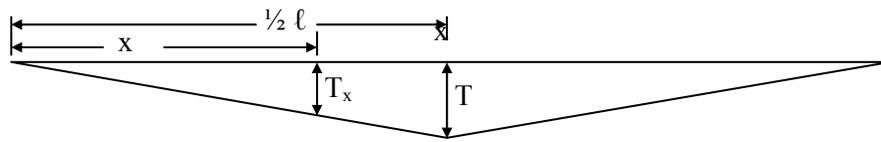


Figura 3.14 Distribuição aproximada da força axial na viga de apoio. Adaptado de Davies e Ahmed (1978)

A força T_x pode ser relacionada à força axial T no vão médio por uma relação linear aproximada, conforme mostrado na Figura 3.14, e pode ser dada por:

$$T_x M_H = \frac{2.T.x}{L} \quad 3-35$$

$$M_H = -\frac{dWx}{L}(\alpha - \gamma K) \quad 3-36$$

O momento fletor resultante produzido pelo efeito combinado das forças verticais e horizontais é então:

$$M_R = M_v + M_H \quad M_R = \frac{WL^2 r - 4\lambda dWx(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{4\lambda L(1 + \beta R)} \quad (3.36)$$

É assumido que o máximo momento fletor acontece a uma distância da reação de apoio igual ao comprimento de contato. Porém essa hipótese é aproximada, visto que o ponto de máximo momento fletor deveria ser obtido diferenciando a expressão de momento em relação a x .

O momento fletor máximo é assim determinado por:

$$M_m = \frac{WLr - 2Wd(\alpha - \gamma K)}{4\lambda(1 + \beta R)} \quad 3-37$$

e o valor do momento fletor central é obtido com $x = L/2$

$$M_c = \frac{WLr - 2Wd(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{4(1 + \beta R)\lambda} \quad 3-38$$

Os três casos considerados, de acordo com o valor do parâmetro de rigidez R , são como segue:

$R \leq 5$ **Viga rígida**

$$r = 0,2 \quad \lambda = 0,25 \quad M_m = \frac{WL - 10Wd(\alpha - \gamma K)}{5(1 + \beta R)} \quad M_c = \frac{WL - 2,5Wd(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{5(1 + \beta R)}$$

$5 < R < 7$ **Viga flexível**

$$r = 0,25 \quad \lambda = 0,33 \quad M_m = \frac{WL - 8Wd(\alpha - \gamma K)}{5,33(1 + \beta R)} \quad M_c = \frac{WL - 2,66Wd(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{5,33(1 + \beta R)}$$

$R \geq 7$ **Viga muito flexível**

$$r = 0,33 \quad \lambda = 0,5 \quad M_m = \frac{WL - 6Wd(\alpha - \gamma K)}{6(1 + \beta R)} \quad M_c = \frac{WL - 3Wd(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{6(1 + \beta R)}$$

O cálculo da deformação no centro da viga está baseado na hipótese de que a distribuição de tensão vertical ao longo da interface da parede/viga é triangular, que é o caso de uma viga muito flexível na qual a deformação é a maior. A deformação vertical devido ao carregamento triangular é determinada por:

$$\delta_v = \frac{WL^3(3 + 10\beta R + 5\beta^2 R^2)}{240E_b I(1 + \beta R)^3} \quad 3-39$$

A força horizontal de cisalhamento na interface parede/viga causa uma deformação vertical para cima determinada por:

$$\delta_H = \frac{WL^2 d(\alpha - \gamma K)}{24E_b I} \quad 3-40$$

A deformação central do painel devido ao efeito de cisalhamento é obtida da teoria da elasticidade considerando o coeficiente de Poisson igual a zero.

$$\delta_R = \frac{WL^3(3 + 10\beta R + 5\beta^2 R^2)}{240E_b I(1 + \beta R)^3} + \frac{3WL}{10E_w Ht} - \frac{WL^2 d(\alpha - \beta K)}{24E_b I} + \frac{1}{384} \frac{W_b L^3}{E_b I} \quad 3-41$$

onde o último termo é relativo ao peso próprio da viga.

Ao término de seu trabalho, os autores comparam seus resultados com os encontrados por diversos outros pesquisadores.

- Concentração de tensão vertical na parede – Os resultados obtidos conforme o método aproximado se assemelham aos obtidos pela analogia de membrana de Colbourne, com os obtidos através da função de tensão de Levy e Spira, e com os resultados experimentais de ensaios em escala natural realizados por Burhouse. Consideram, porém, que os resultados obtidos pelo método aproximado de Riddington e Stafford Smith parecem ser muito altos em comparação à maioria de outros resultados, talvez por considerarem, para o parâmetro de rigidez relativo, o vão da viga e desconsiderarem a variação da altura de parede.
- Tensão de cisalhamento de pico à interface da parede/viga prevista – Ao comparar seus resultados com os obtidos pelo método de elementos finitos e os obtidos por Riddington e Stafford Smith, verificam que a concordância com os resultados dos elementos finitos é razoavelmente boa, sendo os resultados previstos por Riddington e Stafford Smith muito altos devido à superestimativa, por parte destes, da força axial na viga de apoio e a suposição de que essa força é constante em todas as vigas.
- Momentos fletores na viga – A comparação entre os valores aproximados e os obtidos através da análise por elementos finitos é considerada satisfatória, particularmente para a região onde $R \leq 5$. No caso de $R > 5$, o momento fletor é ligeiramente superestimado. Consideram que isso possa ser devido à subestimação da força axial resultante da distribuição linear adotada, sendo que a consideração da distribuição parabólica daria maior precisão, porém às custas de maiores dificuldades computacionais.

Da análise da metodologia de cálculo proposta por Davies e Ahmed (1978), observa-se:

- O aumento da resistência dos blocos (f_{bk}) implica o aumento do parâmetro de rigidez de flexão relativo (R), resultando no aumento do fator de concentração de tensões (C) e, conseqüentemente:
 - o aumento da máxima tensão vertical de compressão na parede (f_{max});
 - o aumento do valor do parâmetro de rigidez axial relativo (K), provocando a redução da força axial máxima na viga (T);
 - a redução dos momentos fletores na viga.

- A redução do fator H/L da parede (sempre mantida acima de 0,6), ao contrário, implica a redução do parâmetro de rigidez de flexão relativo (R), resultando na redução do fator de concentração de tensões (C) e, conseqüentemente, na redução da máxima tensão vertical de compressão na parede (f_{max}), na redução e no aumento do valor do parâmetro de rigidez axial relativo (K) e da força axial máxima na viga (T), respectivamente, e no aumento dos momentos fletores na viga

3.6 Ação composta parede-vigas conforme S. J. Hardy

Embora Hardy (2000) não tenha proposto uma nova metodologia de projeto, sua menção torna-se importante por ser bastante recente e por se tratar de uma linha de pesquisa contínua, sobre o tema em tela.

Ao considerar o uso crescente das vergas metálicas, mais leves e mais fáceis de instalar, em substituição às tradicionais vergas de concreto armado, e ciente de que a ação do efeito arco com a transferência da carga a partir do meio do vão para a região próxima aos apoios é resultado da perda de contato entre a verga e a alvenaria, o autor constata o problema apresentado pelas vergas metálicas, onde a parede é muito mais rígida que a verga e, assim, as regiões reais de contato podem ficar relativamente pequenas.

A pesquisa de Hardy (2000), juntamente com o principal fabricante de vergas de aço do Reino Unido, faz parte de um projeto contínuo realizado na University of Wales, Swansea envolvendo investigações analíticas e experimentais na ação composta entre vergas de aço e paredes de alvenaria.

A constatação de que as pesquisas sobre o assunto tenham sido realizadas em relação a vigas de concreto e de que poucos trabalhos foram dirigidos para as interações estruturais que acontecem entre paredes e vergas metálicas, ensejou a análise de fatores como a maior flexibilidade do aço com o conseqüente aumento da perda de contato. Hardy analisa com maior profundidade o efeito da ação composta no momento fletor e nas tensões de compressão na alvenaria, tendo por base o comprimento da área de contato e as tensões de aderência nessa interface de contato.

Objetivando a redução de custos na manufatura destas vergas e sabedor que as normas vigentes – BS 5977 – são claramente conservadoras conduzindo a um superdimensionamento, o autor prioriza a perda de contato entre a verga e a alvenaria como uma característica

fundamental da ação composta, pois controla tanto a redução do momento fletor na verga quanto o aumento da tensão de compressão na alvenaria próximo dos apoios.

Ao analisar as propostas de Riddington e Stafford Smith (1978) e de Davies e Ahmed (1978), Hardy considera que, nas pesquisas de Davies e Ahmed, a perda de contato não é modelada e, por conseguinte, a estimativa da tensão vertical na parede e do momento fletor na viga são significativamente abaixo dos obtidos usando o método de Riddington e Stafford Smith. Estes, por sua vez, devido à dificuldade de se medir experimentalmente o comprimento de contato, obtiveram uma grande variação nos valores dos seus testes experimentais, terminando pelo uso de um valor médio no seu método de projeto.

O pesquisador considera a proposta de Riddington e Stafford Smith como o único exemplo para uma investigação no nível da separação, porém sem nenhuma evidência de qualquer investigação em elementos finitos para esta perda de contato. Atribui à influência da separação de interface o fato de os resultados de Riddington e Stafford Smith serem entre 40 e 100% mais altos que as estimativas correspondentes de Davies e Ahmed.

Hardy (2000) usa a análise de elementos finitos para o estudo do tamanho das regiões de contato para aplicações em vergas curtas, médias e longas. Os resultados obtidos para o comprimento de contato, tensão máxima de compressão na alvenaria e tensão máxima de flexão, são comparados com as estimativas obtidas usando o método aproximado proposto por Riddington e Stafford Smith (1978) e, baseado nessa comparação, propõe alterações para este método aproximado.

As principais conclusões obtidas por Hardy (2000) são:

- O contato é mantido na região dos apoios sobre aproximadamente 20 a 30% do vão.
- Os resultados dos elementos finitos sugerem que a tensão máxima da alvenaria, com a ação composta completamente desenvolvida, é da ordem de 10 a 14 vezes maior que a que a tensão aplicada.
- Reduções semelhantes no momento fletor da verga (e a subsequente tensão máxima de flexão) ocorrem e seu efeito é virtualmente independente de vão.
- Os resultados dos elementos finitos para o comprimento de contato e a tensão máxima na alvenaria se assemelham razoavelmente com os obtidos por Riddington e Stafford Smith (1978). O método aproximado proposto por estes pesquisadores claramente superestima a tensão máxima de flexão na verga.

- As tensões de flexão seriam melhor determinadas com o uso de uma distribuição quadrática das tensões de compressão da alvenaria sobre o comprimento de contato. Seu uso fornece uma melhoria significativa na precisão do cálculo do fator de momento da viga e, conseqüentemente, a estimativa da tensão máxima de flexão na verga.

3.7 Análise e proposta do trabalho

O equacionamento das ações oriundas do efeito arco, ou seja, a definição de uma metodologia de projeto, pouco mudou a partir de Davies e Ahmed (1978) e Riddington e Stafford Smith (1978). Suas propostas, feitas 26 anos após o trabalho pioneiro de Wood (1952), ainda hoje são aceitas consensualmente no meio técnico, salvo pequenas correções inerentes ao desenvolvimento e barateamento dos sistemas computacionais, que possibilitaram os seus aprimoramentos.

A preferência pela proposta de Davies e Ahmed (1978), em detrimento à de Riddington e Stafford Smith (1978), deve-se, em princípio, ao fato de a segunda envolver uma constante de calibração B, com valor proposto a partir de dados experimentais, e um intervalo de variação bastante significativo, traz alguma incerteza ao cálculo. Outro fator bastante desfavorável à proposta de Riddington e Stafford Smith é o superdimensionamento da ordem de 40 %.

Nos experimentos de Burhouse (1969), um dos ensaios chama a atenção. Como forma de combater a concentração de tensões na proximidade dos apoios, um dos principais fatores de colapso da estrutura parede viga, propôs que nessa região os cantos inferiores da parede fossem fortalecidos com o uso de um tijolo e argamassa mais resistentes. O ensaio, apesar de apresentar resultados pouco conclusivos, provavelmente pelo reduzido número de amostras, aponta um aumento considerável para a carga de ruptura da estrutura.

Deve-se observar que o fortalecimento dos cantos inferiores da parede não suscitou o interesse de outros pesquisadores, mas, mesmo considerando a agressão que o mesmo imputa à racionalidade da construção em alvenaria e devido à extrema semelhança entre os blocos de diferentes resistência poder significar indução a erros construtivos, é uma proposta curiosa e, apenas por isso, merecedora de atenção.

Na pesquisa de Rosenhaupt (1962), os ensaios realizados na Série D, onde se analisou a inclusão ou não de amarrações nas extremidades laterais, merecem destaque.

Em sua análise dos resultados experimentais obtidos, observa que nas paredes com amarrações verticais, estas amarras laterais concentram as tensões verticais de compressão, alterando o modo de colapso e aliviando a alvenaria. As amarras verticais provocam o mesmo efeito benéfico em relação ao cisalhamento vertical próximo dos apoios, ao transferirem o local das fissuras para longe destes.

A resistência de cisalhamento da parede depende da resistência das juntas verticais, da resistência da alvenaria, da altura da parede, e da inclusão ou não de amarras verticais.

Nas conclusões de seu trabalho, Rosenhaupt (1962) deixa bastante claro:

A extensão das colunas de apoio (foundation stanchions) sobre toda a altura da parede alivia a alvenaria das altas tensões mencionada no parágrafo precedente e aumenta sua resistência última.

E recomenda:

O efetivo aproveitamento da ação composta necessita alta resistência da alvenaria ou a extensão das colunas de apoio (foundation stanchions) ao longo de toda a altura da parede.

A metodologia de projeto proposta por Riddington e Stafford Smith (1978), ou melhor, o equacionamento da ação composta parede-viga já foi suficientemente comentada nos parágrafos iniciais deste item, mas um tópico no trabalho destes pesquisadores, que à primeira vista pode parecer de menor importância, chama a atenção e merece destaque nesta análise.

Em suas considerações finais, os autores colocam uma ressalva em relação à idealização da modelagem experimental, ou seja, a fidelidade da estrutura a ser ensaiada em relação à real. Além do cimbramento ou não da viga durante a execução e cura da parede, os autores citam três situações encontradas nas estruturas reais e não consideradas no modelo experimental.

A questão relativa à idealização da modelagem experimental, praticamente não abordada na literatura técnica, carece de maiores reflexões. As vigas de apoio utilizadas para a modelagem numérica e/ou experimental via de regra são bi-apoiadas, com algumas exceções ao uso das vigas contínuas; quanto a essas, cabe a observação de que o efeito arco é de alguma forma aliviado, pois sofrem deformações muito inferiores às das vigas bi-apoiadas.

Em um trabalho recente, os indianos JAGADISH e RAMACHANDRA (2000) observam:

As vigas usuais não são simplesmente apoiadas, são fixadas nas extremidades ou são contínuas com um ou mais apoios intermediários ou a viga é parte de uma estrutura global. Em todos estes casos, uma restrição de rotação age nas extremidades da viga produzindo comprimentos de contato mais longos diminuindo o momento fletor e as tensões na parede. Conseqüentemente, estes sistemas parede/viga usuais são menos críticos que o caso idealizado analisado [...]

O fato mais marcante observado nesta revisão é que as pesquisas até agora realizadas se concentraram em elementos isolados, ou seja, não se analisou a interação entre paredes, ou entre paredes e colunas (de alvenaria), tão corriqueiras nas estruturas executadas em alvenaria estrutural.

Observou-se, nessa revisão bibliográfica que a ação composta parede-viga produz substancial incremento das tensões de compressão na alvenaria próxima aos apoios, sendo um dos principais fatores que podem vir a causar o colapso da estrutura. Mas, por outro lado, provoca substancial redução do momento fletor na viga de apoio, permitindo uma grande redução de suas dimensões, ou seja, as vigas de apoio que teriam as características próprias das vigas de transição, com a consideração desta ação poderão ter dimensões muito menores, com ganhos significativos tanto sob o ponto de vista de custos como estéticos.

É exatamente esse o problema que atualmente vem ocorrendo. A imposição do efeito arco como forma de redução das dimensões das vigas de apoio já é encontrada em algumas orientações de projeto em alvenaria estrutural e, até mesmo, em trabalhos científicos. O efeito arco é conceitualmente um rearranjo das forças resistentes da estrutura que pode ocasionar manifestações patológicas, principalmente as decorrentes da grande concentração de tensões de compressão nas laterais inferiores da parede ou ao substancial alívio dessas mesmas tensões na parte central da interface parede/viga. O que chama a atenção pelo inusitado é que na engenharia a possibilidade do aparecimento de possíveis patologias deve ser prevista e combatida na concepção do projeto, evitando, dessa forma, o seu aparecimento e, no caso, o projetista é orientado a adotar o efeito arco como uma concepção de projeto.

Tomando por base as orientações de Rosenhaupt (1962) e observando que ao propor o prolongamento das colunas de apoio trabalha, na realidade, com a parede envolta em um quadro de concreto armado, formado pela cinta superior, pelas colunas laterais e pela viga de apoio (série D) e considerando os fundamentos de que o elemento mais rígido absorve mais ações e, também, a acomodação e interação dos elementos da estrutura, pretende-se analisar a

substituição da rigidez do quadro no experimento de Rosenphaut pela rigidez dada por paredes perpendiculares (flanges) ou por pilares de alvenaria nas extremidades do painel.

Outro tema, não menos importante, a ser analisado dentro desta abordagem é a transmissão de tensões entre paredes perpendiculares. Com o efeito arco há uma forte concentração de tensões nas laterais do painel, ou seja, as tensões verticais de compressão são deslocadas para a região próxima à amarração das paredes, o que motiva a análise da transferência de solicitações entre as paredes.

A redução das seções da viga é importante e, justamente por isso, mais importante ainda é aprofundar os estudos para melhor conhecimento do efeito arco. Com a consideração da interação da parede com outros elementos da estrutura busca-se aprimorar o conhecimento da ação composta parede-viga, com uma maior fidelidade entre a estrutura real e a de ensaio.

4 Blocos cerâmicos – fabricação e caracterização

Desde os tempos pré-históricos, o homem vem moldando o barro (argila) para a confecção de artefatos de seu uso, seja sob a forma de tigelas, potes, ou como objetos decorativos e religiosos. Na Antiguidade, moldou o barro para “fazer a pedra”, quando esta era escassa em seu meio, e logo descobriu que com a queima deste barro cru obtinha um material mais resistente e durável – o tijolo cerâmico.

A palavra "cerâmica" é derivada da palavra grega kerameikos, que significa "feito de terra" ou "terroso".

As propriedades refratárias de certas argilas, isto é, sua capacidade de suportar, sem amolecer, de formar fragmentos ou fundir, a exposição contínua a temperaturas elevadas e a condições corrosivas, têm sido exploradas desde os mais antigos tempos em fogões, fornalhas e fornos, especialmente pelo ceramista e pelo metalurgista.

.... tão antigo ou mais do que a cerâmica branca, é o da utilização de argilas na fabricação de materiais para construção civil, tais como tijolos, telhas, ladrilhos de piso, manilhas, elementos vazados, cerâmica utilitária e outros de menor importância ou de materiais mais modernos, como agregados leves de argila expandida piroplasticamente... (Santos, 1975, p.375).

No Anexo 1, são apresentados alguns conceitos da mecânica dos solos e os ensaios de caracterização da argila utilizada.

4.1 Processo de fabricação em laboratório dos blocos cerâmicos

Para a fabricação em laboratório dos blocos cerâmicos em escala reduzida aproveita-se a experiência adquirida pelo Grupo de Desenvolvimento de sistemas em Alvenaria - GDA, da Universidade Federal de Santa Catarina. A experiência é condensada em dois trabalhos recentes:

- Gerson Lindner (2001), em dissertação de mestrado, avaliou os procedimentos e variáveis (tempo de queima, temperatura de queima, umidade de extrusão da argila e quantidade de blocos no forno durante a queima) que influenciam na fabricação de blocos cerâmicos em laboratório. Definiu a geometria dos blocos com dimensões 4,2x5,7x8,7 cm (largura x altura x comprimento), baseada nos blocos estruturais comercialmente produzidos pela empresa fornecedora da argila (140x190x290 mm), uma indústria cerâmica de Santa Catarina, fornecedora também das boquilhas. Foram

desenvolvidas 4 geometrias diferentes de blocos, e o fator de escala adotado para a fabricação dos blocos foi 0,3. Essa escala (1:3,33) foi adotada em função das limitações da extrusora.

- Eduardo Rizzatti (2003), em sua tese de doutorado aborda, superficialmente, os mesmos tópicos e faz uma análise mais detalhada da influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho da alvenaria estrutural não armada sob compressão centrada. Em seu trabalho utilizou blocos em escala reduzida, fabricados com as mesmas boquilhas utilizadas por Gerson (os quatro tipos de geometrias).

A geometria adotada neste trabalho foi a apontada por Lindner (2001) e Rizatti (2003) como a de melhor configuração geométrica entre as investigadas. Um bloco com dimensões de 42x57x87 mm, desenvolvido com dois furos quadrados, dois septos centrais separados por um rasgo de 3 mm, e espessura das paredes de 7,5 mm. O rasgo central que divide os dois septos possui espessura igual à junta vertical de assentamento e, dessa forma, mantém a espessura das paredes do bloco igual em toda a sua seção, proporcionando uma secagem e queima uniforme. A Figura 4.1 mostra as seções do bloco e do meio bloco.

As etapas do processo de fabricação dos blocos consistem em: preparação das matérias-primas (moagem, correção da umidade da argila e homogeneização), conformação (formação ou moldagem dos blocos), secagem e o processamento térmico (queima). Baseado nos resultados e observações apontados por Lindner (2001), adotou-se os procedimentos a seguir:

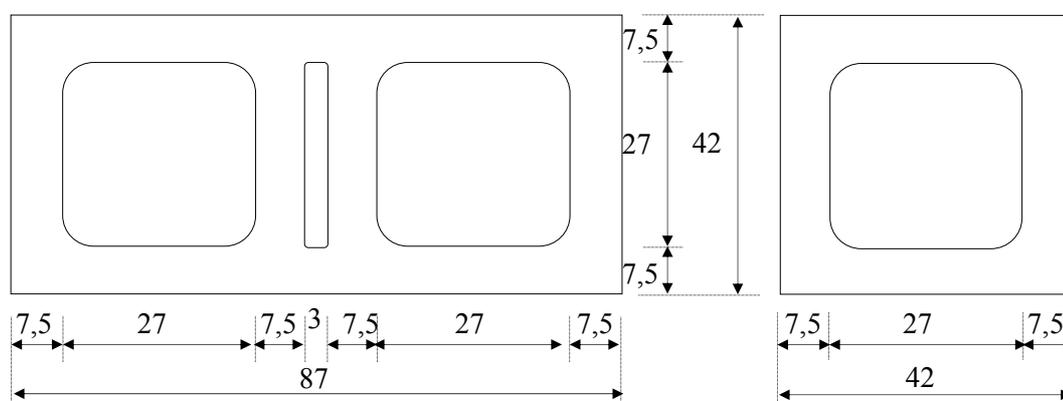


Figura 4.1 Forma e dimensões (mm) dos blocos e meio blocos, em escala reduzida.

4.1.1 Preparação das matérias-primas

A matéria prima, conseguida junto a Cerâmica Cunha (indústria cerâmica de blocos de vedação da região de Maringá) apresentava-se em estado solto (aproximadamente 3 m³), com baixo teor de umidade (alguns torrões mais úmidos). Inicialmente, foi desterroada e moída no laminador em uma quantidade de aproximadamente 800 kg, obtendo-se um material pulverizado com algumas laminas de argila provenientes da laminação do material mais úmido.

A Figura 4.2 mostra o laminador. Este consiste de dois rolos com 140 mm de diâmetro e 120 mm de largura, e espaçamento regulável de 1,5 mm entre os rolos. A desintegração da argila é obtida em função das diferentes velocidades de rotação dos rolos (laminação e atrito de deslizamento).



Figura 4.2 Laminador de laboratório.

Após a passagem pelo laminador, a argila foi peneirada e, nesse processo, separou-se o material pulverizado das laminas de argila úmidas, Figuras 4.3 e 4.4. O material laminar retido na peneira foi exposto ao sol por um dia para a redução da umidade e repassado no laminador para pulverizá-lo. Na seqüência, fez-se a homogeneização e acondicionamento do material em sacos plásticos (entre 40 e 50 kg por saco) para utilização futura. Através de uma amostra desse material, foram realizados os primeiros ensaios de caracterização: a análise granulométrica da argila conforme a NBR 7181 (1984) e os limites de plasticidade e liquidez conforme NBR 7180 (1984) e a NBR 6459 (1984), respectivamente.



Figura 4.3 Lâminas de argila retidas no peneiramento.

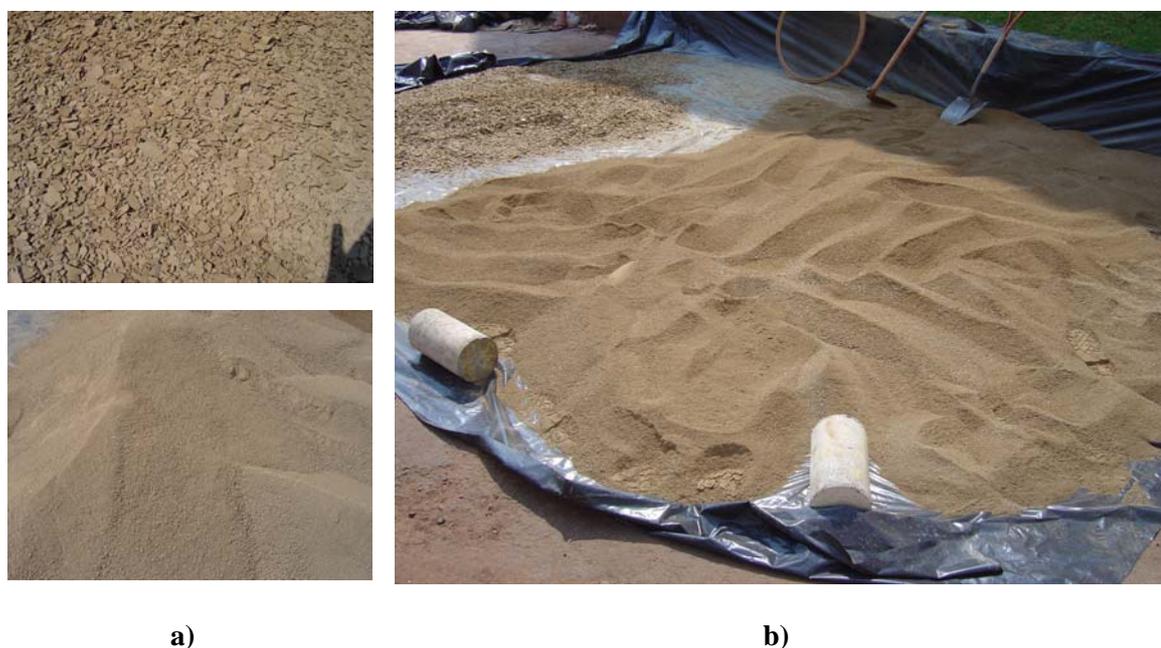


Figura 4.4 a) Materiais laminados e pulverizados obtidos do peneiramento; b) proporção de materiais laminados e pulverizados obtidos do peneiramento.

As planilhas dos ensaios encontram-se no Anexo 01. Na Tabela 4.1, são apresentados os resultados mais significantes.

Na seqüência, procedeu-se aos testes para a determinação da umidade de extrusão por tentativas. Aproximadamente 15 kg de argila foram umedecidos até apresentar um teor de umidade próximo a 34% e assim levada à extrusora. A massa extrudada foi cortada e retornada à extrusora, repetidas vezes (ocorrendo perda de umidade a cada reutilização da massa), até se obter uma massa com consistência firme, textura lisa e sem apresentar laminação e/ou denteados. Dessa massa (antes da extrusão) foram retiradas seis amostras para

a determinação do teor de umidade de extrusão e seis blocos foram imediatamente pesados para a obtenção do peso médio da unidade recém-fabricada.

Tabela 4.1 Características da argila utilizada para a fabricação dos blocos.

Argila	38	(%)
Silte	43	(%)
Areia	19	(%)
Peso específico dos grãos (médio)	2,58	(g/cm ³)
Umidade média	10,5	(%)
Limite de plasticidade LP =	21	-
Limite se liquidez LL =	36	-
Índice de plasticidade IP =	15	-

O teor de umidade de extrusão da argila foi determinado como a média do teor de umidade de seis amostras coletadas, conforme a expressão:

$$U_{AE} = \frac{M_{AE} - M_S}{M_S} \times 100 \quad 4.1$$

U_{AE} = umidade da argila extrudada, (%);

M_{AE} = massa da amostra de argila extrudada (úmida), em gramas;

M_S = massa seca da amostra de argila, em gramas.

Obs.: A massa seca é obtida pela secagem em estufa da massa úmida.

A umidade inicial da argila para extrusão foi fixada em 31,5%, observando-se que, dentro do intervalo de 30,5 a 32%, se obtiveram bons blocos. Com teores de umidade menores, obtiveram-se blocos bem definidos e coesos, porém apresentando aumento da pressão de extrusão e da temperatura da argila, dificultando o reaproveitamento da massa. Com a argila mais úmida, a pressão de extrusão se mantinha mais baixa e a temperatura da massa praticamente não se alterava, permitindo o reaproveitamento da massa juntando-a (em pequenas proporções) à massa ainda não utilizada, reduzindo substancialmente as perdas. O peso médio da unidade recém-fabricada foi 297,0 gramas.

A partir da argila pulverizada (teor de umidade de aproximadamente 10,5%), a correção do teor de umidade, para atingir a umidade de extrusão (31,5 %), foi feita adicionando-se água à massa. A Tabela 4.2.A fornece a quantidade de água a ser adicionada em função da quantidade de argila.

$$M_A = M_{AI} \left(\frac{100 + U_{AE}}{100 + U_{AI}} - 1 \right) \quad 4.2$$

M_A = quantidade de água à ser adicionada à argila, em kg;

M_{AI} = massa total da argila úmida, em kg;

U_{AE} = umidade de extrusão da argila, (%);

U_{AI} = umidade inicial da argila, (%).

A expressão acima também foi utilizada para a adição de água para se proceder a pequenas correções do teor de umidade. Para isso se trabalhou com uma tabela (Tabela 4.2.B) que fornecia a quantidade de água por quilograma de massa para uma correção de 1 até 10 % do teor de umidade. As correções foram realizadas durante a fabricação dos blocos e para o reaproveitamento de sobras de argilas pré-umedecidas de extrusões anteriores.

Para a obtenção de uma hidratação homogênea, a adição de água foi feita em pequenas porções de argila, normalmente variando de 8 a 12 kg, de forma a facilitar a mistura manual e a obtenção de uma massa homogênea. Após a hidratação da argila, esta foi acondicionada em sacos plásticos e reservada para utilização no dia seguinte.

Inicialmente, pensou-se em adotar, conforme Lindner (2001), o peso dos blocos úmidos utilizados para a determinação da umidade de extrusão como parâmetro de controle e verificação da umidade de extrusão da argila. Porém rapidamente percebeu-se ser este procedimento desaconselhável, uma vez que a perda de umidade na extrusão mostrou ser muito variável. À medida que se usa a extrusora, o calor gerado pelas hélices, a pressão interna e a bomba de vácuo fazem com que a perda de umidade na extrusão seja variável e, pior ainda, este calor é transferido para a argila.

A cada fabricação de blocos foram utilizadas quantidades de argila pulverizada variando entre 40 e 60 kg. Para a melhor homogeneização do material, após a adição da água o material era misturado manualmente e ensacado para utilização no dia seguinte.

Tabela 4.2 Adição de água para hidratação da argila.

A – Quantidade de água por quilograma de massa para hidratação da argila.

Argila (kg)	Água (Litros)	
	10,5% para 31%	10,5% para 32 %
8,00	1,48	1,56
8,50	1,58	1,65
9,00	1,67	1,75
9,50	1,76	1,85
10,00	1,86	1,95
10,50	1,95	2,04
11,00	2,04	2,14
11,50	2,13	2,24
12,00	2,23	2,33
12,50	2,32	2,43
13,00	2,41	2,53
13,50	2,50	2,63
14,00	2,60	2,72
14,50	2,69	2,82
15,00	2,78	2,92

B – Quantidade de água por quilograma de massa para correção do teor de umidade (fixado em 32%).

1 % abaixo	0,008 litros p/ kg
2 % abaixo	0,016 litros p/ kg
3 % abaixo	0,023 litros p/ kg
4 % abaixo	0,031 litros p/ kg
5 % abaixo	0,040 litros p/ kg
6 % abaixo	0,048 litros p/ kg
7 % abaixo	0,056 litros p/ kg
8 % abaixo	0,065 litros p/ kg
9 % abaixo	0,074 litros p/ kg
10 % abaixo	0,083 litros p/ kg

Observa-se que:

- Teores de umidade da argila muito altos fazem com que os blocos moldados ainda úmidos não apresentem uma consistência rija e sejam facilmente deformáveis sob pressão dos dedos. Por outro lado, umidades muito baixas, próximas ao limite de plasticidade da argila, formam uma massa quebradiça e sem coesão.
- A cada passagem da argila pela extrusora tem-se uma redução do teor de umidade de aproximadamente 3 %.

4.1.2 Extrusão

Para a moldagem dos blocos foi utilizada uma extrusora de laboratório produzida pela Verdez, dotada de câmara de vácuo. A boquilha foi fabricada na tornearia do DEQ-UEM,

Departamento de Engenharia Química da Universidade Estadual de Maringá; para a sua fixação, o anel de conexão original da boquilha foi substituído por um adaptador também fabricado na tornearia do DEQ-UEM. Tanto o adaptador como a boquilha foram fabricados a partir dos protótipos do laboratório de construção civil da UFSC.

Observa-se que a homogeneidade e umidade da massa, a boquilha, a pressão de trabalho e a pressão do vácuo são determinantes nas características da massa extrudada e devem estar bem ajustados. A massa extrudada deve apresentar uma consistência de pasta rígida, com textura lisa e sem laminação ou denteados. A não obtenção dessas características acarretava o retorno da massa à extrusora. A reutilização da massa era feita através da adição de pequenas quantidades à massa original.

O corte dos blocos foi realizado com o dispositivo de corte acoplado à extrusora (Figura 4.5). A distância entre os dois arames de aço foi regulada em função da altura dos blocos (mais 8% correspondente à retração da argila). Observa-se que arames de aço com diâmetros pequenos e bem tensionados proporcionam melhores superfícies de corte, com menor ocorrência de rebarbas nos blocos, porém os diâmetros muito pequenos apresentam o inconveniente de se romperem facilmente ao serem tensionados. Foram utilizados arames de aço com diâmetro de 0,5 mm.

O fato de o dispositivo de corte ser muito rudimentar; agravado pela inexistência do módulo de redução de velocidade das hélices, provocou um número expressivo de perdas (blocos fora de esquadro) durante o processo de produção. Por ser um equipamento novo, houve a preocupação de não mexer no mesmo e, infelizmente, somente após o término da produção, observou-se a solução dada na UFSC em um equipamento idêntico: nas duas extremidades do suporte do arame de corte foram utilizados parafusos com porca e contra-porca para fixar o alinhamento dos arames.

O rendimento da extrusão da argila pode ser expresso através da equação:

$$\text{N}^{\circ} \text{ de blocos} = \frac{(Q_{\text{massa}} - Q_{\text{retida}})}{K} \quad 4.3$$

Onde:

Q_{massa}	= quantidade de massa para extrusão (em kg);
Q_{retida}	= quantidade de massa retida na extrusora (em kg);
K	= peso do bloco extrudado (kg);

Observa-se que:

- esta equação varia em função das características da argila utilizada;
- a quantidade de massa retida na extrusora é de aproximadamente 10 kg e esta argila pode ser reutilizada;
- o peso médio do bloco produzido variou entre 0,295 e 0,300 kg.

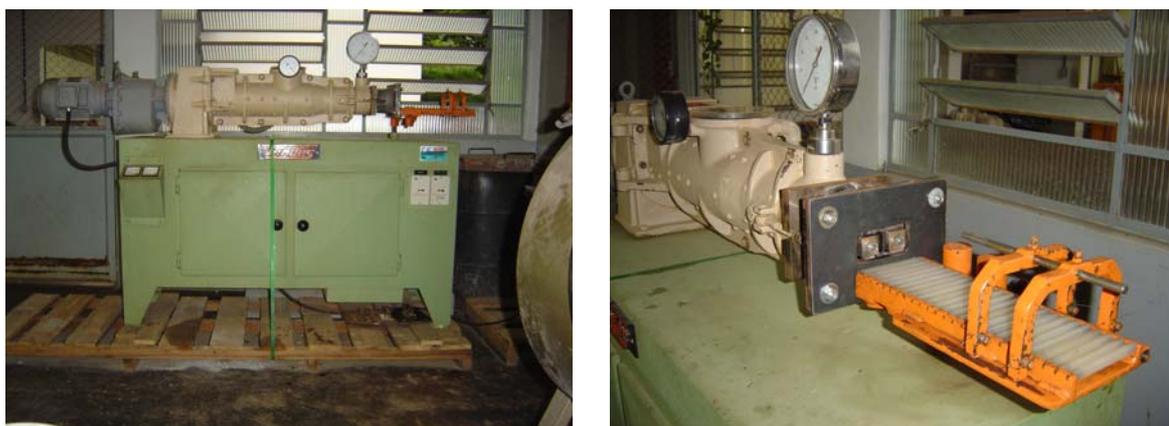


Figura 4.5 Extrusora de laboratório e detalhe da boquilha e do dispositivo de corte

4.1.3 Secagem

A secagem inicial, visando à retirada da água restante na massa após a extrusão, deve ser lenta e uniforme, de forma que a água seja eliminada igualmente de toda a massa. Quando realizada de forma muito rápida, pode provocar a ocorrência de trincas e deformações nos blocos durante a secagem ou, posteriormente, durante a queima. Após essa fase inicial, pode-se acelerar o processo de secagem, diminuindo o tempo e aumentando a temperatura. Observa-se que a curva de secagem depende da geometria dos blocos e das características da argila.

A fabricação dos blocos normalmente se deu em três períodos por semana, resultando em aproximadamente 500 blocos. A produção da semana era deixada exposta ao ar ambiente para uma secagem inicial e, na semana seguinte, os blocos em lotes de 60 a 90 unidades eram secos em estufa por 24 horas, 12 horas a 75°C e 12 horas a 105°C.

Como mencionado anteriormente, a falta do módulo de redução de velocidade das hélices e o dispositivo de corte muito rudimentar e impreciso, trouxe como consequência superfícies de corte defeituosas: não paralelas e fora de esquadro. Para a solução do problema, após a

secagem dos blocos em estufa, os blocos foram desbastados no esmeril para o aparelhamento das faces, retornados à estufa por 8 a 12 horas e então queimados. O processo deixou os blocos com os septos centrais levemente côncavos. Não houve problemas para a resistência dos blocos, prismas e protótipos, visto que, a argamassa preenche a concavidade. No entanto teve reflexos na área líquida pela redução de volume e da massa.

4.1.4 Queima

Após a secagem em estufa, seguiu-se a queima dos blocos, processada em um forno elétrico de laboratório, tipo mufla, dotado de controlador programável de temperatura (Figura 4.6.a). Em função das dimensões internas do forno, 40x43x43 cm de largura, altura e profundidade, foram queimados entre 60 a 90 blocos simultaneamente. A queima, com duração de aproximadamente 4 horas, se iniciava no período da manhã e o resfriamento se dava lentamente. A porta do forno era aberta na manhã seguinte, ao se atingir temperaturas próximas de 200 °C. Foram adotados três estágios de aquecimento e um patamar de queima:

- Estágio I 10 °C/min até 500 °C;
- Estágio II 2,5 °C/min entre 500 °C e 600 °C;
- Estágio III 10 °C/min até o patamar de queima (adotado 930 °C);
- Patamar de queima 2 horas, à temperatura de 930 °C.

Um dos problemas encontrado na queima dos blocos foi a pequena capacidade do forno. Em função da quantidade de blocos a serem queimados, procurou-se otimizar o maior número de blocos com a queima mais homogênea possível. Como o forno dispõe de resistências apenas nas paredes laterais, a preocupação inicial foi a de manter os furos dos blocos na direção das resistências elétricas para melhorar a circulação interna do calor. A Figura 4.6.b mostra a disposição adotada e a Figura 4.7 as alternativas analisadas.

A distribuição com os blocos “em pé”, apresentada na Figura 4.7.a, apresentou uma queima mais homogênea e uma melhor operação do forno, porém o rendimento de 60 blocos por queima foi considerado insuficiente. A opção pela redução do espaço entre os blocos, fazendo a pirâmide com camadas de 5, 4, 3 e 2 blocos [Figura 4.7.b], não trouxe perdas significativas na homogeneidade da queima e proporcionou um rendimento de até 84 blocos por queima.



a)

b)

Figura 4.6 a) Forno elétrico Jung modelo JC 7013 (Blumenau – SC); b) disposição adotada para os blocos no forno.

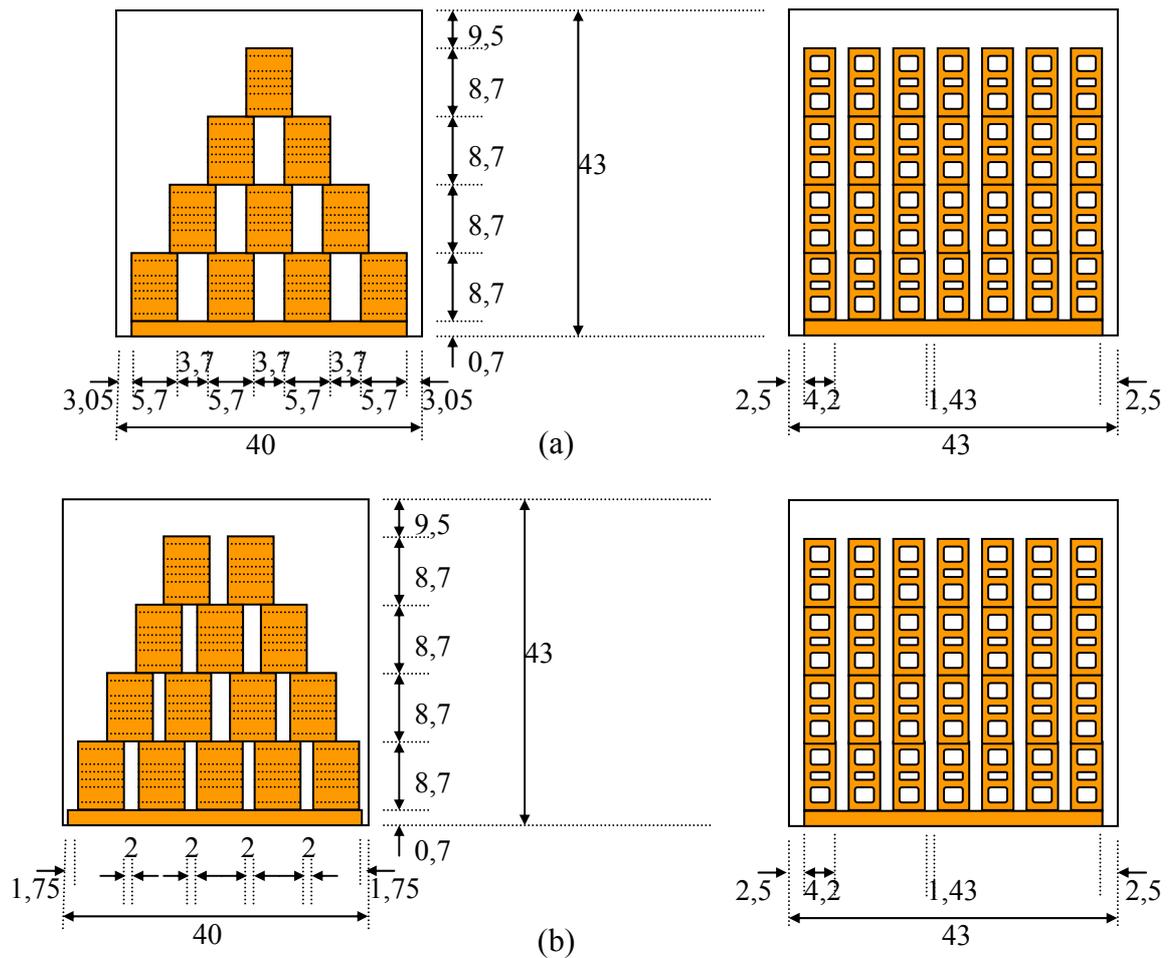


Figura 4.7 (a) Esquema da disposição frontal e longitudinal dos blocos no forno para 60 blocos; (b) esquema para 84 blocos.

Em alguns casos, foi queimado um número maior de blocos com o uso de seis pirâmides de 5, 5, 4 e 3 blocos. Porém, apesar do ganho no número de blocos queimados (até 102 unidades), houve dificuldades na colocação dos mesmos na montagem das pirâmides.

4.2 Ensaio de caracterização dos blocos

4.2.1 Caracterização geométrica

A caracterização geométrica dos blocos teve por base as prescrições da NBR 7171 (1992). Por se tratar de modelagem em escala reduzida, os blocos foram classificados como estruturais especiais, ou seja, blocos projetados para suportarem outras cargas verticais além da do seu peso próprio, fabricados em formatos e dimensões especiais, não devendo, visualmente, apresentar defeitos sistemáticos, como trincas, quebras, superfícies irregulares ou deformações que impeçam seu emprego na função especificada.

As dimensões nominais dos blocos eram 42x57x87 mm (largura, comprimento e altura), com dois furos quadrados, dois septos centrais separados por um rasgo de 3 mm e espessura das paredes de 7,5 mm. As dimensões reais foram determinadas através da medida de 24 blocos, colocados lado a lado conforme a dimensão desejada, com o emprego de uma trena metálica com graduação de 1 mm.

Conforme mencionado anteriormente, os blocos tiveram suas faces de corte esmerilhadas para que ficassem no esquadro, ocorrendo com isso variações na altura. A variação não tem influência no resultado da pesquisa. Mas, para garantir todas as juntas de argamassa com a mesma espessura, no momento do esmerilhamento os blocos foram analisados individualmente em relação a pequenos defeitos de fabricação, fissuras, esquadro e a planeza das faces e foram previamente classificados em relação à altura, formando lotes com alturas variando de um em um milímetro. Observa-se que foi fabricado um número de blocos igual ao dobro do previsto para os ensaios e que aproximadamente 80 % dos blocos apresentaram alturas superiores a 5,4 mm.

Na construção dos protótipos, todos tiveram as primeiras quatro camadas com blocos “tipo A” (altura entre 5,5 a 5,6 cm), as cinco camadas intermediárias com blocos “tipo B” (altura entre 5,4 a 5,5 cm) e as quatro camadas superiores com blocos “tipo C” (altura entre 5,3 a 5,4 cm).

Pré-classificados em relação à altura, as dimensões reais foram feitas em relação à largura e ao comprimento. Para cada intervalo de altura, foram aleatoriamente separados grupos de 24 blocos e, para cada grupo, determinadas as dimensões reais (Tabela 4.3). As dimensões reais adotadas para o trabalho (largura e comprimento) foram adotadas como a média aritmética das dimensões reais dos três grupos.

Tabela 4.3 – Dimensões reais dos blocos

	24 blocos			Dimensões reais		
	L	C	H	L	C	H
Bloco Tipo A	101,9	209,9	133,2	4,25	8,75	5,55
Bloco Tipo B	102,3	210,5	130,9	4,26	8,77	5,45
Bloco Tipo C	100,5	207,6	128,7	4,19	8,65	5,36

Dimensões reais médias (LxCxH) 4,23, 8,72 e 5,45 cm.

4.2.2 Determinação da área líquida

A área líquida (A_{Liq}) foi tomada como a média de valores encontrados para doze blocos, determinados conforme a expressão a seguir (NBR 8043/1983):

$$A_{Liq} = \frac{M_{SAT} - M_i}{A} \quad 4.4$$

M_{SAT} = massa do corpo de prova (g) saturado (em água fervente por duas horas);

M_i = massa do corpo de prova (g) saturado e imerso em água (balança hidrostática);

A = Altura (cm) do corpo de prova seco.

Os blocos foram escolhidos aleatoriamente, quatro de cada um dos grupos A, B e C, classificados conforme a altura e, para cada bloco, foram tomadas as alturas nos pontos médios de cada uma das faces laterais. A altura do bloco foi tomada como a média das quatro alturas. A tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos referentes à área líquida dos blocos.

Tabela 4.4 – Área líquida dos blocos

Bloco	H (cm)				H (cm) médio	M _{SAT} (g)	M _i (g)	A _{Liq.} (cm ²)	A _{Liq.} média
	lado maior		lado menor						
A1	5,50	5,53	5,49	5,54	5,515	240,70	124,00	21,16	21,05
A2	5,47	5,52	5,50	5,53	5,505	235,80	121,20	20,82	
A3	5,43	5,52	5,53	5,52	5,500	238,20	122,10	21,11	
A4	5,48	5,53	5,51	5,56	5,520	239,40	122,80	21,12	
B1	5,41	5,41	5,36	5,40	5,395	235,80	121,50	21,19	21,15
B2	5,41	5,41	5,35	5,42	5,398	236,40	121,90	21,21	
B3	5,47	5,48	5,45	5,45	5,463	236,60	121,70	21,03	
B4	5,40	5,42	5,44	5,45	5,428	236,80	122,00	21,15	
C1	5,36	5,37	5,34	5,40	5,368	229,40	120,10	20,36	20,55
C2	5,34	5,40	5,34	5,36	5,360	230,00	120,20	20,49	
C3	5,36	5,37	5,37	5,38	5,370	233,60	120,60	21,04	
C4	5,34	5,35	5,34	5,36	5,348	228,80	120,20	20,31	

Área líquida média = 20,92 cm²

Desvio padrão = 0,34

Coef. De Variação = 1,61%

4.2.3 Determinação da densidade aparente e índice de vazios

Os ensaios para a determinação da densidade aparente e do índice de vazios foram feitos, pois se considerou que essas características do material eram importantes para a análise dos módulos de elasticidade dos blocos.

Para a limpeza e retirada da argamassa de capeamento dos blocos utilizados anteriormente para a determinação do módulo de elasticidade, foi necessária a quebra dos mesmos para a limpeza dos septos. Para os blocos quebrados em pedaços grandes, utilizou-se apenas a amostra de maior tamanho e, para aqueles partidos em pedaços menores, duas a três amostras do bloco, trabalhando-se com a média aritmética das mesmas.

Foram determinadas a massa aparente (M_{ap}), a massa seca (M_{seco}), massa saturada (M_{sat}) e a massa submersa (M_{sub}). O volume das amostras foi determinado como a diferença entre a

massa saturada e a massa submersa (balança hidrostática), a densidade aparente como o quociente entre a massa aparente pelo volume e o índice de vazios, conforme a expressão:

$$I_{\text{vazios}} = \frac{M_{\text{sat}} - M_{\text{seco}}}{M_{\text{sat}} - M_{\text{sub}}} \quad 4.5$$

Na Tabela 4.5, são apresentados os dados referentes ao ensaio para a determinação da densidade aparente e índice de vazios dos blocos.

Tabela 4.5 – Densidade aparente e índice de vazios dos blocos.

Amostra	M _{ap}	M _{seco}	M _{sat}	M _{sub}	V	dens-ap	I _{vazios}
1	92,50	92,02	108,44	56,71	51,73	1,788	0,317
2	128,41	127,80	150,42	78,24	72,18	1,779	0,313
3	91,69	91,23	107,77	56,99	50,78	1,806	0,326
4	53,35	53,11	62,87	32,39	30,48	1,750	0,320
5	80,37	79,98	93,35	48,86	44,49	1,806	0,301
6	119,37	118,81	140,25	72,43	67,82	1,760	0,316
7	108,62	108,11	127,63	66,00	61,63	1,762	0,317
					Media	1,779	0,316
					D.P.	0,0225	0,0077
					C.V. (%)	1,263	2,424

4.2.4 Resistência à compressão e módulo de elasticidade longitudinal dos blocos

Os ensaios de compressão dos blocos foram realizados conforme a NBR 6461 (1983) item 5.

Inicialmente, foram determinadas as dimensões (comprimento, largura e altura) dos blocos utilizados no preparo dos corpos-de-prova como a média de duas medições, para cada dimensão, com aproximação de ± 1 mm. O capeamento com espessura de 2 a 3 mm foi feito em um aparato próprio para capeamento de modelos reduzidos (Figura 4.8), com uma pasta de cimento e areia de aproximadamente 1:1/6 em volume. Após o capeamento da primeira

face, aguardou-se um dia para o endurecimento da pasta para o capeamento da segunda face. Dois dias após o capeamento, os corpos de prova foram ensaiados. Os ensaios de compressão foram realizados com incrementos de carga de aproximadamente 0,5 MPa/s (500 N/s) e os resultados são apresentados na Tabela 4.6.

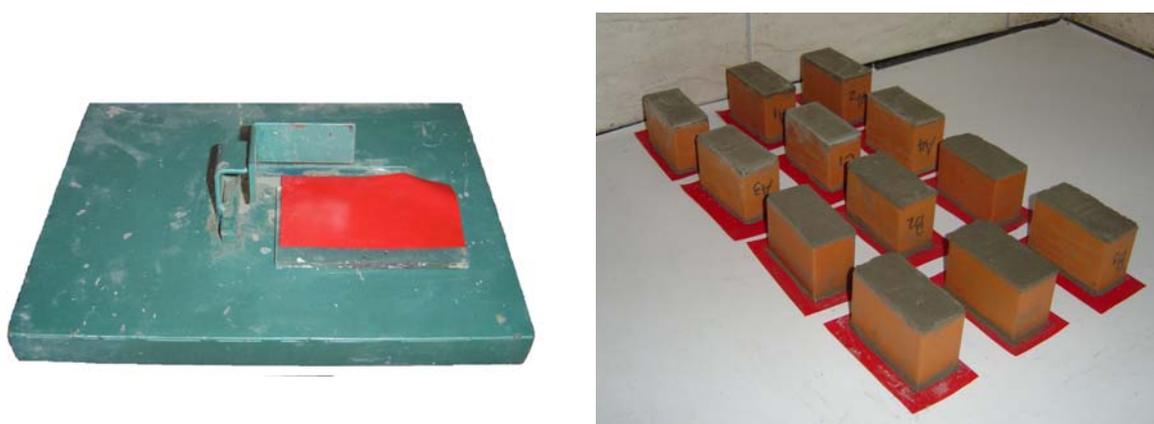


Figura 4.8 a) aparato para capeamento dos blocos; b) blocos capeados.

Tabela 4.6 – Dimensões, cargas e tensões de ruptura dos blocos.

Bloco	a (cm)		b (cm)		a _{media} cm	b _{media} cm	Área cm ²	P _{rupt} kN	Tensão	
									kN/cm ²	MPa
BL-01	4,23	4,24	8,76	8,76	4,24	8,76	37,14	51,00	1,37	13,70
BL-02	4,26	4,26	8,78	8,79	4,26	8,79	37,45	65,85	1,76	17,60
BL-03	4,25	4,23	8,77	8,76	4,24	8,77	37,18	57,75	1,55	15,50
BL-04	4,25	4,23	8,78	8,79	4,24	8,79	37,27	60,35	1,62	16,20
BL-05	4,25	4,25	8,78	8,77	4,25	8,78	37,32	47,90	1,28	12,80
BL-06	4,23	4,25	8,76	8,77	4,24	8,77	37,18	43,80	1,18	11,80
BL-07	4,20	4,24	8,73	8,73	4,22	8,73	36,84	49,10	1,33	13,30
BL-08	4,25	4,22	8,75	8,75	4,24	8,75	37,10	46,55	1,25	12,50
Médias					4,24	8,77	37,19	52,79	1,42	14,18
D. P.					0,011	0,021	0,179	7,679	0,203	2,032
C.V.(%)					0,26	0,24	0,48	14,55	14,3	14,33

Os ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dos blocos foram realizados no LMC – Laboratório de Materiais de Construção Civil – UEM, em Maringá; na falta de sistemas de aquisição foram utilizados relógios comparadores analógicos Mitutoyo com precisão de 0,001 mm. Para a fixação dos relógios, criou-se um dispositivo com encaixes adequados para o instrumento, conforme mostrado na Figura 4.9. Os ensaios foram conduzidos em uma prensa ENIC-MOE-100 e, em patamares de carga pré-estabelecidos, foram feitas as leituras de deformação.



Figura 4.9 Dispositivo para a fixação dos relógios comparadores.

Na determinação do módulo de elasticidade dos blocos foram descartadas as leituras referentes às cargas inferiores a 20 kN. A prensa apresenta no início das escalas uma “zona não utilizável”, onde se supõe que, por motivos hidráulicos, há uma oscilação das cargas, motivo pelo qual se estabeleceu um patamar mínimo no qual o carregamento aplicado fosse confiável. As leituras tensão/deformação para a determinação do módulo de elasticidade foram feitas para 20, 25, 30, 35 e 40 kN, observando que as correlações entre as análises numérica e experimental foram previamente definidas para o intervalo entre 40 e 43,5 kN.

Os valores dos módulos de elasticidade são apresentados na Tabela 4.7. Observa-se que os valores do desvio padrão e do coeficiente de variação foram elevados, indicando dispersão dos valores encontrados para os módulos de elasticidade.

Tabela 4.7 – Módulo de elasticidade longitudinal dos blocos

Bloco	Módulo de elasticidade (MPa)
B1	5353,0
B2	2991,2
B3	2809,4
B4	6012,3
B5	9406,6
B6	7703,6
B7	3001,2

Média	5325,3
D. P.	2580,9
C.V.(%)	48,5

5 Análise numérica e experimental

5.1 Preliminares para a modelagem numérica e experimental

Conforme Lourenço (1996), a alvenaria é um material que exibe propriedades direcionais distintas devido às juntas de argamassa que agem como planos de fraqueza (falhas) e, dependendo do nível de precisão e da simplicidade desejada, pode ser modelada numericamente de três formas distintas (Figura 5.1):

- micro-modelagem detalhada;
- micro-modelagem simplificada;
- macro-modelagem.

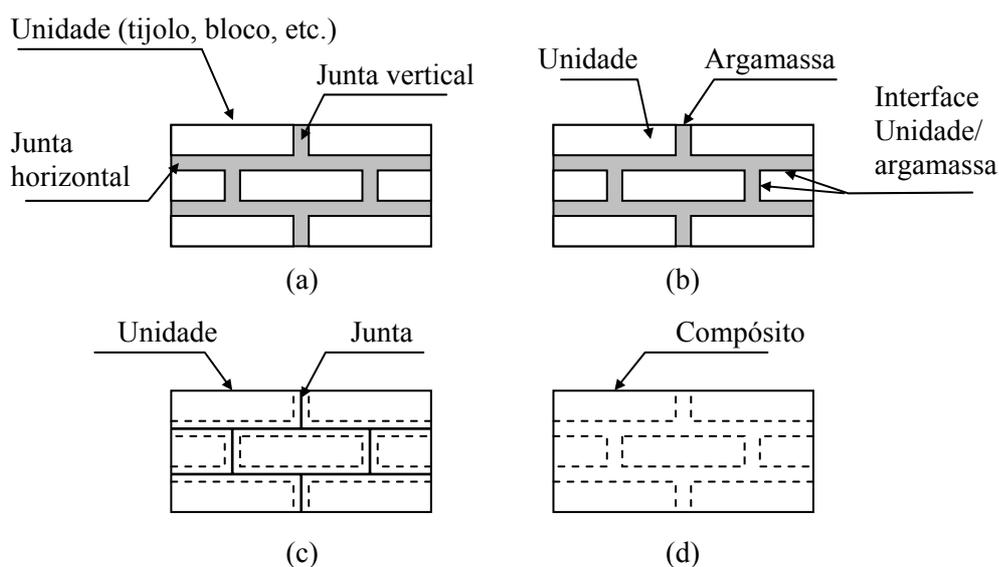


Figura 5.1 Estratégias de modelagem para estruturas de alvenaria: (a) alvenaria; (b) micro-modelagem detalhada; (c) micro-modelagem simplificada; (d) macro-modelagem. Fonte. Lourenço (1996).

- a) Na micro-modelagem detalhada, a alvenaria é discretizada em seus componentes, unidades e argamassa nas juntas, que são representadas através de elementos contínuos, enquanto que a interface unidade-argamassa é representada através de elementos descontínuos.

Cada material é considerado com suas características físico-mecânicas próprias, como a resistência, o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson etc.; a interface entre as

unidades e a argamassa é modelada como elementos descontínuos, representando potenciais planos de fissuração e deslizamento. Este tipo de modelagem, imprescindível no estudo de detalhes estruturais, possibilita o estudo da interação entre as unidades e a argamassa, mostrando-se adequado para a verificação das tensões e deformações dos materiais.

- b) Na micro-modelagem simplificada, a alvenaria é discretizada em seus componentes, porém unidades expandidas são representadas através de elementos contínuos, enquanto que o comportamento das juntas de argamassa e a interface unidade-argamassa são agregados em elementos descontínuos.

É dado o mesmo tratamento às unidades, porém as juntas são representadas por elementos de contato. A alvenaria é modelada como um conjunto de unidades, com propriedades elásticas, unidas por elementos de contato não-lineares. Essa modelagem é menos precisa que a detalhada, por necessitar de ajustes nas dimensões dos blocos devido à não consideração da espessura das juntas e por não se considerar o coeficiente de Poisson da argamassa.

- c) Na macro-modelagem, não se tem a discretização da alvenaria em seus componentes. As unidades, a argamassa e a interface unidade-argamassa são unidas no contínuo. A alvenaria é tratada como um compósito, não se fazendo distinção entre blocos e argamassa.

É apropriado para a análise de estruturas de grande escala, em que as dimensões do painel de alvenaria são grandes em relação às dimensões das unidades e da espessura das juntas, que se trabalhe com os parâmetros elásticos da alvenaria como um conjunto.

Uma estratégia de modelagem não pode ser preferida em relação a outra porque existem diferentes campos de aplicação para micro - e macro-modelos.

[...]

A macro-modelagem é claramente mais prática devido à redução de tempo e exigências de memória como também propicia uma geração de malha mais amigável ao usuário. Este tipo de modelagem é muito valioso quando se busca um compromisso entre a precisão e a eficiência. (LOURENÇO, 1996. p.12).

Face ao exposto, para este trabalho, em que se simulam as características dimensionais de uma parede real, com as dimensões do painel muito superiores às das unidades e juntas, adotar-se-á a macro modelagem.

5.2 Caracterização da alvenaria e concreto para a análise experimental

Para a análise experimental foram desenvolvidos quatro experimentos:

- G1 e G2 – ensaio do protótipo com contrafortes;
- G3 e G4 – ensaios do protótipo sem contrafortes.

Inicialmente, foram realizados os ensaios para o estabelecimento dos traços do concreto e argamassa e, posteriormente, para cada experimento foram feitos os ensaios pertinentes ao concreto e à alvenaria.

Para cada experimento (protótipo) foi estabelecido um número mínimo de ensaios: 03 paredinhas, 5 prismas, 3 corpos de prova de argamassa e 3 de concreto.

Em cada experimento foram feitos os ensaios de abatimento, resistência à compressão e módulo de elasticidade para o concreto. A Figura 5.2 mostra os corpos de prova, à exceção da argamassa, de um experimento.



Figura 5.2 – Parte do conjunto de corpos de prova de um experimento (protótipo).

5.2.1 Concreto

Para o concreto da base de apoio, foi utilizado o cimento CII-F-32, pedrisco e areia média, disponibilizados no comércio de Florianópolis. Os agregados foram secados em estufa no dia anterior à sua utilização.

Foi feito um traço para o concreto que atingisse uma resistência característica de 20 MPa e, considerando controle rigoroso, uma resistência média de 26,5 MPa. Os agregados foram medidos em peso e a água em volume.

TUPS – Traço unitário dos materiais em peso seco para o concreto

C = Cimento	A = Areia	B = Brita	a/c = Água
1,0 kg	1,192 kg	2,679 kg	0,56 L/kg

Tabela 5.1 - granulometria do agregado graúdo.

Porcentagem retida acumulada, em peso, nas peneiras de abertura nominal, em mm, de

Graduação 0	Amostra						1530 g.
Peneira ABNT	12,5	9,5	6,3	4,8	2,4	1,2	fundo
Mínimo (%)	0	0		80	95	95	95
Máximo (%)	0	10		100	100	100	100
Ensaio retido (g)	0	30	715	450	185	50	100
Ensaio NAc %	0	1,96	46,73	29,41	12,09	3,27	6,54
Ensaio Ac %	0	1,96	48,69	78,11	90,20	93,47	100

Pedrisco Massa específica real 2,615 g/cm³ (t/m³). (média de três ensaios).
 Massa unitária 1,390 g/cm³ (t/m³) (média de três ensaios).

A Figura 5.3 mostra a curva granulométrica do pedrisco utilizado para o concreto.

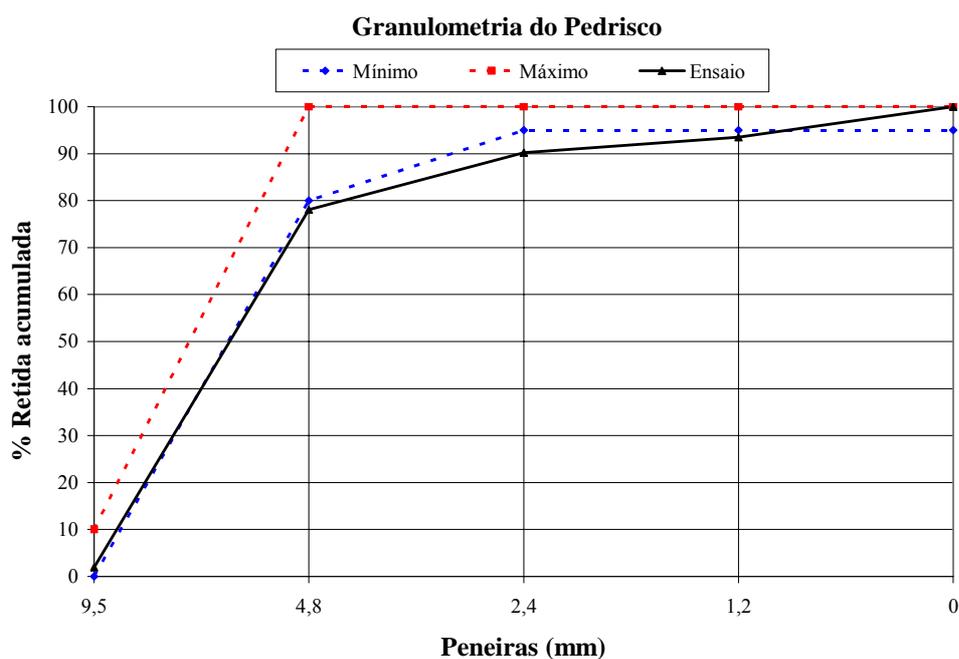


Figura 5.3 - Curva granulométrica do pedrisco utilizado.

Tabela 5.2 - Granulometria - Areia Média

Peneira ABNT	Porcentagem, em peso, retida acumulada na peneira ABNT, para a			
mm	Zona 1 (muito fina)	Retido %		Amostra
		N Ac.	Acumulado	Total
# 2,4	0 a 25(A)	4,81	4,81	48,0
# 1,2	10 a 45(A)	21,63	26,44	215,8
# 0,6	41 a 65	42,29	68,72	422,0
# 0,3	40 a 88(A)	19,57	88,30	195,3
# 0,15	90(B) a 100(A)	7,73	96,02	77,1
Fundo	-	3,98	100,00	39,7
Soma		100,00	284,29	997,9
Módulo de finura				2,84

Areia média Massa específica real 2,583 g/cm³ (t/m³). (Picnômetro)
 Massa unitária 1,382 g/cm³ (t/m³). média de três ensaios.

A Figura 5.4 mostra a curva granulométrica da areia média utilizada para o concreto.

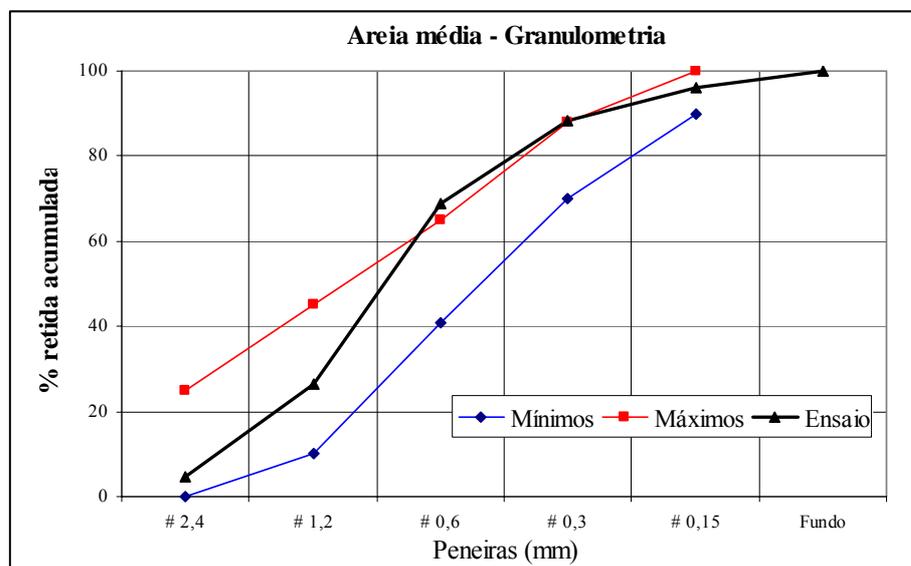


Figura 5.4 – Curva granulométrica da areia média utilizada.

Os ensaios dos corpos de prova de concreto foram feitos em uma prensa Shimadzu do LMCC - Laboratório de Materiais da Construção Civil. Os espécimes foram instrumentados com um aparato próprio da prensa (Figura 5.5), para a determinação das deformações longitudinais, carregados até uma carga de 70 kN, mantendo-se a carga estabilizada para a retirada da instrumentação e, em seguida, re aplicada a carga até à ruptura.



Figura 5.5 - Aparato para a determinação das deformações longitudinais.

Os dados relativos aos ensaios dos corpos de prova de concreto encontram-se no Anexo 02. A Tabela 5.3 apresenta um resumo dos valores obtidos. Observa-se que a elevada idade dos espécimes dos experimentos 3 e 4 foi devida a sucessivas quebras do motor e pistão do pórtico de reação, que ocasionaram atrasos nos experimentos.

Tabela 5.3 – Resumo dos dados dos CP de concreto dos quatro protótipos

Protótipo	nº de CP	Idade (dias)	“slump” (mm)	$f_{c,médio}$ (MPa)	$E_{c,médio}$ (MPa)
1	5	36	80	23,98	24409,4
2	6	44	75	25,50	26166,3
3	6	265	90	33,14	29498,7
4	6	255	60	35,20	28496,6
Valores Médios				29,50	27142,8

Ressalta-se que esta diferença de tempo poderia ser significativa para a base de apoio, pois neste período o concreto ganha resistência, mas é pouco significativa para a alvenaria, visto que os blocos cerâmicos não têm alterações em sua resistência e a argamassa praticamente alcança a sua resistência máxima em torno dos 30 dias. Na análise dos resultados dos protótipos, este problema será considerado.

5.2.2 Alvenaria

5.2.2.1 Argamassa

A argamassa para a alvenaria (paredes, paredinhas e prismas) foi feita com cimento, cal e areia adquiridos no comércio de Florianópolis. Foi usado o cimento CII-F-32, cal hidratada e uma areia, denominada localmente como “areia fina”.

Foi adotado o traço 1:1:6 correspondente a 1:0,435:5,694 em massa com fator água/cimento igual a 1,69 (água/aglomerante = 1,18). Os agregados foram medidos em peso e a água em volume, sendo a areia seca em estufa no dia anterior à sua utilização. A Tabela 5.4 e a Figura 5.6 apresentam os dados relativos à granulometria da areia fina usada para a argamassa.

Areia fina	Massa unitária	1,376 g/cm ³
	Massa específica real	2,592 g/cm ³ . (Picnômetro)
Cal	Massa unitária	0,630 g/cm ³
Cimento	Massa unitária	1,450 g/cm ³

Tabela 5.4 - Granulometria - Areia fina

Peneira ABNT (mm)	Porcentagem, em peso, retida acumulada na peneira ABNT, para a Zona 1 (muito fina)	Retido %		Amostra Total
		N Ac	Acumulado	
# 2,4	0 a 5 ^(A)	0,00	0,00	0,0
# 1,2	0 a 10 ^(A)	0,05	0,05	0,5
# 0,6	0 a 20	0,12	0,17	1,2
# 0,3	50 a 85 ^(A)	0,71	0,88	7,1
# 0,15	85 ^(B) a 100 ^(A)	88,10	88,98	881,2
< 0,15		11,02	100,00	110,2
Soma		100,00	90,08	1000,2
			Módulo finura	0,90

^(A) Pode haver uma tolerância de até um máximo de cinco unidades de porcentagem em um só dos limites marcados com a letra A ou distribuídos em vários deles.

^(B) Para agregado miúdo resultante de britamento, este limite pode ser 80.

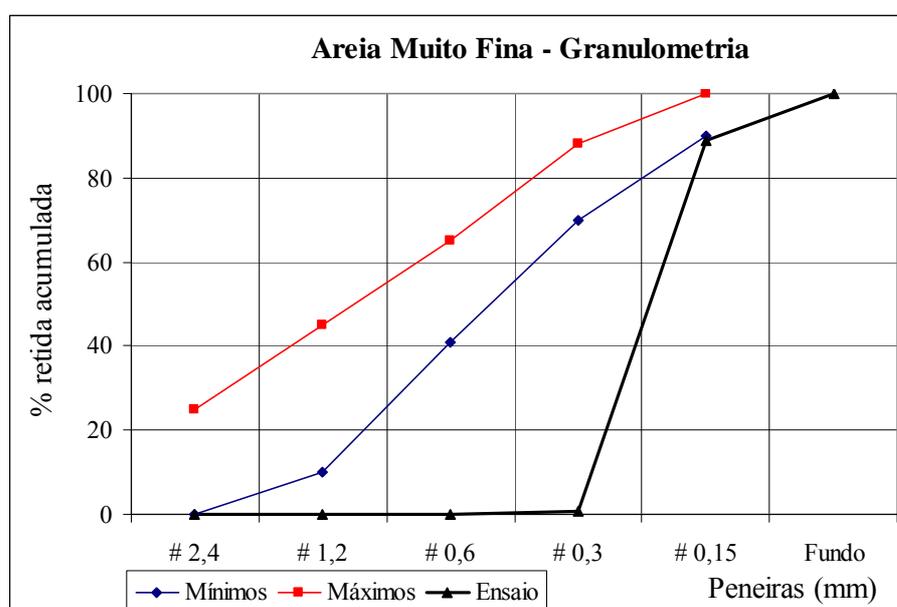


Figura 5.6 – Granulometria da areia fina para argamassa.

Para a determinação da resistência à compressão da argamassa foram ensaiados corpos de prova cilíndricos 5x10, capeados com enxofre. Os dados referentes à argamassa encontram-se no Anexo 03. A Tabela 5.5 apresenta os resultados de cada experimento.

Page (1978), apud Holanda (2002), observa que “a resistência à compressão da alvenaria desenvolve-se rapidamente, atingindo de 70% a 100% da resistência aos 28 dias em apenas sete dias”. Holanda (2002, p.67) realizou ensaios em diversas idades para verificar a evolução da resistência com o tempo, comprovando a afirmação de Page.

Para o protótipo 1, foram extraídos doze espécimes, sendo ensaiados quatro aos doze dias e oito aos 28 dias, juntamente com o protótipo. Observa-se que a resistência da argamassa à compressão aos 12 dias alcançou 86% da resistência aos 28 dias.

Tabela 5.5 – Argamassa - Resistência à compressão - Protótipos 01, 02, 03 e 04

	nº de C.P.	Idade (dias)	P _{médio} (kN)	f _{a,médio} (MPa)	Desvio padrão		C.V. (%)	
					P	f _a	P	f _a
Protótipo 01*	4	12	6,87	3,5	0,28	0,14	4,08	4,00
Protótipo 01	8	28	7,99	4,07	0,63	0,32	7,88	7,86
Protótipo 02	6	36	14,57	7,42	0,90	0,46	6,18	6,20
Protótipo 03	7	68	9,23	4,70	0,40	0,20	13,47	13,46
Protótipo 04	6	247	11,71	5,97	11,71	5,97	9,22	9,21

* *Ensaios para comparar com a resistência à compressão aos 12 dias e 28 dias.*

5.2.3 Prismas

Foram moldados prismas de três blocos para determinação da resistência à compressão, capeados com argamassa de cimento, com a adição de uma pequena quantidade de areia (aproximadamente 1:1/4 em volume) para aumentar a plasticidade e evitar a retração. Os ensaios foram realizados em uma prensa Shimadzu do LMCC - Laboratório de Materiais da Construção Civil – UFSC, observando-se as recomendações da NBR 6461/1983. Foram ensaiados sete prismas para os protótipos 01 e 03 e seis prismas para os protótipos 02 e 04.

Os dados dos ensaios dos prismas encontram-se no Anexo 3. Na Tabela 5.6, são apresentados os valores médios de cada protótipo relativos à resistência à compressão dos prismas de três blocos e as Figuras 5.7 e 5.8 mostram, respectivamente, o aparato para a moldagem dos prismas e as resistências médias por protótipo.

Tabela 5.6 - Prismas de três blocos – resistência à compressão - Protótipos 01 a 04.

Protótipo		a (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	P (kN)	f _{pr.} (MPa)
1	Média	4,25	8,75	37,14	34,85	9,38
	D.P.	-*-	-*-	-*-	2,40	0,64
	C.V. (%)	-*-	-*-	-*-	6,88	6,79
2	Média	4,19	8,64	36,14	34,08	9,43
	D.P.	-*-	-*-	-*-	2,85	0,79
	C.V. (%)	-*-	-*-	-*-	8,35	8,40
3	Média	4,24	8,78	37,24	31,18	8,37
	D.P.	-*-	-*-	-*-	3,62	0,96
	C.V. (%)	-*-	-*-	-*-	11,62	11,51
4	Média	4,24	8,78	37,20	34,17	9,18
	D.P.	-*-	-*-	-*-	4,80	1,28
	C.V. (%)	-*-	-*-	-*-	14,05	13,91
MédiaGeral		4,23	8,74	36,93	33,57	9,09



Figura 5.7 – Aparato para moldagem dos prismas.

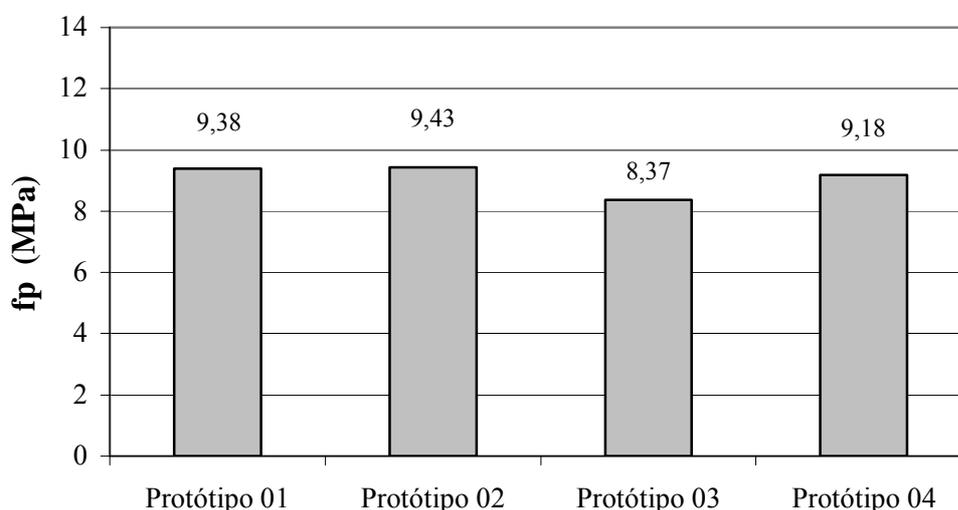


Figura 5.8 – Resistências médias à compressão dos prismas (3 blocos) por protótipo.

5.2.4 Paredinhas

Optou-se pelas paredinhas para a determinação dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson, longitudinais e transversais e, juntamente com os prismas, determinar a resistência à compressão da alvenaria. Não foram seguidas as recomendações da NBR 8949/1985 para os ensaios de paredes de alvenaria estrutural (1,20x2,60m), pois implicaria paredes de 13 fiadas (em escala reduzida 0,36x0,78m), acarretando gasto excessivo de unidades, de tempo e mão-de-obra de execução e a necessidade de uso do pórtico de reação. Adotaram-se as recomendações da RILEM (LUMB1-1991), construindo as paredinhas com seis fiadas de quatro blocos e ensaiando-as na prensa.

Na Figura 5.9, são mostrados os dois tipos de paredinhas utilizadas, as “normais” e as “laterais”. Observa-se que os dois tipos foram feitos da mesma forma, porém capeados paralelamente às juntas na base e no topo ou normalmente a estas, capeamento das faces laterais, para a determinação dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson nas direções normal e paralela às juntas, respectivamente.

Inicialmente, foram previstas três paredinhas por protótipo, totalizando doze espécimes, porém um acidente destruiu as três paredinhas do protótipo 01 durante o capeamento. Optou-se, então, por um número maior de espécimes e trabalhar com os valores médios obtidos.

Foram construídas e ensaiadas em uma prensa Shimadzu no LMCC - Laboratório de Materiais da Construção Civil – UFSC, nove paredinhas para medições normais às juntas e construídas e ensaiadas em uma prensa ENIC-MOE-100 no LMC - Laboratório de Materiais de Construção Civil – UEM – Maringá mais dez paredinhas sendo, seis para medições normais e quatro para medições paralelas às juntas. Observa-se que todos os espécimes foram construídos com os mesmos materiais (blocos, areia fina, cimento e cal) e ensaiados com o mesmo instrumento de medição *demec gauge*.

O “*Demec gauge*” é um instrumento para a medição de deformações, do tipo removível, ou de base móvel, desenvolvido pela *Cement and Concrete Association, U.K.* É disponível com comprimentos de medida base variando entre 5 e 200 cm. O instrumento consiste em uma barra de aço com dois pontos cônicos de assentamento nas extremidades, um fixo e o outro móvel (giro). Um relógio comparador fixo nesta barra de aço mede as deformações provocadas pelo giro do ponto de assentamento móvel.

Esses medidores são apropriados para ensaios em que os medidores não permanecem fixados aos corpos-de-prova. São aplicáveis principalmente a ensaios de deformações, que requerem leituras em várias idades, ou nos casos de medidas das deformações em vários pontos.

As medições são realizadas posicionando-se o medidor sobre pontos de referência (*demec points*: pequenos discos de aço com orifícios centrais para o posicionamento dos pontos cônicos de assentamento), chumbados ou colados à superfície dos corpos-de-prova com o auxílio de uma barra de fixação (gabarito). Para cada medida de deformação são necessários apenas dois discos de posicionamento podendo ser recuperados ao final do ensaio e reutilizados em outros experimentos



Figura 5.9 – Paredinhas para obtenção dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson nas direções normal e paralela às juntas.

Foi feito o mesmo capeamento usado para os blocos e prismas – uma argamassa de cimento com uma pequena quantidade de areia fina (1/4 em volume).

A argamassa de assentamento foi feita com o mesmo traço de cimento:cal:areia fina 1:0,4345:5,6938 em massa (1:1:6 em volume) com fator água/cimento igual a 1,69 (água/aglomerante igual a 1,18). Para as juntas horizontais e verticais adotou-se uma espessura média de 3,0 mm, coerente com o fator de escala 1:3,33 adotado para as unidades.

A leitura das deformações foi feita com o “demec gauge”, mostrado na Figura 5.10. Inicialmente, foram coladas as pastilhas com cola à base de cianoacrilato, com auxílio do gabarito. Em cada face foram coladas seis pastilhas sendo dois pares para as medições verticais e um par para a medição horizontal. A cada 10 kN, o carregamento era estabilizado para a leitura das seis deformações correspondentes à carga aplicada. Após a leitura das deformações correspondentes à carga de 70 kN, as pastilhas eram retiradas e o carregamento aplicado até a ruptura. A Figura 5.11 mostra o esquema de fixação das pastilhas e a 5.12 o ensaio das paredinhas carregadas normal e lateralmente.

Os dados referentes aos ensaios das paredinhas encontram-se no Anexo 3. A Tabela 5.7 condensa os resultados dos ensaios para as paredinhas carregadas normalmente e a Tabela 5.8 para as paredinhas carregadas lateralmente.

Para as paredinhas carregadas lateralmente (Figura 5.12b) foi adotado idêntico procedimento, com exceção dos patamares de leituras. Com a previsão de uma carga de ruptura em torno 50 kN, foram feitas leituras a cada 5 kN até a carga de 30 ou 35 kN, conforme o aparecimento de fissuras na paredinha, examinado visualmente.



Figura 5.10 – “Demec gauge” – instrumento e gabaritos de fixação das pastilhas.

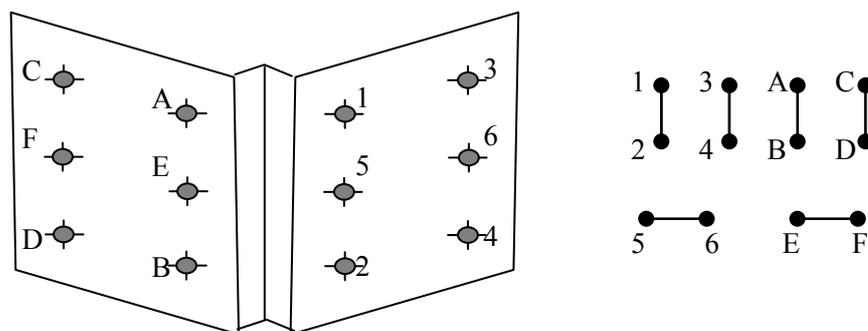


Figura 5.11 – Esquema de fixação das pastilhas nas paredinhas.



Figura 5.12 – Ensaio das paredinhas: a) normais b) laterais.

Para o módulo de deformação foram seguidas as recomendações da ACI 530-92 (1995) no intervalo entre 5 e 33% da tensão de ruptura. O coeficiente de Poisson foi determinado como a relação entre as deformações horizontais e verticais.

Nos ensaios feitos no LMCC-UFSC, as leituras das deformações horizontais foram inconsistentes fornecendo encurtamentos (deveriam ser alongamentos) na maioria dos ensaios, conforme apresentado na Figura 5.13 através das médias das leituras verticais 1-2/A-B e 3-4/C-D e da média das leituras horizontais 5-6/E-F. Em função desse problema, as leituras horizontais não foram utilizadas.

As Figuras 5.14 e 5.15 ilustram os resultados dos ensaios das paredinhas carregadas normalmente. A primeira mostra as deformações verticais normais às juntas e a segunda, as deformações horizontais paralelas às juntas. A Figura 5.16 mostra os resultados dos ensaios das paredinhas carregadas lateralmente

Tabela 5.7 – Paredinhas normais - resistência à compressão.

		Área cm ²	P _{Rupt.} kN	f _{pa.} MPa	E _{pa.} MPa	Poisson ν
LMCC – UFSC.	P01	148,26	168,00	11,33	-2844,7	-
	P02	144,73	148,70	10,27	-2828,9	-
	P03	152,46	225,80	14,81	-2571,7	-
	P04	146,37	149,10	10,19	-2531,5	-
	P05	149,94	91,80	6,12	-2501,2	-
	P06	146,08	169,10	11,58	-3709,1	-
	P07	146,50	140,60	9,60	-2921,9	-
	P08	148,57	136,60	9,19	-2203,3	-
	P09	145,67	141,80	9,73	-2385,4	-
	Médias	147,62	152,39	10,31	-2722,0	-
	D.P.	2,44	35,55	2,31	437,4	-
	C.V.%	1,65	23,33	22,37	16,1	-

Tabela 1.7 - Continuação

		Área	$P_{Rupt.}$	$f_{pa.}$	$E_{pa.}$	Poisson	
		cm ²	kN	MPa	MPa	ν	
LMC – UEM.	P01	149,64	102,40	6,84	-2876,9	-0,179	
	P02	150,78	94,00	6,23	-3049,2	-0,258	
	P03	149,82	97,40	6,50	-2529,4	-0,488	
	P04	148,51	100,20	6,75	-3966,3	-0,161	
	P05	149,40	126,40	8,46	-3455,2	-0,299	
	P06	148,93	87,80	5,90	-2759,5	-0,288	
	Médias	149,51	101,37	6,78	-3106,1	-0,279	
	D.P.	0,78	13,29	0,89	523,51	0,117	
	C.V.%	0,52	13,11	13,16	16,85	41,96	

UEM-UFSC	Méd Geral	148,38	131,98	8,90	-2875,61	-0,279
	D.P.Geral	2,13	38,14	2,56	495,14	0,117
	CV % Ger.	1,44	28,90	28,72	17,22	41,96

Tabela 5.8 - Paredinhas laterais - resistência à compressão

		Área	$P_{Rupt.}$	$\sigma_{Rupt.}$	E_p	Poisson	
		cm ²	kN	MPa	MPa	ν	
LMC – UEM.	PL1	147,84	53,60	3,63	-1816,8	-0,303	
	PL2	146,16	43,00	2,94	-1700,8	-0,150	
	PL3	147,97	34,80	2,35	-1813,1	-0,876	
	PL4	146,08	43,40	2,97	-1630,4	-0,482	
	Médias	147,01	43,70	2,97	-1740,3	-0,453	
	D.P.	1,03	7,70	0,52	90,90	0,313	
	C.V.%	0,70	17,62	17,60	5,22	69,11	

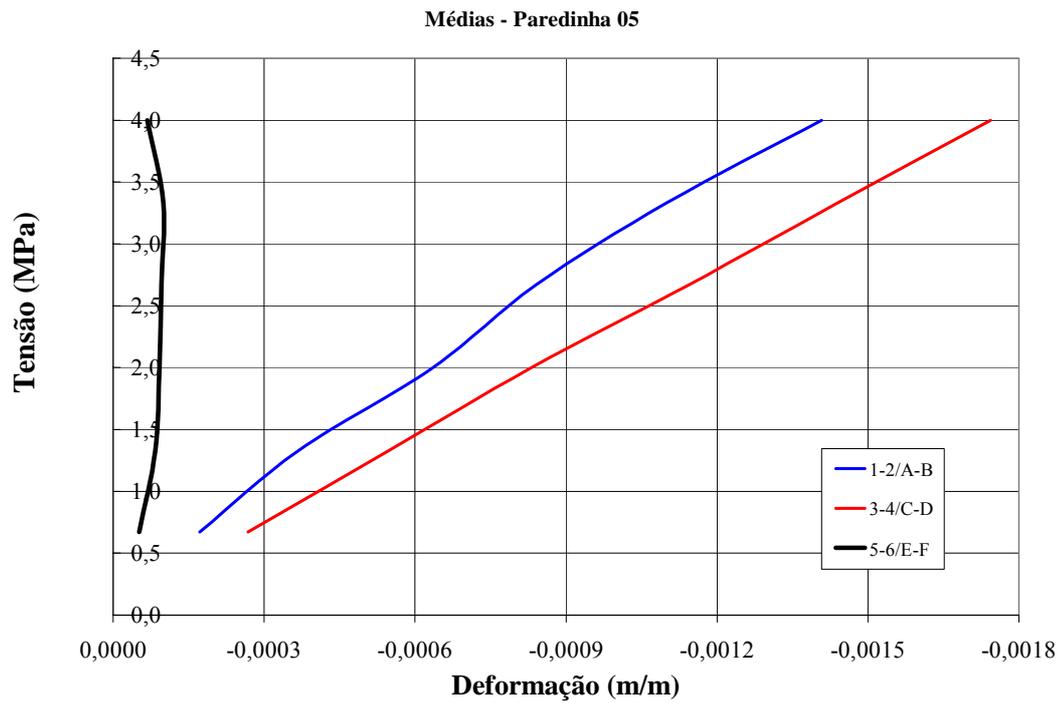


Figura 5.13 – Paredinhas normais – Leituras inconsistentes das deformações horizontais (5-6/E-F).

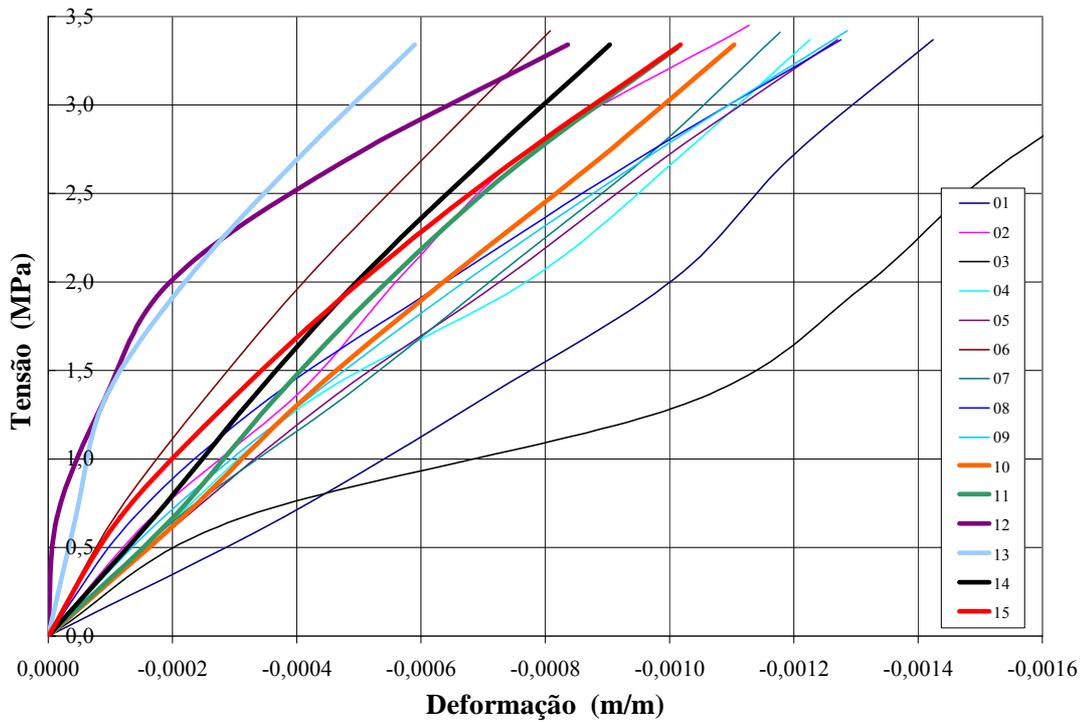


Figura 5.14 – Diagramas tensão x deformação normal às juntas, das paredinhas normais.

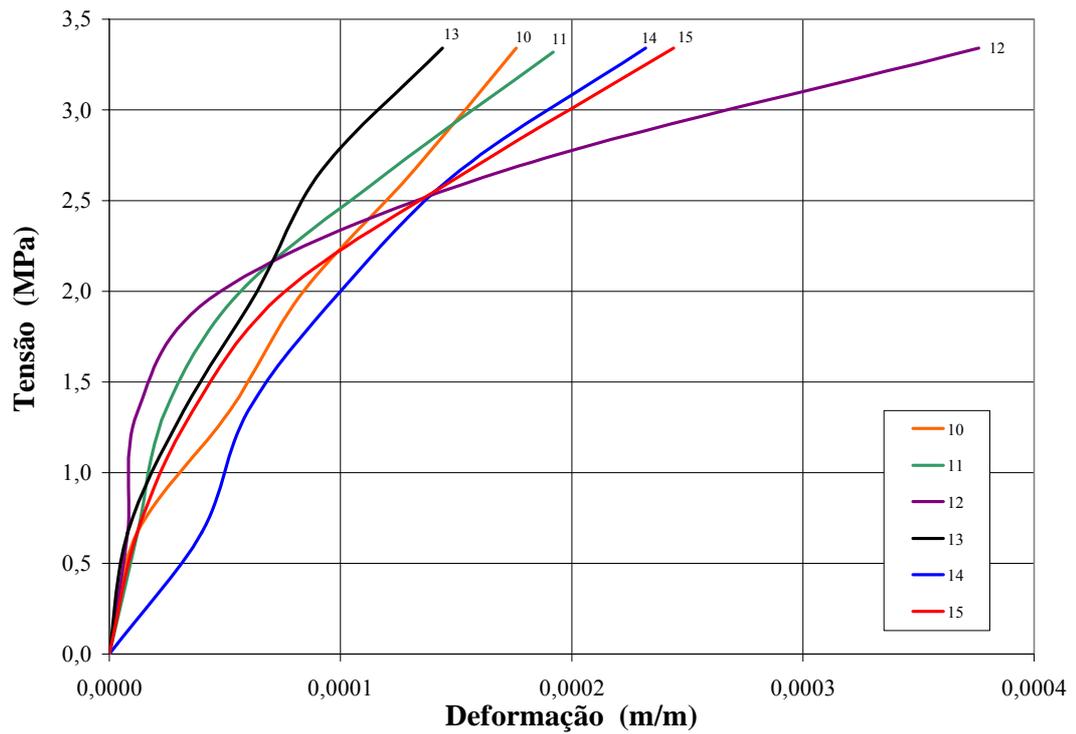


Figura 5.15 – Diagramas tensão x deformação paralelo às juntas, das paredeiras normais

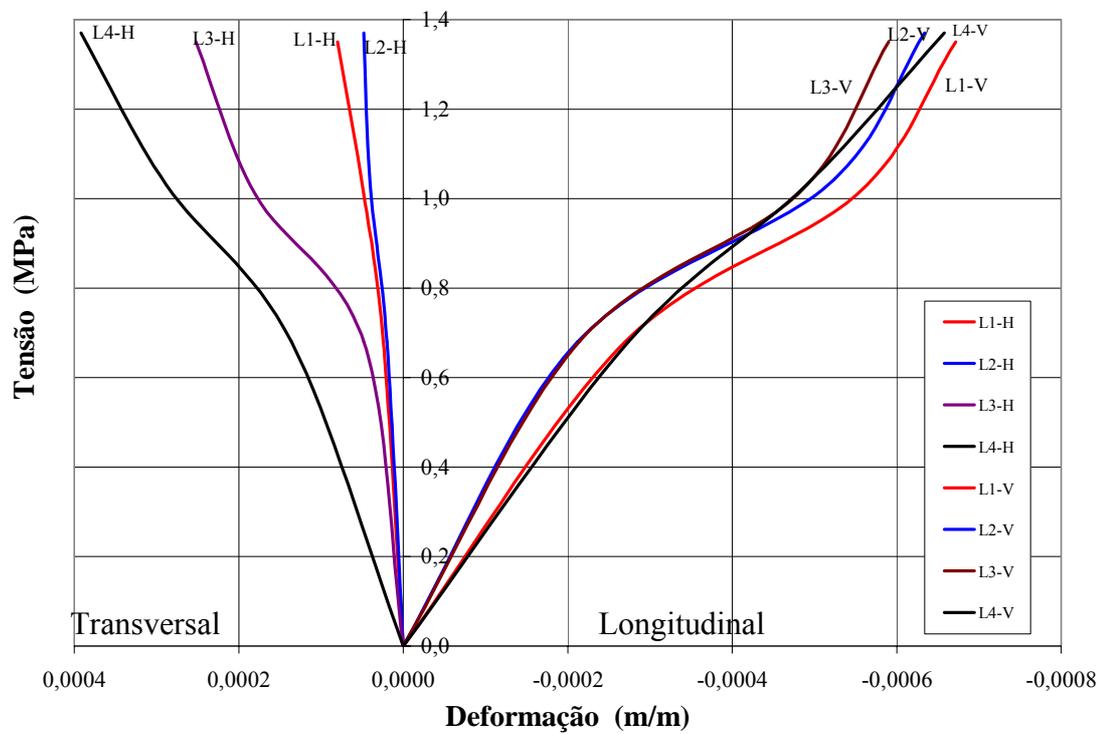


Figura 5.16 – Diagramas tensão x deformação normal e paralelo às juntas, das paredeiras laterais.

Os problemas encontrados para a determinação das deformações horizontais e, conseqüentemente, para a determinação do coeficiente de Poisson podem ter como causa uma série de fatores, podendo-se citar entre os principais as características do material, as dimensões reduzidas das paredinhas ($\approx 36 \times 36$ cm) e a base de medida (20 cm).

Capuzzo (2005 – p.144/52) relata problemas similares aos aqui encontrados. Em seu trabalho, cita a grande dispersão dos valores encontrados, a obtenção de módulo de deformação da paredinha superior ao do bloco e, para as paredinhas carregadas na direção paralela às juntas de assentamento, deformações horizontais superiores às verticais.

5.3 Análise experimental – modelagem da estrutura

Para se ter uma ordem de grandeza do carregamento na parede e a obtenção de parâmetros para a adoção do modelo experimental, considerou-se um edifício sobre pilotis, em alvenaria estrutural, com dez pavimentos, sendo o primeiro piso uma estrutura em concreto armado, composta de lajes, vigas e pilares (Figura 5.17). A adoção dos dez pavimentos, como parâmetro de carregamento, deveu-se à necessidade de tensões na alvenaria que possibilitassem a medição das deformações provocadas.

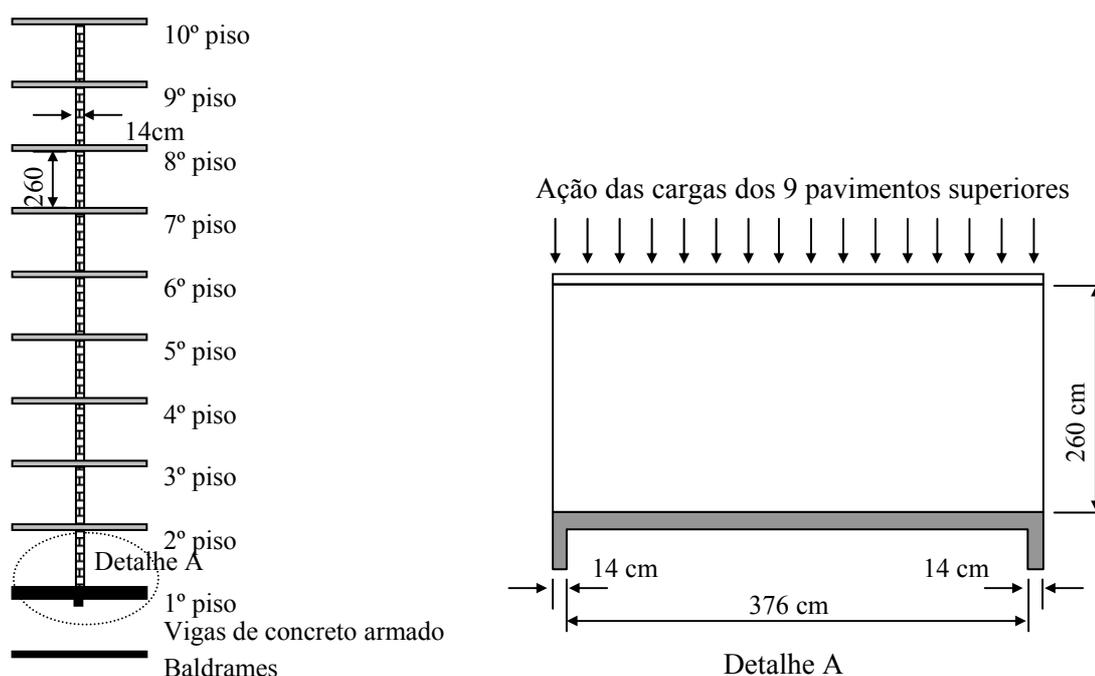


Figura 5.17 Esquema do carregamento adotado.

5.3.1 Hipótese de cargas

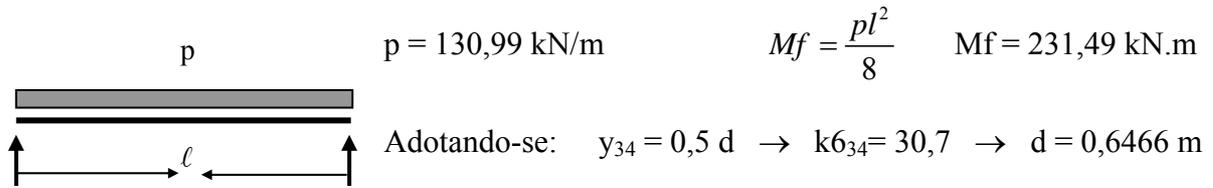
Para o carregamento do modelo usou-se como parâmetro o carregamento de uma estrutura real, sendo considerado o carregamento padrão em edifícios, conforme disposto na NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de estruturas de edifícios.

A carga total por metro linear, aplicada na parede, depende de uma série de variáveis, características de cada caso. Como exemplos, citam-se as aberturas nas paredes e o efeito de outras solicitações, como a ação do vento etc. Para este estudo essas variáveis não foram consideradas, visto que o objeto do estudo é uma solicitação genérica em uma parede apoiada em uma viga de concreto, que em função destas solicitações se deformará, provocando na parede o efeito arco.

Adotando-se dez pisos e considerando-se que a laje do primeiro piso descarrega diretamente na viga de concreto, foi considerado o carregamento correspondente a nove pavimentos. Observa-se que o carregamento adotado é uma aproximação para simples referência. Por isso, considerou-se para o décimo pavimento a mesma carga dos demais. No caso do pré-dimensionamento da viga, o seu peso próprio foi agregado ao carregamento total aplicado e foram considerados os nove pavimentos, pois a parede sobre a viga já foi considerada no 10º piso. Para efeito das simulações numérica e experimental, o peso próprio da viga e o peso da parede apoiada na mesma foram associados, respectivamente, à viga e à parede sendo aplicado na parede o carregamento correspondente aos nove pavimentos. Em ambas as situações, o carregamento foi aplicado apenas no topo da parede em análise, sobre a viga bi-apoiada.

5.3.2 Pré-dimensionamento da viga de concreto

Para a consideração de carregamento máximo supõem-se painéis de laje armados em uma direção, simplesmente apoiados. Para efeito de estimativa das cargas adotou-se para a viga uma área de influência quadrada com lado igual a 3,90 m. Para a viga bi-apoiada estimou-se uma largura $b_w = 0,14\text{m}$. As dimensões de projeto de centro a centro da viga foram adotadas como 3,76 m (3,90 – 0,14 m). Os carregamentos utilizados podem ser vistos nas Tabelas 5.9, 5.10 e 5.11.



Adotado $h = 0,70 \text{ m}$ e $d = 0,65 \text{ m}$ $K_6 = 30,76$ $K_3 = 0,429$ $A_s = 15,28 \text{ cm}^2$

Por precaução, no pré-dimensionamento verificou-se o esmagamento das bielas de compressão do concreto, conforme disposto na NBR 6118 (2003)

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_{sk} = 1,4 \cdot V_{sk} \leq V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

onde: V_{sd} = esforço cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{sk} = esforço cortante característico (na caso, o máximo);

$V_{Rd2,1}$ = esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, modelo de cálculo 1;

f_{ck} = valor característico da resistência do concreto à compressão (em MPa);

f_{cd} = valor de cálculo da resistência do concreto à compressão (em kN/m²).

$$V_{sd} = 344,768 \text{ kN} \quad V_{Rd2,1} = 392,12 \text{ kN} \quad V_{sd} = 87,93 \% V_{Rd2,1} \therefore \text{OK.}$$

$$\text{Área de contato da carga aplicada com a parede} = 0,5264 \text{ m}^2.$$

$$\text{Tensão aplicada na área de contato carga/parede} = 935,65 \text{ kN/m}^2.$$

Este seria o pré-dimensionamento convencional da viga de concreto armado. Trata-se de uma seção muito grande, considerando-se que a relação altura/vão (18,62 %) se assemelha à de uma viga de transição que normalmente tem essa relação entre 15 e 20%. Para a tensão aplicada na área de contato, incluiu-se o peso próprio para facilitar a transposição para o cálculo em escala reduzida.

b) Modelo em escala reduzida

b1) Cálculo convencional (pré-dimensionamento).

Ramalho (1960 – p. 09) observa: “...Um dos fatores mais importantes, quando se reduz a escala geométrica, é a diminuição, na razão do quadrado daquela, da escala de forças a aplicar.” Isto posto, adotada a escala 1:3,333, presume-se que a carga por metro linear e a carga total aplicadas na viga serão, respectivamente, iguais a 0,3 e 0,09 das aplicadas na estrutura real.

Como correlação entre a estrutura real e o modelo adotou-se como parâmetro a mesma tensão aplicada, visto que as dimensões do modelo sofreram pequenos arredondamentos.

Tensão aplicada na área de contato (mantida) = $935,65 \text{ kN/m}^2 = 0,93565 \text{ MPa}$

$b_{wp} = 0,0420 \text{ m}$ vão = $1,128 \text{ m}$ Área de Contato da Carga / Parede = $0,04738 \text{ m}^2$

carga total aplicada = $44,33 \text{ kN}$ implicando $39,30 \text{ kN/m}$ (3930 kg/m)

Momento na viga = $M_f = 6,251 \text{ kN.m}$

Conforme escala de redução prevista (1:3,33) adota-se $b_{wv} = 0,051 \text{ m}$.

Adotando-se $K_{y34} = 0,5 d \rightarrow k_{634} = 30,7$ $d = 0,19,40 \text{ m}$

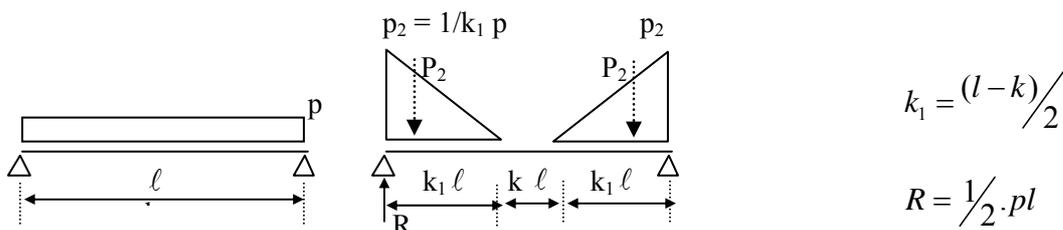
adotado $h = 0,21 \text{ m}$ $A_s = 1,38 \text{ cm}^2$.

$V_{sd} = 31,03 \text{ kN}$ $V_{Rd2,1} = 35,11 \text{ kN}$ $V_{sd} = 88,39 \% V_{Rd2,1} \therefore \text{OK.}$

O protótipo e modelo mantiveram as mesmas características com a escala adotada.

b2) Cálculo considerando o efeito arco (pré-dimensionamento)

Estimativa para dimensionamento da viga sob a ação do efeito arco.



$$Mf = \frac{1}{4} p l^2 - p l^2 \left(\frac{l}{2} - \frac{1}{3} K_1 l \right)$$

$$Mf = \frac{k_1}{6} p l^2$$

$$\text{vão} = 1,128 \text{ m} \quad b_{wv} = 0,051 \text{ m} \quad p = 39,30 \text{ kN/m} \quad y_{34} = 0,5 \text{ d (adotado).}$$

$$\text{Adotando-se } y_{34} = 0,5 \text{ d} \quad k_{634} = 30,7 \text{ e } k_{334} = 0,429$$

				$p_2=k_3p$	$Mf =$		$H_v =$	$A_s =$
$K =$	$k_1 =$	$P_2 =$	$p_2 =$	k_3	kN.m	$d_v =$	cm	cm^2
0,35	0,325	22,165	120,923	3,077	2,7086	12,769	14,369	0,910
0,40	0,300	22,165	131,000	3,333	2,5002	12,268	13,868	0,874
0,45	0,275	22,165	142,909	3,636	2,2919	11,746	13,346	0,837
0,50	0,250	22,165	157,200	4,000	2,0835	11,199	12,799	0,798

A consideração do efeito arco com a concentração dos esforços próximos aos apoios resulta numa redução substancial do momento fletor e, conseqüentemente, da altura da seção. A carga total aplicada continua a mesma, ou seja, o esforço cortante solicitante de cálculo na seção (V_{sd}) é o mesmo do exemplo pelo cálculo convencional, porém o esforço cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}), sofre uma redução proporcional à da altura da seção. Em síntese: a redução da seção possibilitada pelo efeito arco é restringida pelo esmagamento das bielas de concreto.

O cálculo convencional resultou em $V_{sd} = 31,0313$ e $V_{Rd2,1} = 35,11$ kN, ou seja, $V_{sd} = 0,884 V_{Rd2,1}$. Fazendo $0,884 K = 1$ para $V_{sd} = V_{Rd2,1}$, tem-se o coeficiente K igual a 1,1314, que seria o limite de redução para a altura útil ($d_v \geq 0,1715$ m) e, conseqüentemente, da altura ($h_v \geq d_v + 0,016 = 0,1875$ m), ou seja, consegue-se uma redução de $\approx 10,73\%$, o que é pouco significativo, visto que a redução de momentos fletores possibilita reduções de altura da ordem de $\approx 40\%$.

Reduções maiores de altura são possíveis com o aumento proporcional da largura. Para $V_{sd} = V_{Rd2,1}$, o produto $b_{wv} \times d_v$ deve ser igual a 0,008744725. O quadro a seguir fornece algumas opções para $b_{wv} \times d_v$. Para a altura útil, foi suposto $h_v = d_v + 0,016$ m e, na coluna da direita, são apresentados os valores de b_w em escala real (1:1).

$h_v (1:3,33) - (m)$	$d_v (1:3,33) - (m)$	$b_{wv} (1:3,33) - (m)$	$b_w (1:1) - (m)$
0,170	0,154	0,0568	0,189
0,160	0,144	0,0607	0,202
0,155	0,139	0,0629	0,210
0,150	0,134	0,0653	0,218
0,145	0,129	0,0678	0,226
0,140	0,124	0,0705	0,235

Visto que as hipóteses da distribuição das cargas triangulares são conservadoras para o efeito arco, adota-se a $k = 0,5 \ell$, que provoca um momento fletor igual a 2,0835 kN.m.

Adotando-se para as dimensões da seção $b_{wv} = 0,068$ m e $h_v = 0,145$ m ($d_v \approx 0,129$ m), obtém-se $A_s = 0,693$ cm² (2 ϕ 6,3 + 1 ϕ 5,0 ou 4 ϕ 5,0 mm).

5.3.3 Verificação do modelo proposto, conforme Davies e Ahmed (1978)

Parede	$f_{bk} = 4,00$ MPa	$H = 0,78$ cm	
	$E_w = 3600,00$ MPa	$t = 0,042$ m	$L = 1,128$ m
Viga	$f_{ck} = 20,0$ MPa	$E_b = 31994,7$ MPa	$b_w = 0,068$ m
	$H_v = 0,145$ m	$L = 1,128$ m	$I = 1,7276 \cdot 10^{-3}$ m ⁴

O parâmetro de rigidez de flexão é dado por $R = \sqrt[4]{\frac{H^3 t E_w}{I E_b}}$, $R = 3,3754$

Concentração de tensão vertical na parede, $H/L = 0,691$

Graficamente se obtém $\alpha = 0,344$ $\beta = 1,43$ $\gamma = 0,0608$ e $f_{max}/f_{av} = 5,80$

Fator de concentração de tensões (analítico): $C = (1 + \beta R)$ $C = 5,827$

Aproximadamente igual ao valor 5,80 encontrado graficamente.

Tensão vertical máxima na parede: $f_m = \frac{W}{Lt}(1 + \beta R)$

$$f_{\max} = 123,0 \text{ vezes a carga total aplicada na parede} = 5452,05 \text{ kN/m}^2 = 5,452 \text{ MPa}$$

Parâmetro de rigidez axial relativo: $K = \frac{HtE_w}{AE_b}$ $K = 0,374$

Força axial máxima na viga: $T = W(\alpha - \gamma K)$ $T = 14,23 \text{ kN} = 1,423 \text{ tf}$

Comprimento de contato da distribuição de tensão vertical: $l_v = \frac{L}{(1 + \beta R)} = 0,194 \text{ m}$

Comprimento de contato da tensão de cisalhamento horizontal: $l_s = \frac{2L}{(1 + \beta R)} = 0,388 \text{ m}$

Tensão máxima de cisalhamento $\tau_m = \frac{W(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{Lt} = 1751,5 \text{ kN/m}^2$ (1,75 MPa)

Como $R \leq 5$, tem-se viga rígida $\therefore r = 0,2$ e $\lambda = 0,25$

O momento central $M_c = \frac{WL - 2,5Wd(\alpha - \gamma K)(1 + \beta R)}{5(1 + \beta R)} = 0,7977 \text{ kN.m}$ (7,977 tf.cm)

e o momento máximo $M_m = \frac{WL - 10Wd(\alpha - \gamma K)}{5(1 + \beta R)} = 1,0857 \text{ kN.m}$ (10,857 tf.cm)

A deformação vertical devido ao carregamento triangular é determinada por:

$$\delta_v = \frac{WL^3(3 + 10\beta R + 5\beta^2 R^2)}{240E_b I(1 + \beta R)^3} = 0,0004 \text{ m} = 0,407 \text{ mm}$$

A deformação vertical (para cima) causada pela força horizontal de cisalhamento na interface parede/viga:

$$\delta_H = \frac{WL^2 d(\alpha - \gamma K)}{24E_b I} = 0,00017 \text{ m} = 0,176 \text{ mm}$$

A deformação central do painel devido ao efeito de cisalhamento (coeficiente de Poisson = 0).

$$\delta_R = \frac{WL^3(3+10\beta R+5\beta^2 R^2)}{240E_b I(1+\beta R)^3} + \frac{3WL}{10E_w Ht} - \frac{WL^2 d(\alpha - \beta K)}{24E_b I} + \frac{1}{384} \frac{W_b L^3}{E_b I} = 0,00036 \text{ m}$$

onde se considerou nulo o último termo, relativo ao peso próprio da viga.

5.3.4 Análise dos resultados do pré-dimensionamento

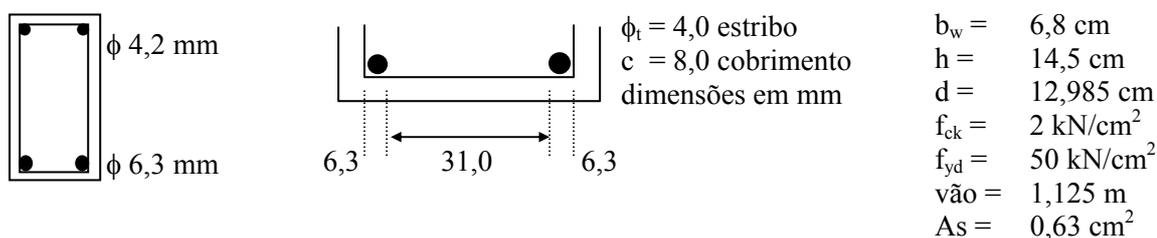
Nos três pré-dimensionamentos anteriores, foram obtidos:

	Mf (kN.m)	b _w (cm)	h (cm)	As (cm ²)
cálculo convencional	6,251	5,1	21,0	1,382
efeito arco - cargas triangulares	2,084*	6,8	14,5	0,604
efeito arco – Davies e Ahmed	1,086	6,8	14,5	0,289

* Conforme mencionado anteriormente, esta hipótese é conservadora. A adoção da base do triângulo (K_1l) em 25% do vão (0,282 m) é bastante superior à área de contato determinada pela metodologia de Davies e Ahmed ($lv = 0,171 \text{ m} \approx 15 \% \text{ do vão}$).

A consideração do efeito arco pela metodologia de Davies e Ahmed fornece uma substancial redução do momento fletor e, embora a redução de altura correspondente a essa redução seja limitada pelo esmagamento das bielas comprimidas de concreto (cisalhamento), a adoção de alturas maiores que as possibilitadas pelo efeito arco resultam em uma substancial redução de armadura de tração (flexão). Observa-se que a seção 6,8x14,5 cm em relação à seção 5,1x21 cm apresenta um aumento de 33,3 % na largura e reduções de 31 % na altura e de 8 % no volume por metro linear.

5.3.5 Verificação da seção adotada para as condições de projeto e ensaio



Situação de Projeto

$$\gamma_c = \gamma_f = 1,4 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\text{Eq. 01 - } 0,85 f_{ck} b_w y = A_s \sigma_s \quad y = 3,317 \text{ cm} \quad k_y = 0,255 \quad k_x = 0,319$$

$$\text{Eq. 02 - } 0,85 f_{ck} b_w y (d - y/2) = \gamma_f M_f \quad M_f = 221,6 \text{ kN.cm} = 2,216 \text{ kN.m}$$

$$M_f = \frac{p \ell^2}{8} \rightarrow p = \frac{8M_f}{\ell^2} \quad p = 15,758 \text{ kN/m} \quad \text{Carga uniformemente distribuída.}$$

$$M_f = \frac{k_1}{6} p \ell^2 \quad K1 = 0,25 \quad p = 42,022 \text{ kN/m} \quad \text{Carga triangular}$$

Situação de Ensaio

$$\gamma_c = \gamma_f = 1,0 \quad \gamma_s = 1,0 \quad f_m = f_{ck} + 1,65 S_d = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Eq. 01 - } 0,85 f_m b_w y = A_s \sigma_s \quad y = 2,339 \text{ cm} \quad K_y = 0,18$$

$$\text{Eq. 02 - } 0,85 f_m b_w y (d - y/2) = \gamma_f M_f \quad M_f = 372,19 \text{ kN.cm} = 3,722 \text{ kN.m}$$

$$\text{Carga uniformemente distribuída. } M_f = \frac{p \ell^2}{8} \rightarrow p = \frac{8M_f}{\ell^2} \quad p = 26,467 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga total } P = 29,78 \text{ kN} \quad (2,98 \text{ tf})$$

$$\text{Carga triangular } M_f = \frac{k_1}{6} p \ell^2$$

$$K1 = 0,25 \quad p = 70,578 \text{ kN/m} \quad \text{Carga total } P = 79,400 \text{ kN} \quad (7,940 \text{ tf})$$

$$K1 = 0,20 \quad p = 88,222 \text{ kN/m} \quad \text{Carga total } P = 99,250 \text{ kN} \quad (9,925 \text{ tf})$$

A carga de ruptura deverá estar entre 80 e 100 kN (8 e 10 tf).

A forma e detalhamento da armadura da base de concreto são apresentados na Figura 5.18.

Armação da base de concreto

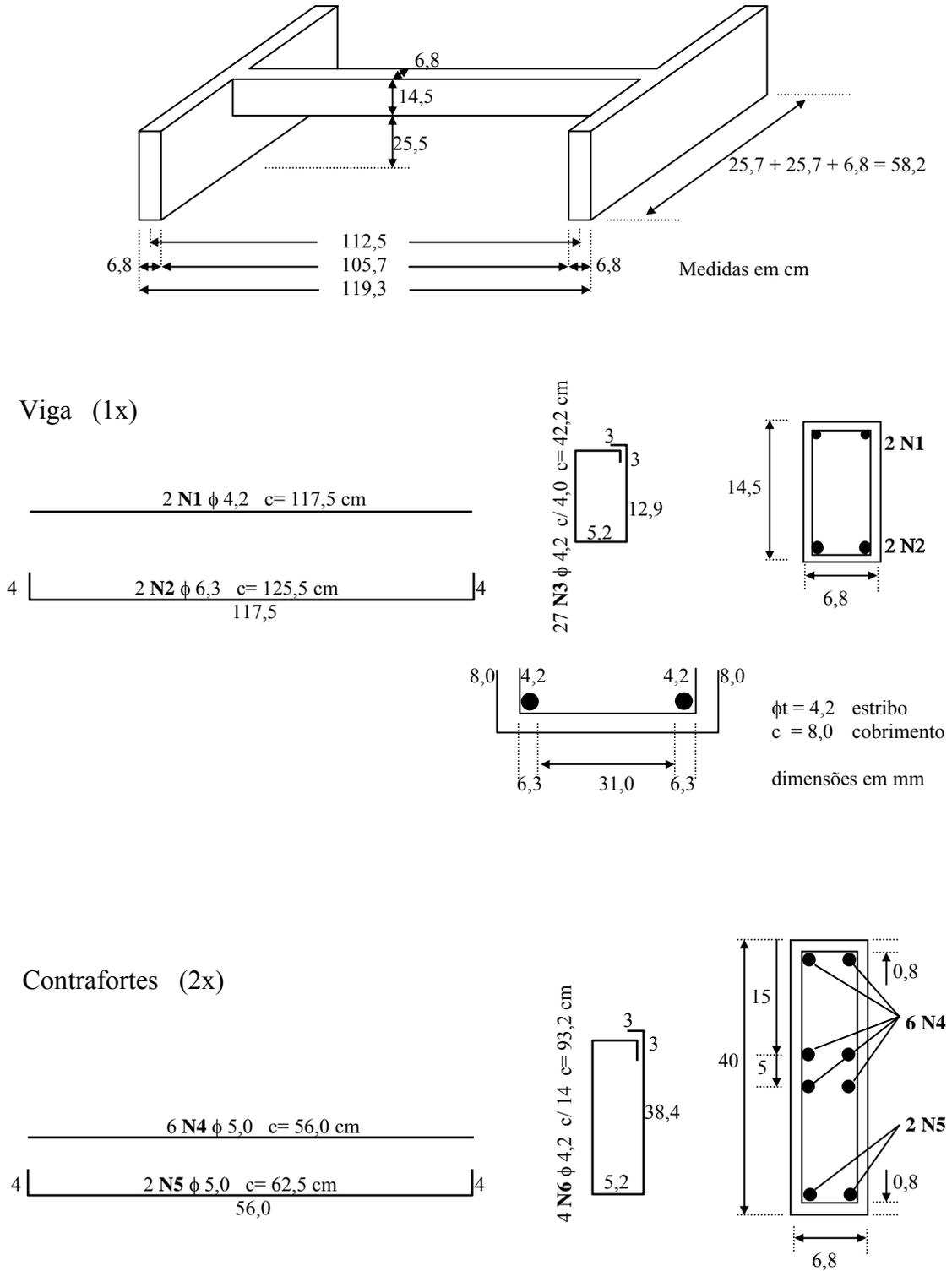


Figura 5.18 Forma e armação da base de concreto.

5.3.6 Pré-análise numérica

Para a estimativa das tensões utilizou-se o aplicativo SAP2000 v.7.21, adotando-se o elemento sólido. Foram calculadas duas estruturas: a parede/viga isolada e a com contrafortes. Para que a única diferença entre as duas estruturas fossem os contrafortes de alvenaria, foi usada a mesma estrutura de apoio (viga de concreto), conforme mostrado na Figura 5.18.

A opção pela base com formato em I buscou, além da simetria, simular a continuidade da estrutura e, facilitar o transporte do modelo do seu local de execução ao local de ensaio. Com a simetria, busca-se eliminar a ocorrência de cargas excêntricas atuando na base de apoio.

Sobre esta base foram levantadas as paredes com e sem contrafortes. Nas Figuras 5.19 e 5.20, são apresentadas as primeiras e segundas fiadas das paredes com e sem contrafortes, respectivamente, observando que o painel frontal é comum a ambas.

5.3.7 Adoção do modelo de parede com contrafortes

Em alvenaria estrutural, as paredes podem ser consideradas sem flanges (contrafortes), como painéis isolados, ou mais comumente associadas aos flanges na forma de “C”, “L”, “T”, “I” ou “Z”.

Com o modelo adotado, pretendeu-se, dentro do possível, manter as características estruturais da parede, enquanto parte da estrutura. Porém a discretização da estrutura tem como consequência, ou realça, efeitos e esforços não existentes ou pouco significativos na estrutura real. Uma pré-simulação numérica dessas paredes apoiadas na base de concreto para visualização da estrutura deformada mostra, como previsto, que o deslocamento da parede em “C”, ou rotação da parede em “Z” ou “L” dos eixos principais de inércia, tornam excêntrico o carregamento sobre as mesmas. Conseqüentemente, tem-se a ocorrência de esforços torçores alterando e distorcendo os esforços nas faces do painel e dos contrafortes (Figura 5.21).

Dentre as seções possíveis dos painéis com flanges, restaram as seções em “I”, simétrica em relação a ambos os eixos e a seção em “T”, com assimetria em relação ao eixo y. Essa pré-análise numérica realizada traz como subsídio uma noção do comportamento da distribuição das tensões na parede sob a ação do efeito arco.

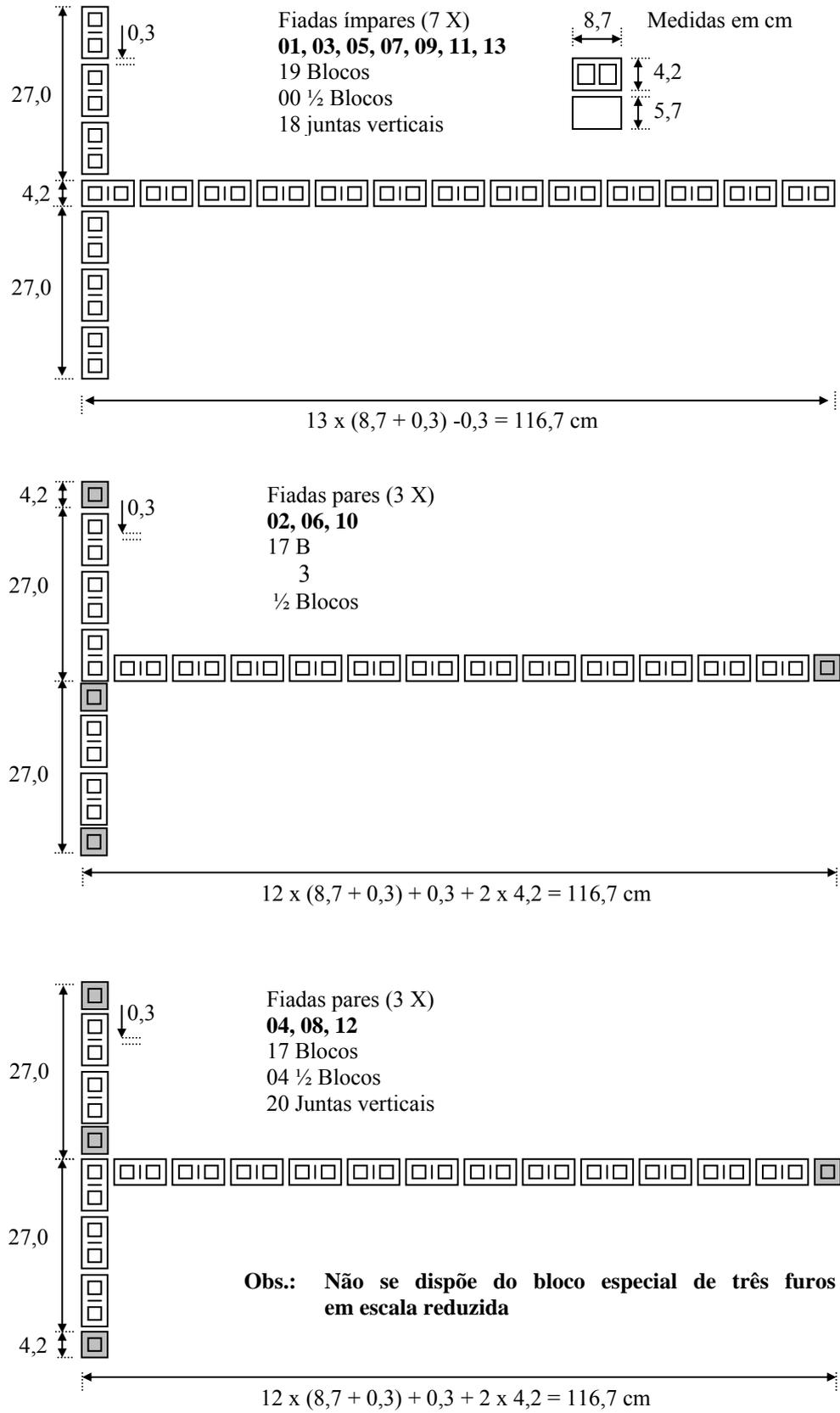


Figura 5.19 – Esquema das fiadas do modelo – com contrafortes

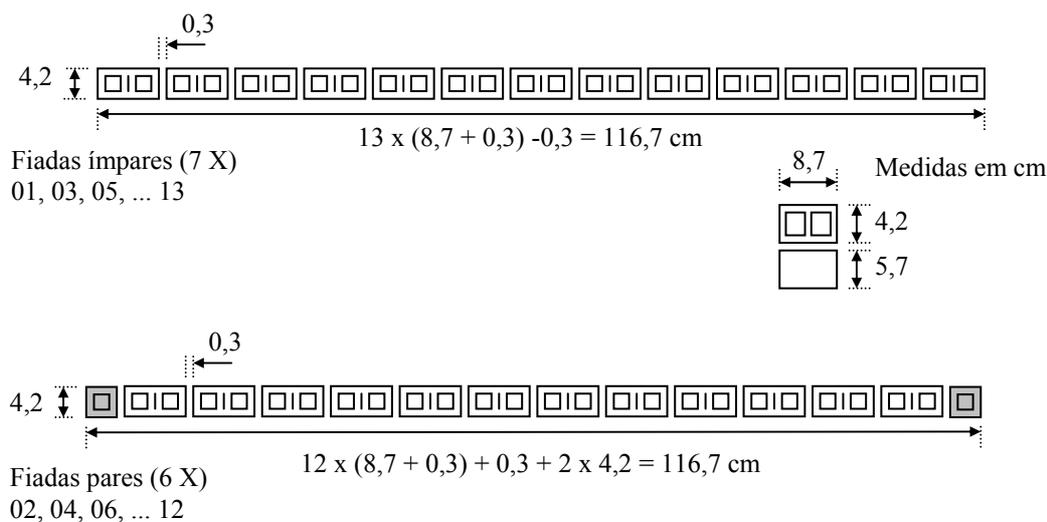


Figura 5.20 – Esquema da primeira e segunda fiada do modelo – sem contrafortes

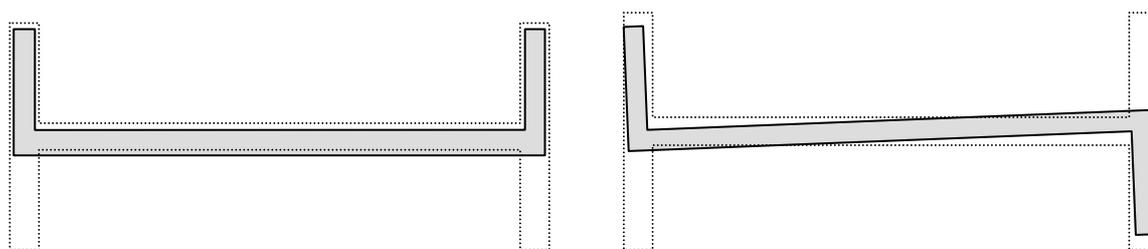


Figura 5.21 – Deformadas (topo) de uma parede em “C” e uma em “Z”

A Figura 5.22 mostra o resultado da pré-análise sobre a distribuição de tensões nas paredes em I e T. Enquanto no painel sem contrafortes a ação do efeito arco é bem caracterizada, com a concentração das tensões nas laterais inferiores do painel e redução na região central inferior do mesmo, na parede em “T” a ação dos contrafortes em ambas as laterais, absorvendo as tensões deslocadas para as laterais da parede, praticamente descaracterizam a ação do efeito arco. A parede em “T” apresenta um comportamento misto: na lateral contraventada, apresenta na pré-análise numérica tensões muito pequenas, similares às do painel em “I” e, na lateral não contraventada, tensões bem maiores, similares às da parede isolada.

Dentre as seções “T” e “I”, fez-se a opção pela primeira. Além de o painel em “T” isoladamente possibilitar a análise das laterais com e sem contraforte, permite, quando comparado com o painel isolado, a análise deste com os esforços em ambas as laterais do painel em “T”. Não menos importante, há que se considerar a leitura das deformações no experimento; no painel em “T”, essa leitura é mais fácil e de maior amplitude.

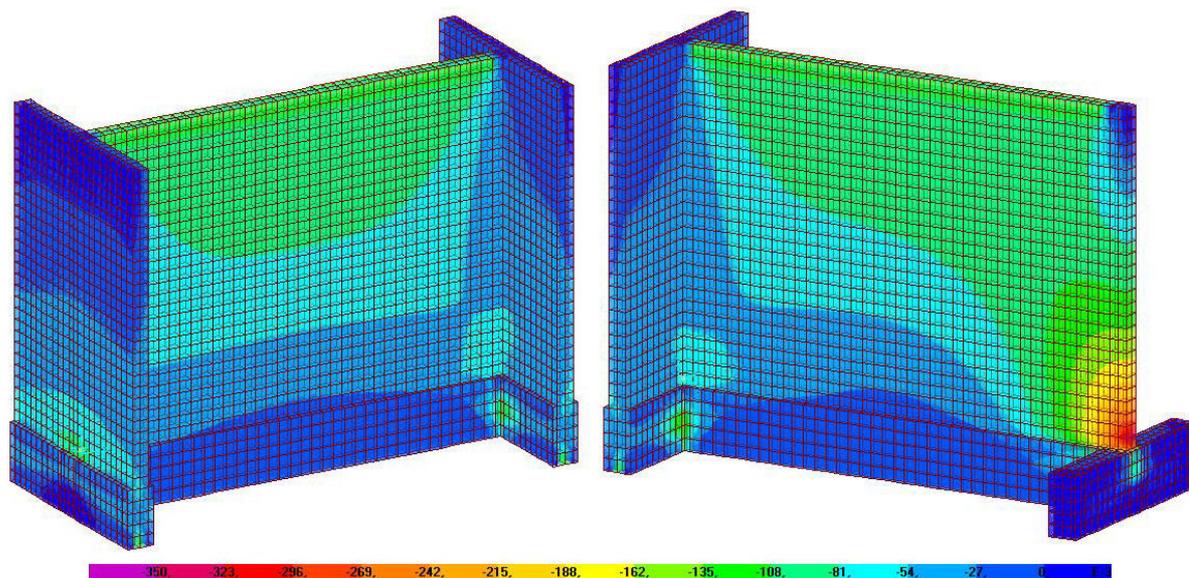


Figura 5.22 – Pré-análise – distribuição de tensões verticais S33 nas paredes em “I” e em “T”.

Há que se ponderar que a simulação numérica considera a junção contraforte/painel monolítica, enquanto na estrutura a amarração não apresenta essa monoliticidade. A análise experimental deve mostrar essa diferença e, provavelmente, reduzir a absorção de tensões pelo contraforte.

Observa-se que o carregamento foi aplicado no topo da parede, considerando a área de influência dos nós. Dessa forma, o alinhamento central de nós recebeu 50% da carga total e os alinhamentos externos, 25% cada. Os três alinhamentos de nós comuns aos contrafortes e o alinhamento próximo a este não tiveram cargas aplicadas. Com esse procedimento, também adotado para a outra extremidade e para o painel sem flanges, buscou-se não contaminar a transmissão de esforços da parede para os contrafortes. A figura 5.23 ilustra a aplicação das cargas.

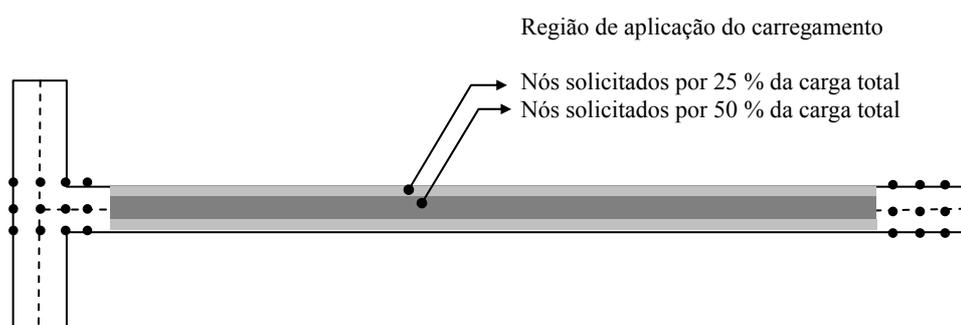


Figura 5.23 – Região de aplicação das cargas na parede

5.4 Análise experimental – protótipos

Conforme descrito para a análise experimental, foram desenvolvidos quatro experimentos: dois protótipos com contrafortes e dois sem contrafortes.

Os quatro protótipos foram executados pelo mesmo pedreiro, com o auxílio de nível de bolha, prumo de pedreiro e fios para o alinhamento das fiadas. Foram executadas uma média de quatro fiadas por dia, de acordo com a disponibilidade do pedreiro, nos protótipos com flanges e uma média de quatro e meia fiadas/dia nos protótipos sem flanges, totalizando uma média de quatro e três dias, para primeiro e segundo caso, respectivamente.

Para a base de concreto, foi utilizada apenas uma única forma de compensado naval, que após cada desforma, era limpa com espátula, pincelada com desmoldante e montada com parafusos auto atarrachantes. Durante as concretagens, foi determinado o “slump” (ensaio de abatimento) do concreto e retirados os espécimes para ensaios de caracterização. A Figura 5.24 mostra a forma utilizada, antes e após concretagem.

O transporte final até o pórtico de reação foi feito manualmente, com o auxílio de ferros colocados nos quatro furos deixados nas bases de concreto. O transporte foi feito por cinco pessoas, sendo quatro para levantar e deslocar o modelo (uma em cada barra de ferro) e uma para garantir o deslocamento do modelo na vertical, evitando o seu tombamento. O uso da ponte rolante dentro do laboratório foi dispensado, para se evitar que deslocamentos bruscos danificassem o modelo.



Figura 5.24 – Base de concreto a) forma com a armadura e, b) após a concretagem.

A concretagem das bases foi feita nas instalações do LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil e aos sete dias transportadas para o LEE – Laboratório de Experimentação

de Estruturas (Figura 5.25a), onde foram colocadas no local para a execução da alvenaria (Figura 5.25b).

As paredes de alvenaria foram executadas por um único funcionário (Figura 5.26), no transcorrer de três a quatro dias, e capeadas com uma argamassa de cimento e areia (1:3). No modelo 1, foi usado sobre o capeamento uma tira de neoprene de 1,5 cm de espessura e, por este procedimento não ter apresentado bom desempenho, nos ensaios subseqüentes foi colocada uma ripa de compensado naval de 1,0 cm de espessura.



Figura 5.25 – Transporte da base de concreto: a) do LMCC para o LEE, b) dentro do LEE.



Figura 5.26 – Execução da alvenaria (LEE) – protótipos 1 e 2 prontos e o 3 em execução.

Os experimentos foram conduzidos nas instalações do LEE – Laboratório de Experimentação de Estruturas da UFSC, utilizando um pórtico de ensaio com capacidade de 20 toneladas força, célula de carga para 20 toneladas força e um sistema de aquisição de dados HBM, Spider 8 com o uso do aplicativo CATMAN da própria HBM. A Figura 5.27 mostra o sistema de aquisição de dados com dois Spider 8. Nesta figura, vê-se ao fundo o protótipo 3 pronto para ensaio e, à direita, as manoplas de carga e descarga do pórtico de reação.

Para a medição das deformações na parede foram utilizados quatro transdutores indutivos de deslocamentos e seis “strain gauges”, fixados nos blocos da primeira fiada em ambos os lados da parede. Nos painéis com flange, foi usado um transdutor indutivo de deslocamento em cada flange. Para a determinação da deflexão da viga foi utilizado um transdutor indutivo de deslocamento no experimento 1 e um relógio comparador Mitutoyo (digital) no experimento 4. A Figura 5.28 mostra o posicionamento da instrumentação, os “strain gauges” e os transdutores utilizados nos experimentos.

No modelo 1 foi usado um transdutor de haste destacável que, por apresentar problemas, foi substituído, no modelo 4, pelo transdutor usado para medir a deflexão da viga e este substituído pelo relógio comparador.

Para todos os protótipos, a tensão média correspondente à carga aplicada foi considerada em relação à primeira fiada de blocos da parede sem contraventamento, correspondente à área de $490,0 \text{ cm}^2$ ($\approx 116,7 \times 4,2 \text{ cm}$).



Figura 5.27 – Esquema do posicionamento do sistema de aquisição de dados para os ensaios.

Os ensaios foram conduzidos conforme as recomendações da NBR 8949 (1985). Foram feitos dois pré-carregamentos para acomodação da alvenaria e da instrumentação, um aos 8 kN e o outro aos 14 kN, mantendo-se um patamar de aplicação da carga por cinco minutos, após o qual descarregou-se a estrutura. Por se tratar de uma parede em escala reduzida, adotou-se uma velocidade de carregamento aproximadamente $0,003 \text{ N/cm}^2/\text{s}$ ($1,5 \text{ N/s}$) menor que a estipulada pela NBR 8949.

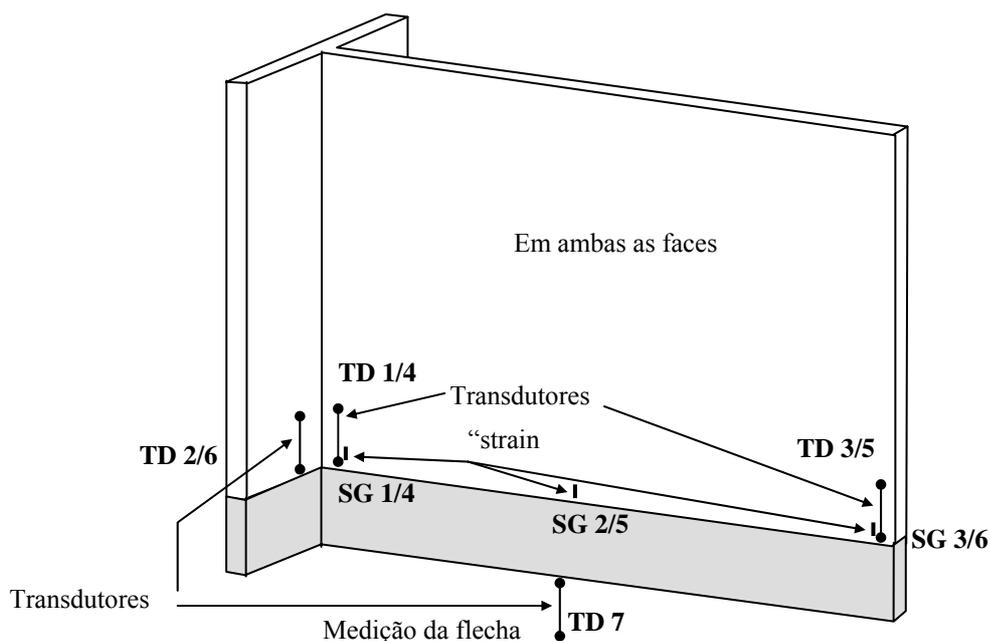


Figura 5.28 –Esquema do posicionamento da instrumentação para os ensaios.

A retirada da instrumentação variou em cada experimento em função da abertura de fissuras na alvenaria ou no concreto que indicassem a proximidade do colapso. Conforme o interesse pré-estabelecido do estudo na situação de serviço e não na ruptura, a análise dos resultados foi feita no intervalo de 40 a 50 kN.

5.4.1 Paredes com flanges (T)

5.4.1.1 Experimento 01

As características mecânicas do concreto, argamassa e da alvenaria podem ser vistos nas Tabelas 5.3, 5.5, 5.6 e 5.7. A Figura 5.29 (a) mostra o detalhe da tira de neoprene entre o capeamento e a viga metálica e (b) o sistema de aquisição com o uso de três “Spiders”.



Figura 5.29 – a) Uso do neoprene entre o capeamento e a viga metálica; (b) sistema de aquisição com o uso de três “Spiders”.

A Figura 5.30 mostra detalhes da fixação e posicionamento dos “strain gauges” e transdutores utilizados. Observa-se que o transdutor de deslocamento indutivo sem mola apresentou problemas nas leituras e o uso de sete transdutores implicou a necessidade de três “spiders” para a aquisição dos dados.



Figura 5.30 –Detalhes dos “strain gauges” e transdutores.

O uso do neoprene entre o capeamento e a viga metálica, apresentou problemas. Sob compressão, deformou-se lateralmente, envolvendo o topo da parede, provocando o desfolhamento das laterais dos blocos da fiada do topo da parede (Figura 5.31). Essa ocorrência se deu entre os 28 e 30 kN, estabilizando-se em seguida e voltando a ocorrer de forma acentuada na proximidade da ruptura.

Foram aplicados dois carregamentos para a acomodação da alvenaria, sendo o primeiro até os 800 kgf e o segundo aos 1600 kgf. Em ambos os casos a carga foi mantida constante por cinco minutos e reduzida a zero.

O primeiro estalo ocorreu a uma carga de 2940 kgf e a primeira fissura aos 4300 kg. Aos 5050 kgf houve o aparecimento de novas fissuras e o aumento das já existentes. A ruptura ocorreu aos 5969,5 kgf (59,7 kN) correspondente a uma tensão média de 1,22 MPa.



Figura 5.31 –Detalhe do desfolhamento dos blocos devido à ação do neoprene.

Como observado anteriormente, o experimento teve por objetivo a representação de uma estrutura real. Porém a idealização da modelagem experimental embute pequenas diferenças entre a estrutura real e o modelo idealizado para a investigação. Nesta pesquisa, para a análise da contribuição dos flanges, o carregamento foi aplicado apenas na parede (Figura 5.23) e,

conforme previsto na pré-análise numérica, as primeiras fissuras (cisalhamento) ocorreram no topo da parede, próximo aos flanges. Com o aumento da aplicação das cargas, ocorreu o aumento das fissuras e o aparecimento de outras. Observa-se que as fissuras, mostradas na Figura 5.32, ocorreram apenas na extremidade com flange.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 5.32 – Detalhes das fissuras na ligação parede/flange: a) fissuras iniciais; b) e c) ao longo do carregamento e d) e f) detalhes das fissuras na ruptura (base e topo da parede).

A Figura 5.33 mostra a parede na ruptura. Observa-se que, devido ao efeito arco, a extremidade sem flange é mais solicitada que a extremidade com flange e a ocorrência das fissuras apenas na lateral com flange deve-se, provavelmente, à aplicação do carregamento apenas na parede, provocando a ruptura da amarração da parede ao flange.



Figura 5.33 – Aspecto geral da parede na ruptura e detalhes da ruptura próximo ao flange

Nas Figuras 5.34 a 5.38, são apresentados os resultados obtidos para o protótipo 1. Observa-se que nos diagramas as cargas são apresentadas em kgf, conforme obtidas do sistema de aquisição (1 kgf = 0,01 kN).

Na Figura 5.34 a curva carga x deflexão apresenta dois gradientes de inclinação diferentes. A inflexão da curva para a carga aplicada de aproximadamente 500 kgf, deve-se, provavelmente ao descolamento parede/viga (efeito arco) ocorrido após os dois pré-carregamentos efetuados para acomodação da alvenaria. Estes pré-carregamentos, aplicados conforme recomendação da NBR 8949 (1985) – Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples.

Na Figura 5.35 verifica-se que os *strain gauges* centrais (SGs 02 e 05), para a mesma carga de aproximadamente 500 kgf, apresentam leituras de deformações com inflexões compatíveis à da curva carga x deflexão na Figura 5.33.

A mesma inflexão pode ser observada na Figura 5.36, na leitura dos transdutores 3 e 5, porém, estando estes instrumentos fixados na lateral sem flange, há que se considerar os efeitos da instabilidade e os de segunda ordem.

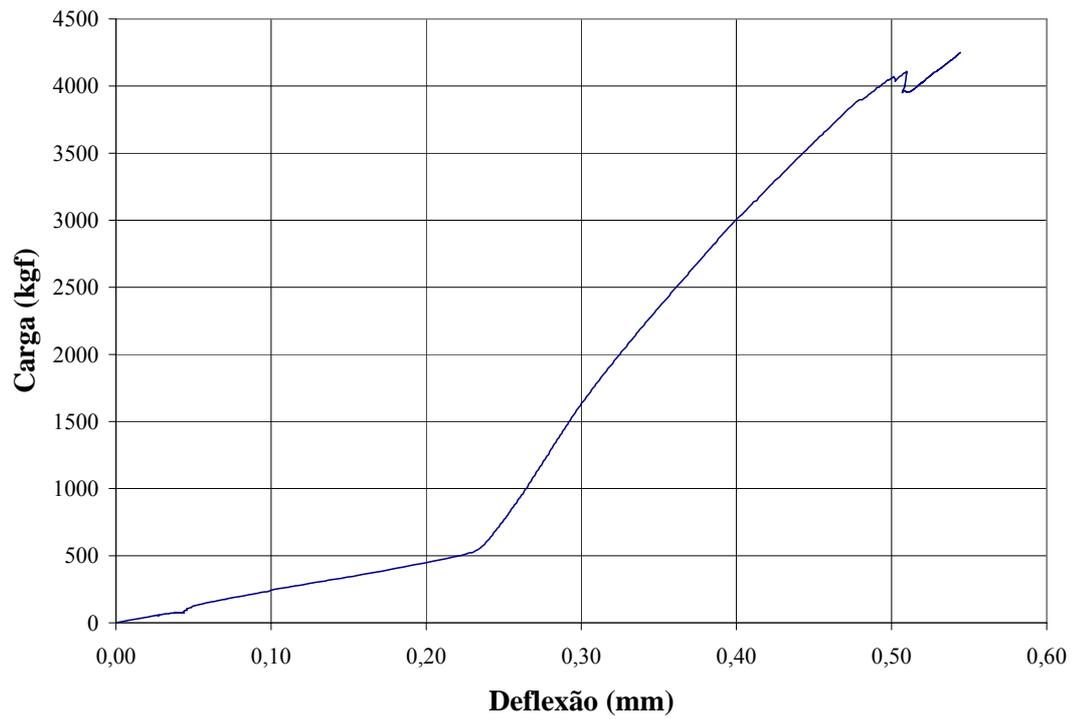


Figura 5.34 – Protótipo 1 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.

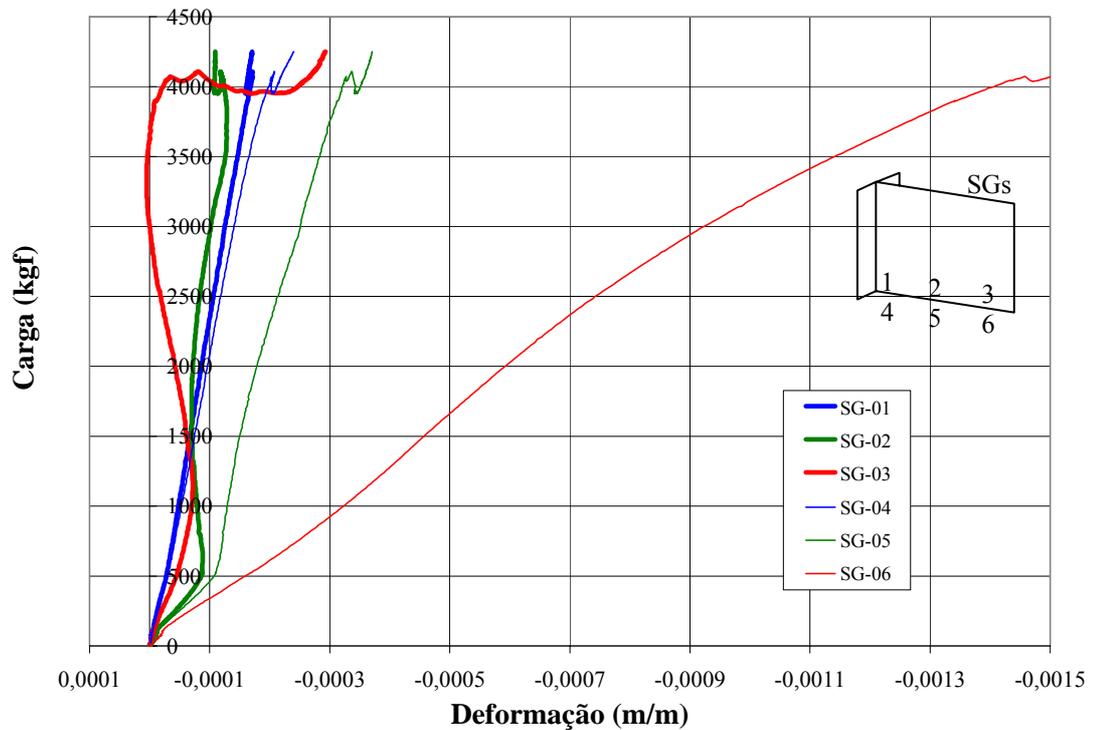


Figura 5.35 – Deformações (m/m) obtidas através dos "strain gauges".

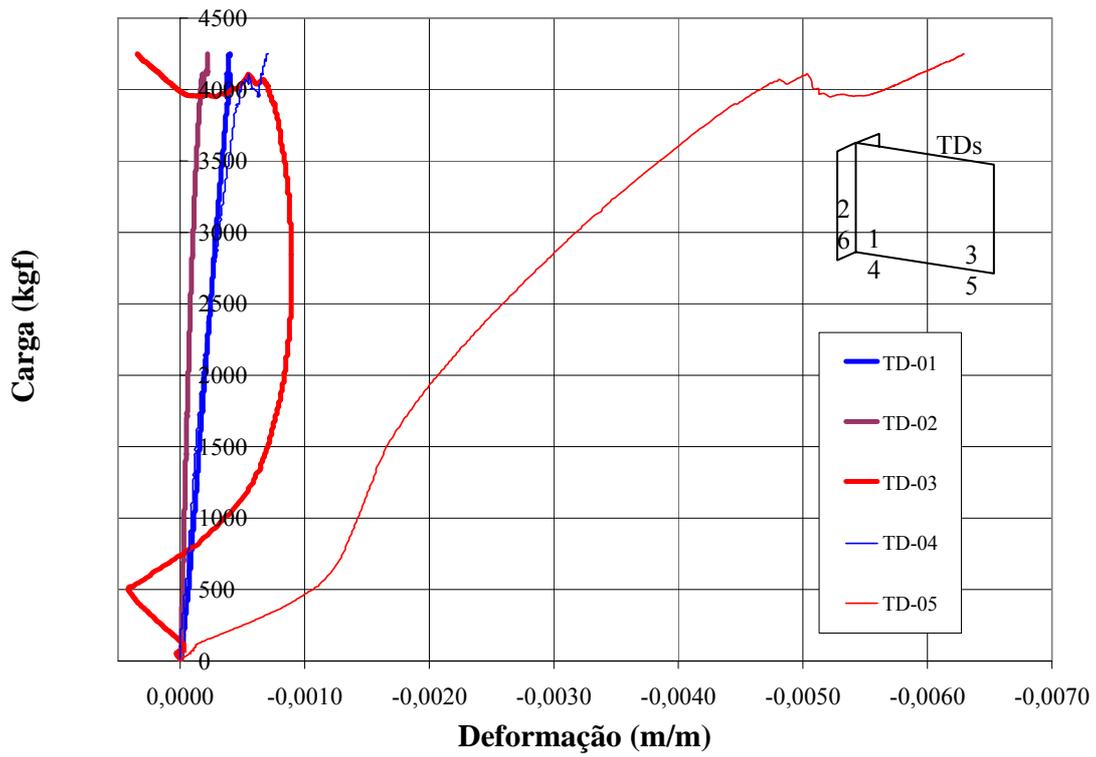


Figura 5.36 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.

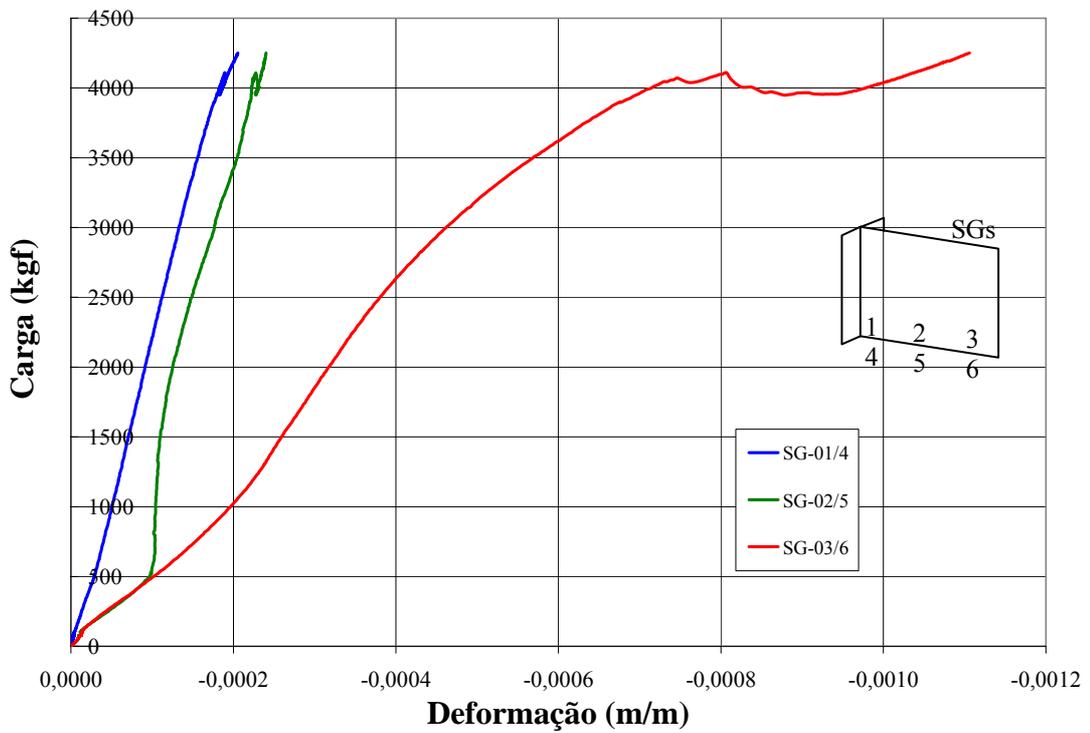


Figura 5.37 – Médias das deformações (m/m) dos "strain gauges" opostos.

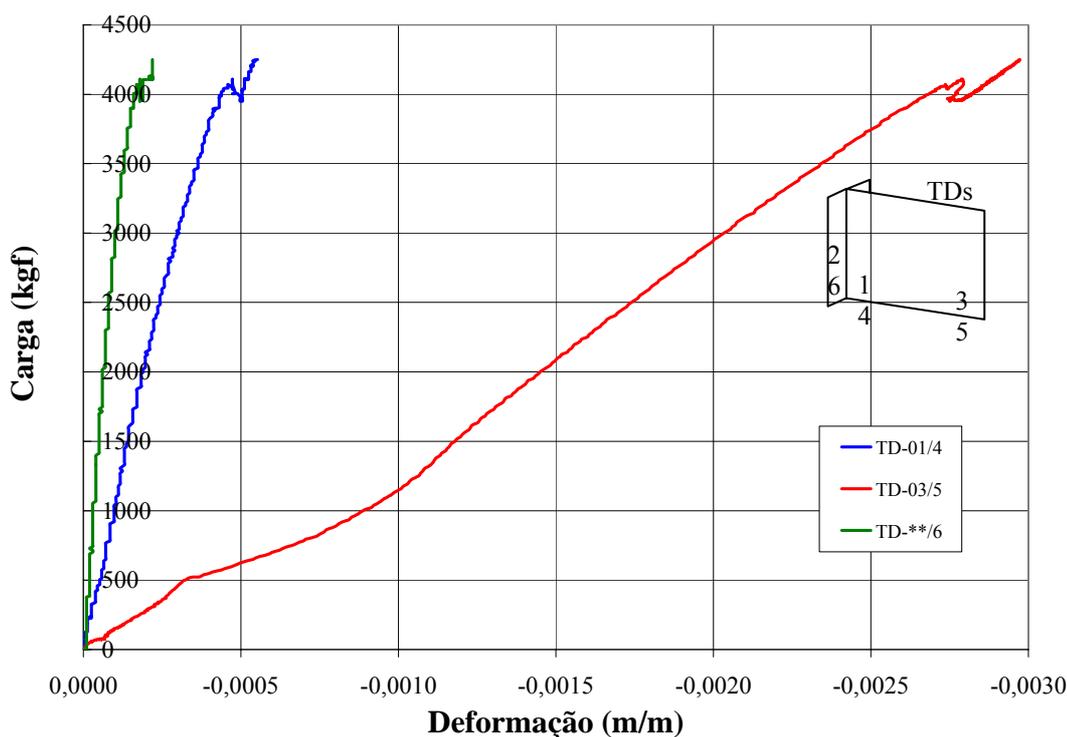


Figura 5.38 – Médias das deformações (m/m) dos transdutores de deslocamento opostos.

5.4.1.2 Experimento 04

As características mecânicas do concreto, argamassa e da alvenaria podem ser vistos nas Tabelas 5.3, 5.5, 5.6 e 5.7.

Para se evitar os problemas ocorridos com o uso de sete transdutores no protótipo 1, neste experimento foi usado para a medição das deflexões centrais da viga um relógio comparador Mitutoyo digital, com leituras realizadas a cada 5 kN. Para as medições na parede e nos flanges foram usados os seis transdutores de deslocamento e os seis “strain gauges” posicionados, conforme esquematizado na Figura 5.28. A Figura 5.39 a) mostra o posicionamento da instrumentação (“strain gauges” e transdutores de deslocamentos) e b) o relógio comparador para a medição das deflexões centrais da viga.

Foram aplicados dois carregamentos para a acomodação da alvenaria, sendo o primeiro até os 800 kgf e o segundo aos 1500 kgf. Em ambos os casos a carga foi mantida constante por cinco minutos e reduzida a zero.

O primeiro estalo ocorreu a uma carga de 4345 kgf e a primeira fissura (Figura 5.40) aos 5400 kgf, próxima à junção com o flange na fiada de topo da parede. Aos 8500 kgf houve o

aparecimento de novas fissuras na amarração parede/flange [Figuras 5.41 a) e b)], alinhadas verticalmente em direção às fiadas inferiores. A ruptura ocorreu aos 1148,7 kN com uma tensão média (área = 490 cm²) de 2,34 MPa com o colapso extremidade sem flange, conforme mostrado na Figura 5.42.

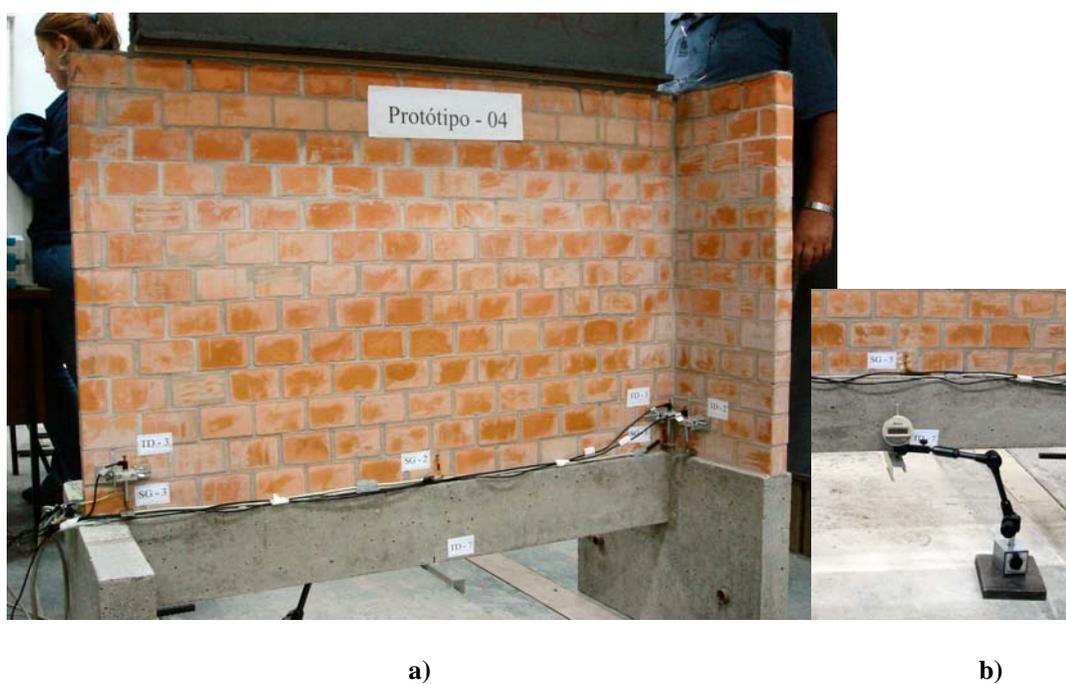


Figura 5.39 – Protótipo 4: a) Vista frontal da instrumentação, b) detalhe do relógio comparador.



Figura 5.40 – Protótipo 4 – aparecimento da primeira fissura.



Figura 5.41 – Protótipo 4. a) Fissuras na região parede/flange, b) detalhe da trinca na fiada do topo.



Figura 5.42 – Protótipo 4 - Vista geral após a ruptura

As figuras a seguir mostram os resultados das leituras da instrumentação.

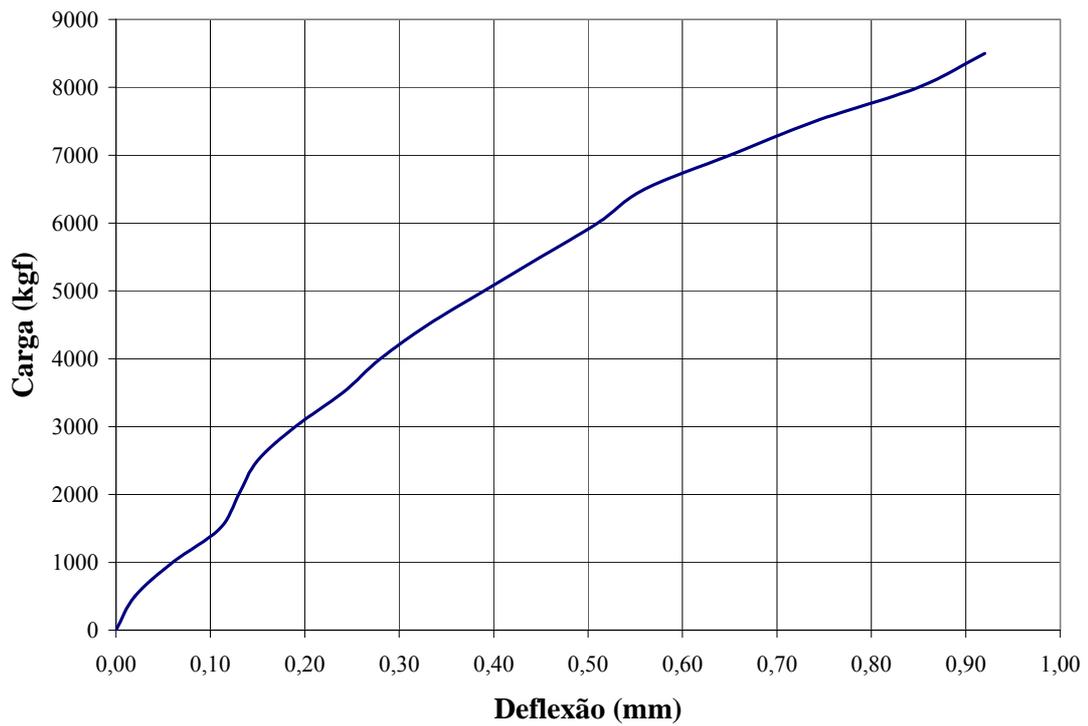


Figura 5.43 – Protótipo 4 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.

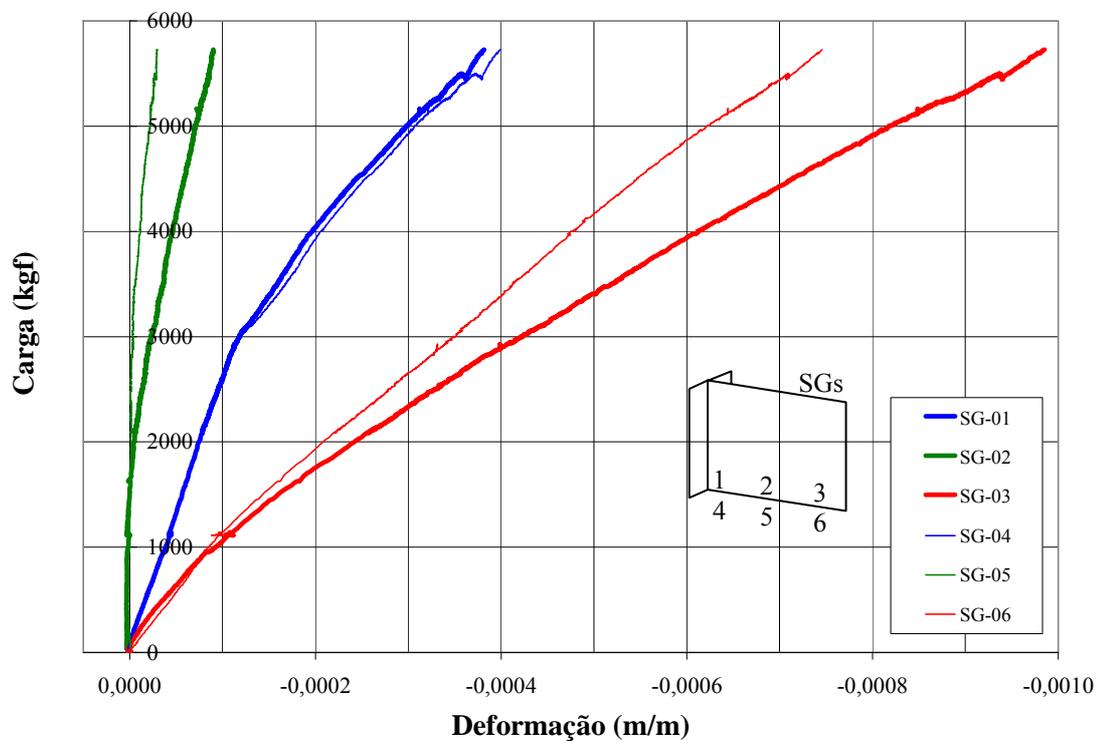


Figura 5.44 – Deformações (m/m) obtidas através dos "strain gauges".

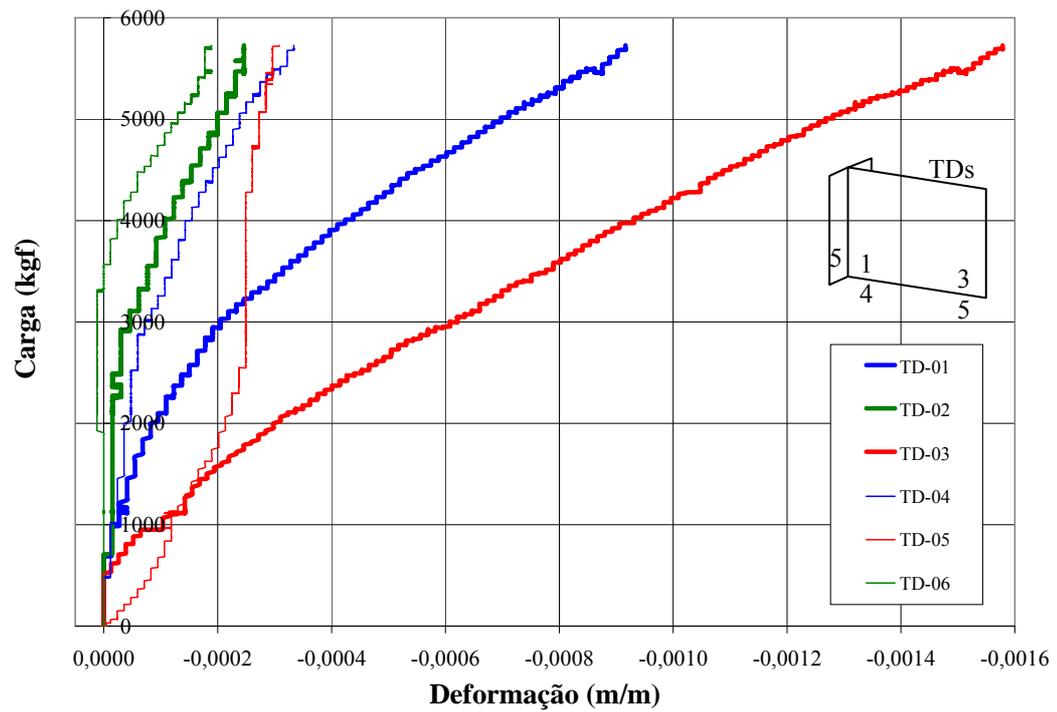


Figura 5.45 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.

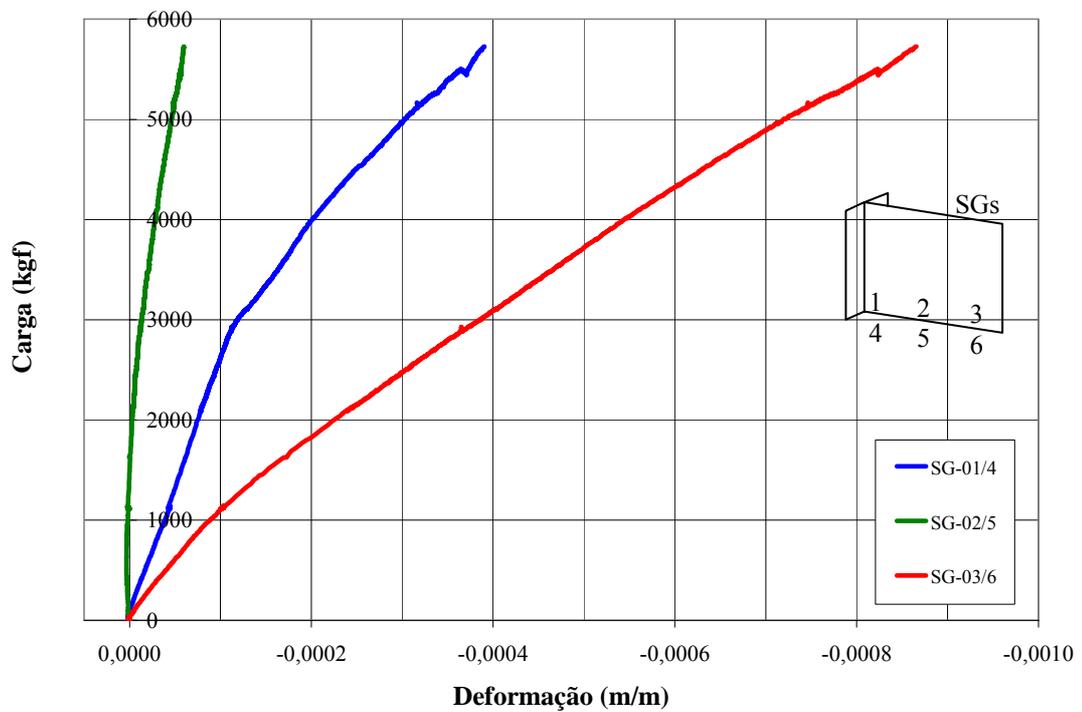


Figura 5.46 – Protótipo 4 - Médias das deformações (m/m) dos “strain gauges” opostos.

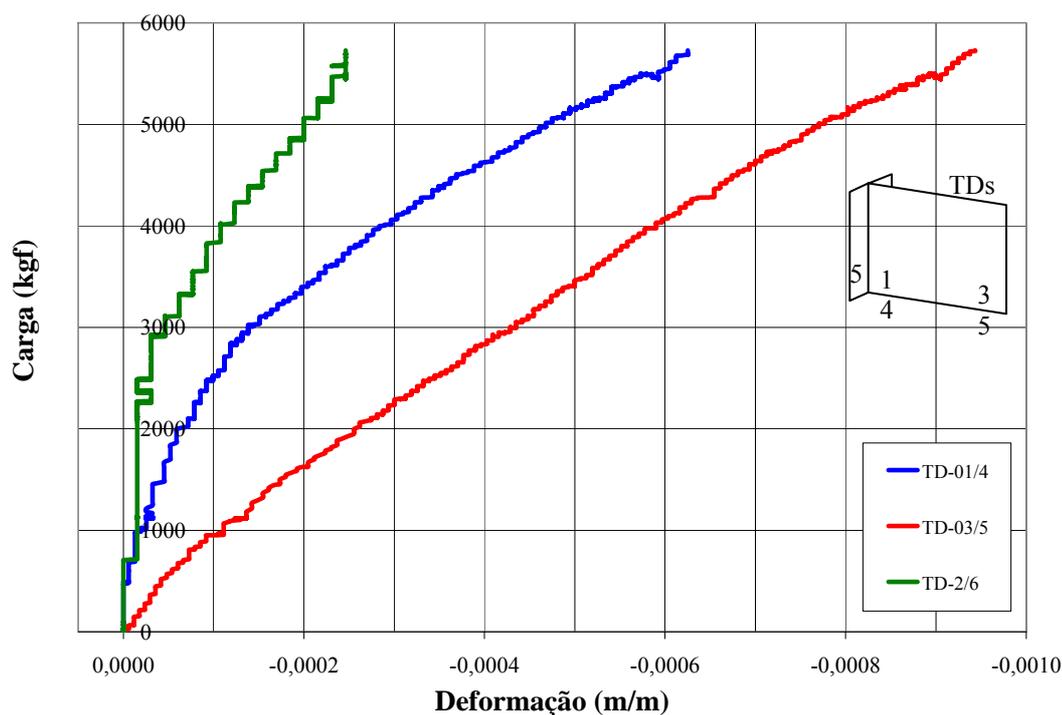


Figura 5.47 – Protótipo 4 - Médias das deformações (m/m) dos transdutores de deslocamento opostos.

5.4.2 Paredes sem flanges

5.4.2.1 Experimento 02

As características mecânicas do concreto, argamassa e da alvenaria podem ser vistos nas Tabelas 5.3, 5.5, 5.6 e 5.7. A instrumentação foi feita conforme a Figura 5.28, com exceção dos transdutores TD02 e TD06 (fixados nos flanges). A Figura 5.48 a) mostra o modelo e o posicionamento da instrumentação (“strain gauges” e transdutores de deslocamentos) e b) a vista de perfil da parede durante o ensaio.

Foram aplicados os dois carregamentos para a acomodação da alvenaria de forma similar aos efetuados nos protótipos 1 e 4 (820 kgf e 1710 kgf).

Este modelo (parede sem flanges) apresentou uma estabilidade muito boa, com a ocorrência do primeiro estalo aos 7280 kgf e o aparecimento da primeira fissura aos 7760 kgf. A carga de ruptura foi de 10273 kgf, implicando uma tensão média de 2,10 MPa (área = 490 cm²). O aparecimento de fissuras na alvenaria iniciou-se juntamente com o aparecimento de pequenas fissuras no concreto. No colapso, as fissuras (trincas) no concreto apresentaram-se bastante

pronunciadas, inclusive com ruptura na junção da viga/base de apoio. As Figuras 5.49 e 5.50 mostram o modelo após o colapso.

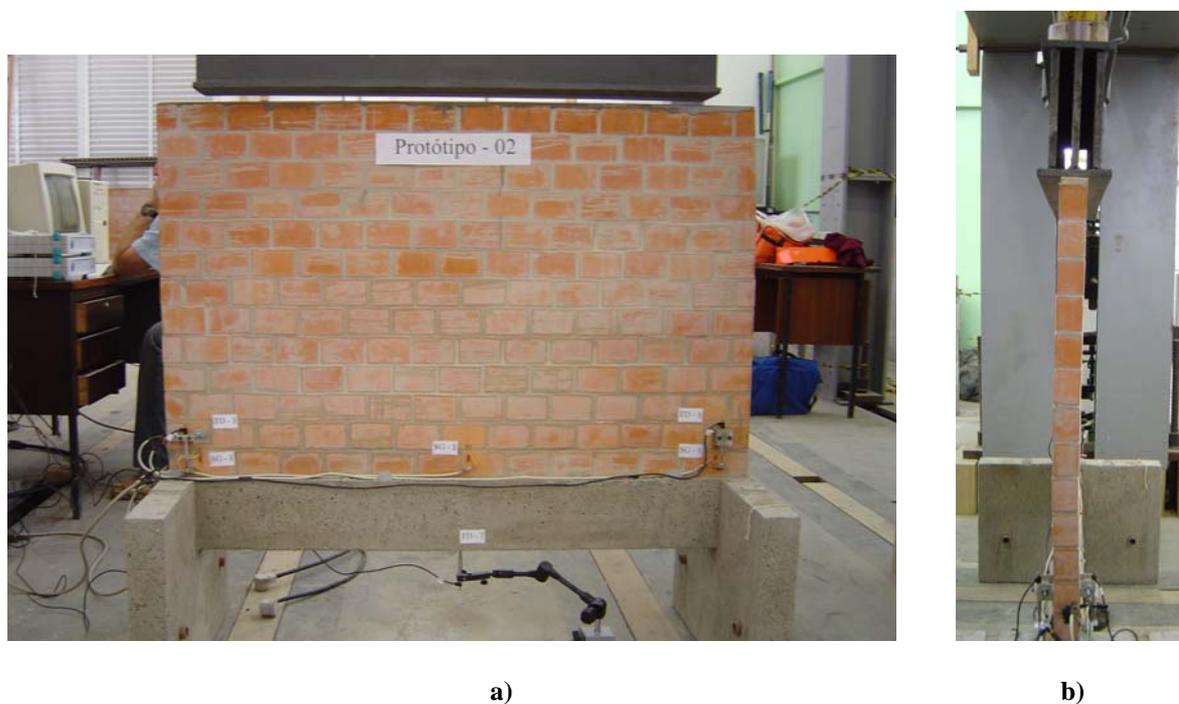


Figura 5.48 – Protótipo 2: a) Vista frontal (antes do ensaio); b) vista de perfil (durante o ensaio).



Figura 5.49 – Protótipo 2 - Vista frontal após a ruptura.

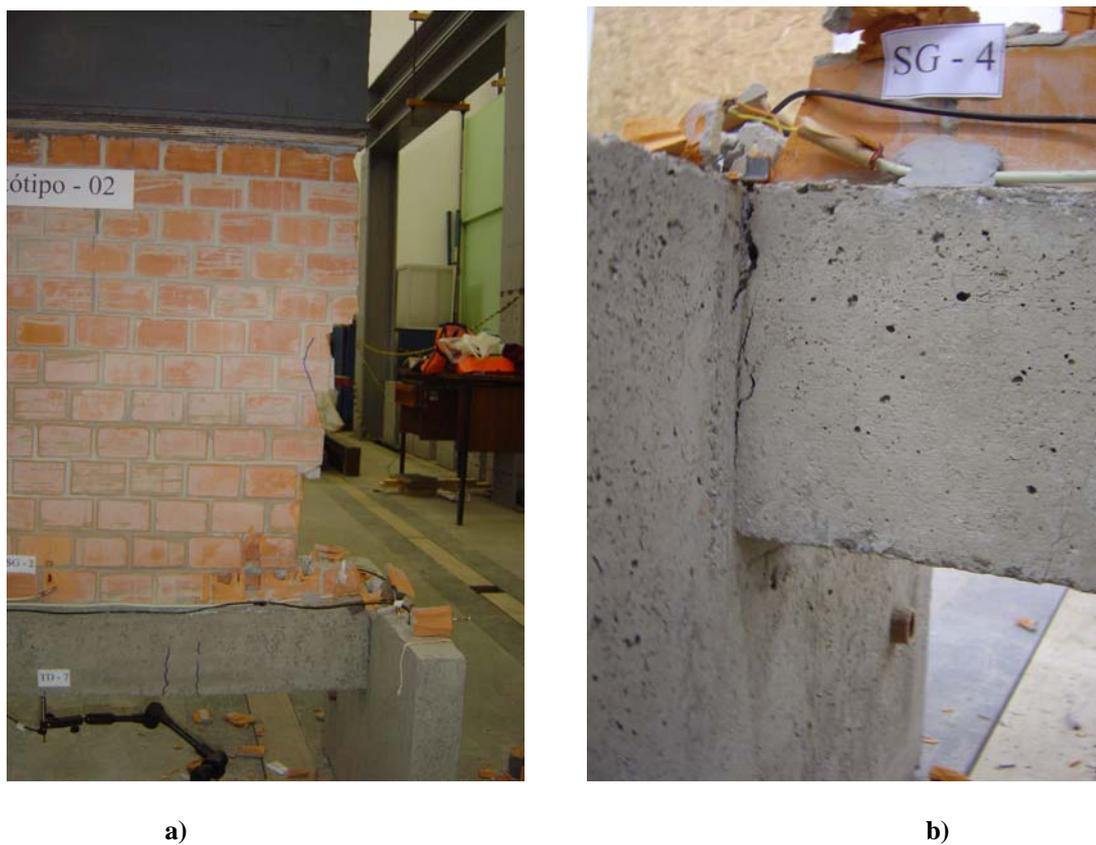


Figura 5.50 – Protótipo 2: a) Fissuras na viga); b) detalhe da ruptura viga/apoio.

As figuras 5.51 a 5.54 mostram os resultados obtidos para o protótipo 2 (1 kg = 0,01 kN).

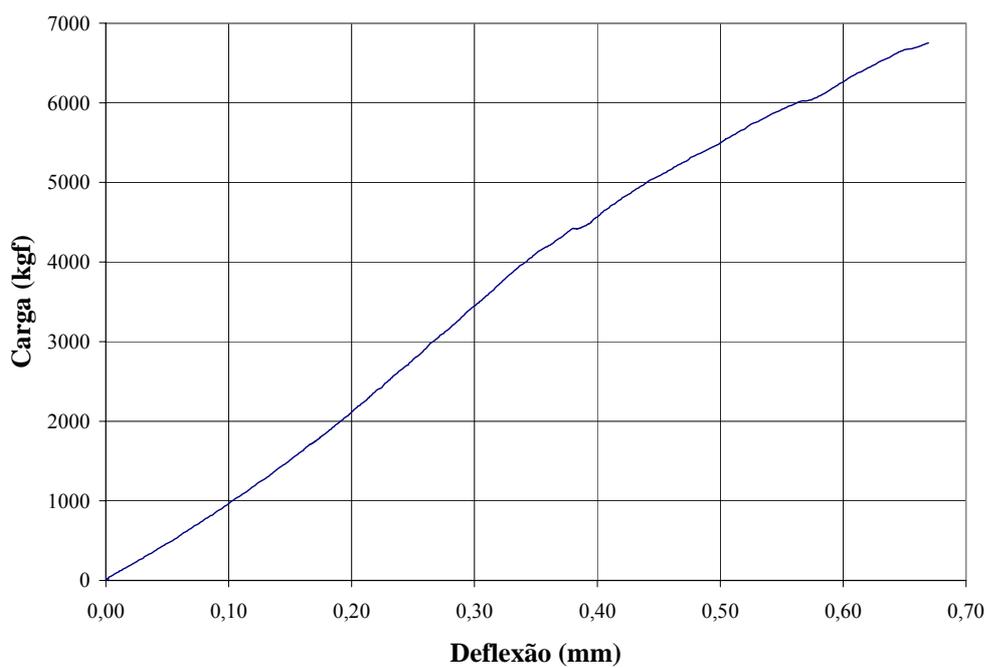


Figura 5.51 – Protótipo 2 – Carga x deflexão da viga no meio do vão.

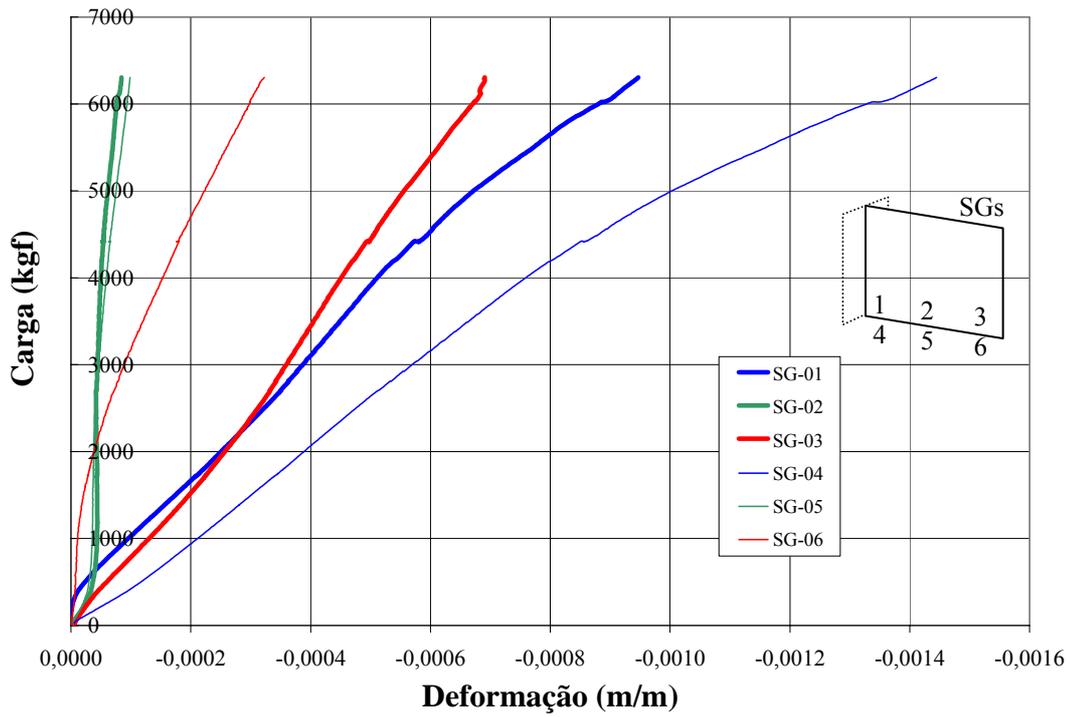


Figura 5.52 – Protótipo 2 – Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.

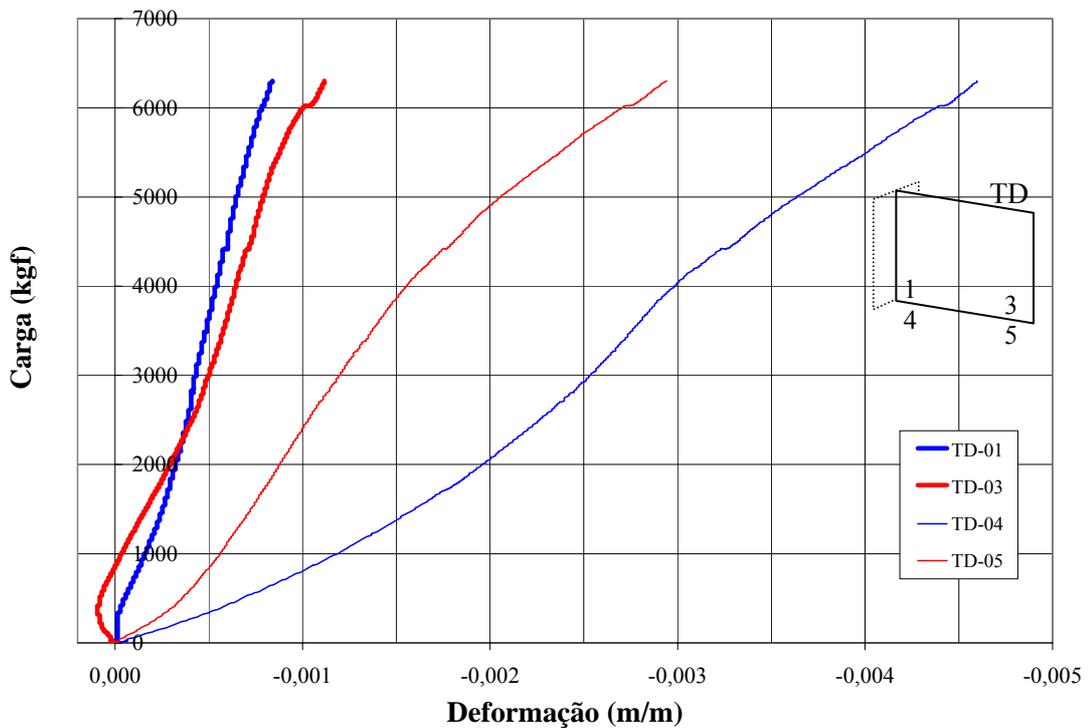


Figura 5.53 – Protótipo 2 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.

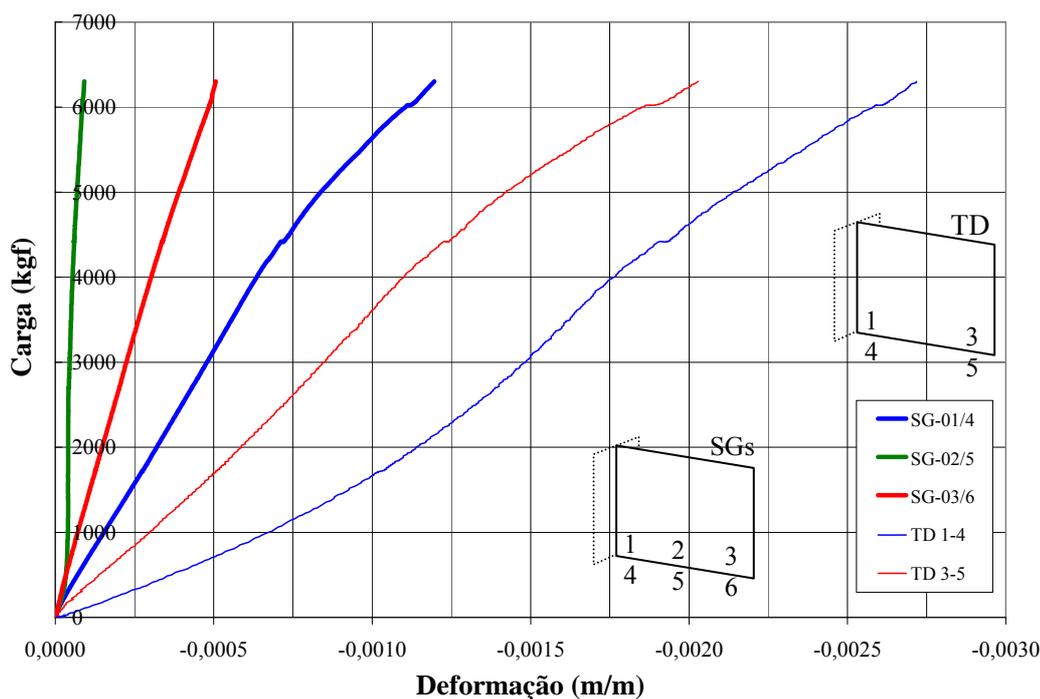


Figura 5.54 – P2 – Médias das deformações dos “strain gauges” e transdutores de deslocamento opostos.

5.4.2.2 Experimento 03

As características mecânicas do concreto, argamassa e da alvenaria podem ser vistos nas Tabelas 5.3, 5.5, 5.6 e 5.7. A instrumentação foi feita conforme a Figura 5.28, com exceção dos transdutores TD 02 e TD 06 (fixados nos flanges) e a adição de mais dois “strain gauges” (E e D), ao lado dos “strain gauges” 4 e 6. A Figura 5.55a) mostra posicionamento da instrumentação (“strain gauges” e transdutores de deslocamentos) e a 5.55b) o posicionamento do “strain gauge” adicional E (esquerdo) no mesmo bloco do “strain gauge” 4 (da mesma forma o SG D no mesmo bloco do SG 6).

Na Figura 5.56a), mostra-se um problema ocorrido em função da aplicação das cargas, originando a primeira fissura na junta vertical dos blocos da extremidade. Com o aumento do carregamento, este bloco desligou-se do painel.

Foram aplicados os dois carregamentos para a acomodação da alvenaria de forma similar aos efetuados nos protótipos 1 e 4 (900 kgf e 1860 kgf).

Este modelo (assim como o modelo 2) também apresentou uma estabilidade muito boa, com a ocorrência do primeiro estalo aos 8365 kgf e o aparecimento da primeira fissura aos 9900 kgf.

A carga de ruptura foi de 10215 kgf, implicando uma tensão média de 2,08 MPa (área = 490 cm²). O aparecimento de fissuras na alvenaria iniciou-se juntamente com o aparecimento de pequenas fissuras no concreto. A Figura 5.56 b) mostra a ocorrência das fissuras na alvenaria pouco antes da ruptura e a Figura 5.57 mostra o modelo após o colapso.

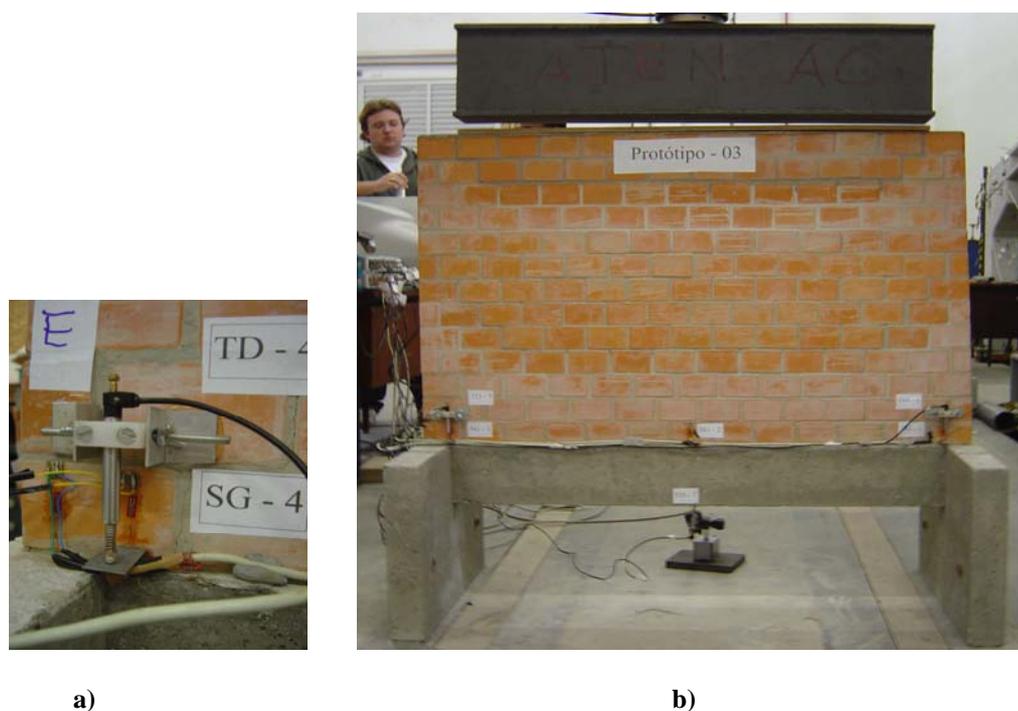


Figura 5.55 – Protótipo 3: a) detalhe do “strain gauge” E; b) vista frontal (antes do ensaio)

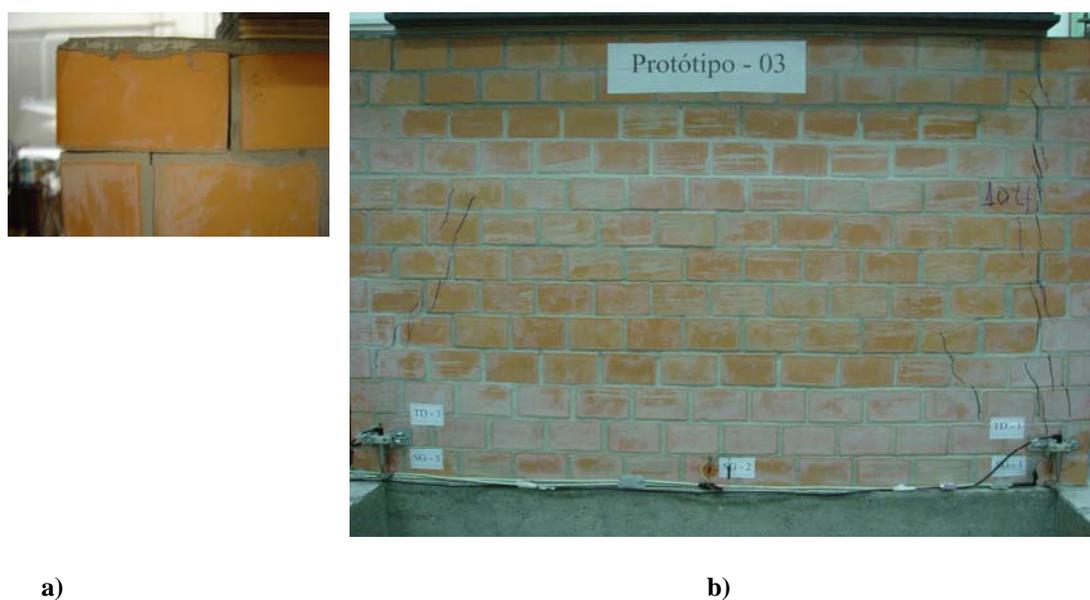


Figura 5.56 – a) Desligamento do bloco da extremidade; b) vista geral das fissuras



Figura 5.57 – Protótipo 3 – após a ruptura

As figuras 5.58 a 5.61 mostram os resultados obtidos para o protótipo 3. Na Figura 5.58 observa-se a mesma inflexão na curva carga x deflexão apresentada no protótipo 1.

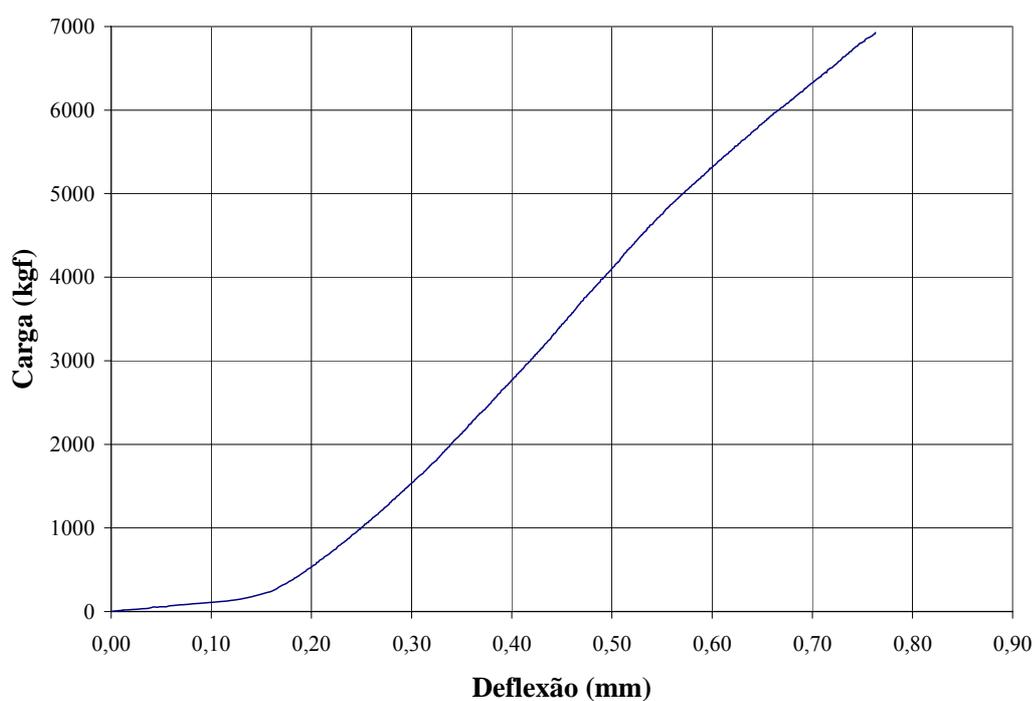


Figura 5.58 – Protótipo 3 - Carga x deflexão da viga no meio do vão.

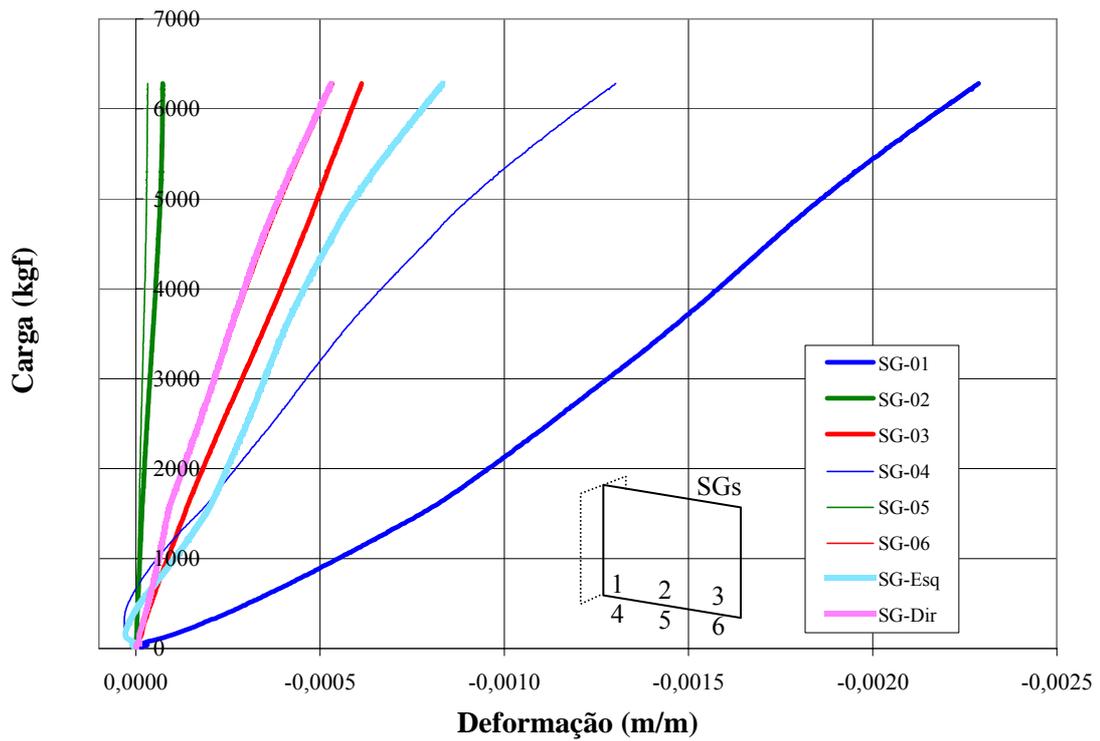


Figura 5.59 – Protótipo 3 - Deformações (m/m) obtidas através dos “strain gauges”.

Observa-se que na figura acima SG-6 e SG-Dir estão se sobrepondo.

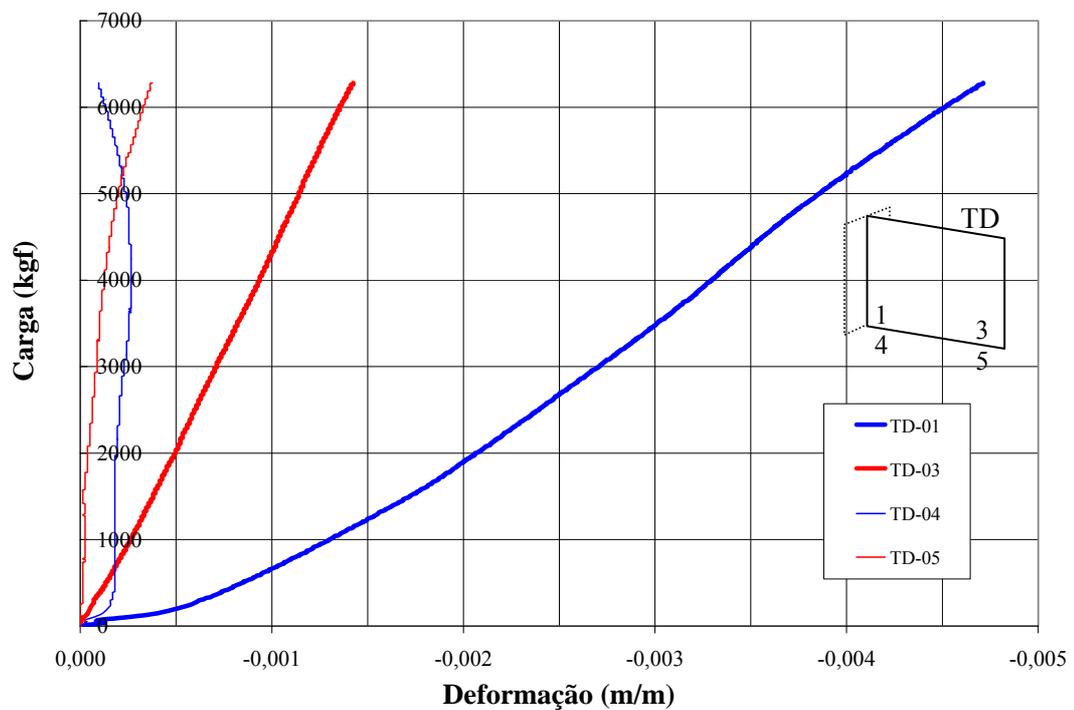


Figura 5.60 – Protótipo 3 – Deformações (m/m) obtidas através dos transdutores de deslocamento.

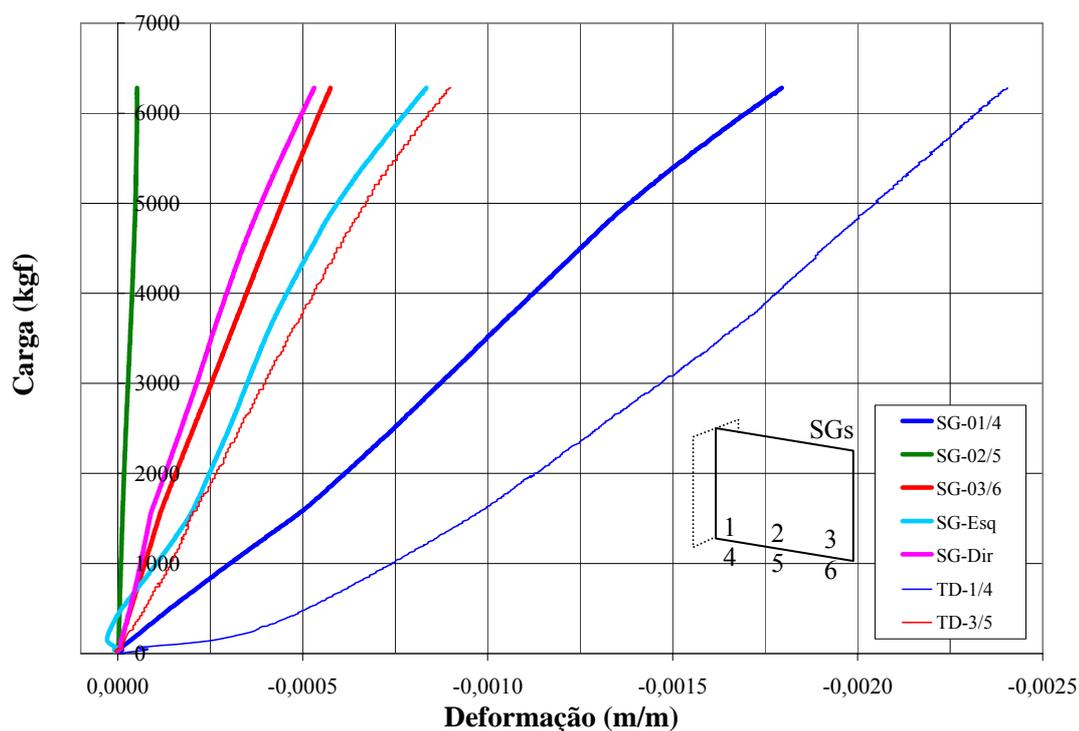


Figura 5.61 – Protótipo 3 - Médias das deformações (m/m) dos “strain gauges” e transdutores opostos.

Observa-se que na figura acima estão incluídos os SG-Esq. e SG-Dir.

5.4.3 Análise dos experimentos

Para analisar a consistência dos resultados experimentais, os valores médios obtidos anteriormente são analisados em conjunto – protótipos com/sem flanges.

Na Figura 5.62 são dispostas as flechas obtidas para os protótipos com e sem flanges observando-se a inflexão da curva dos protótipos 1 e 3, causada, provavelmente, pelo descolamento parede/viga (efeito arco) ocorrido após os dois pré-carregamentos efetuados para acomodação da alvenaria.

Uma série de fatores pode influenciar a deflexão das vigas, mas, em princípio, deve-se considerar isto:

- os protótipos com flange deveriam apresentar flechas menores;
- todas as flechas foram medidas no meio do vão, posição em que os protótipos sem flange têm flechas máximas e os protótipos com flange não;
- os protótipos cujo concreto apresentou maior módulo de deformação, deveriam apresentar flechas menores.

Com os dados da Tabela 5.3, observa-se que o protótipo 1 apresentou um concreto com o menor módulo de deformação longitudinal (24409,4 MPa) e o protótipo 3 o maior (29498,7 MPa), ou seja, 20,8% superior (protótipos 2 e 4, 7,2% e 16,7%, respectivamente).

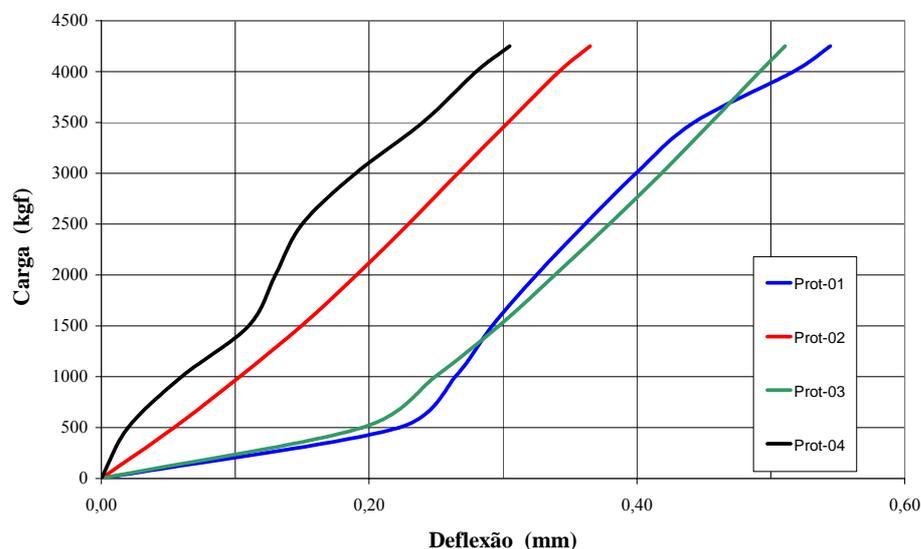


Figura 5.62 – Deflexões obtidas para os protótipos com e sem flanges.

As Figuras 5.63 e 5.64 apresentam as médias dos “strain gauges” e transdutores opostos para os painéis sem flanges.

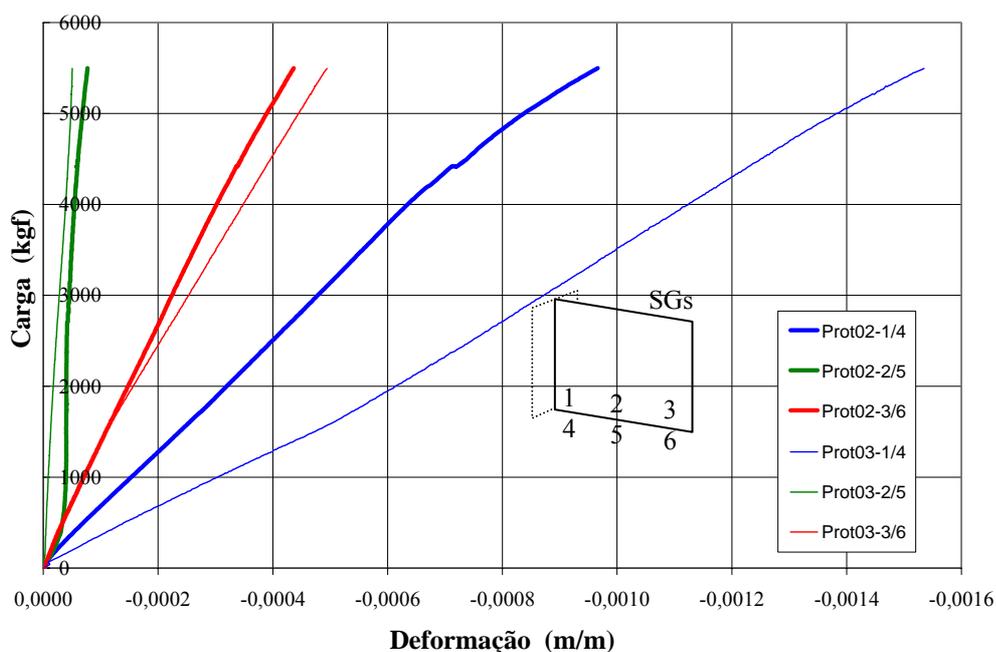


Figura 5.63 – Protótipos 2 e 3 (sem flanges) – médias dos “strain gauges” opostos.

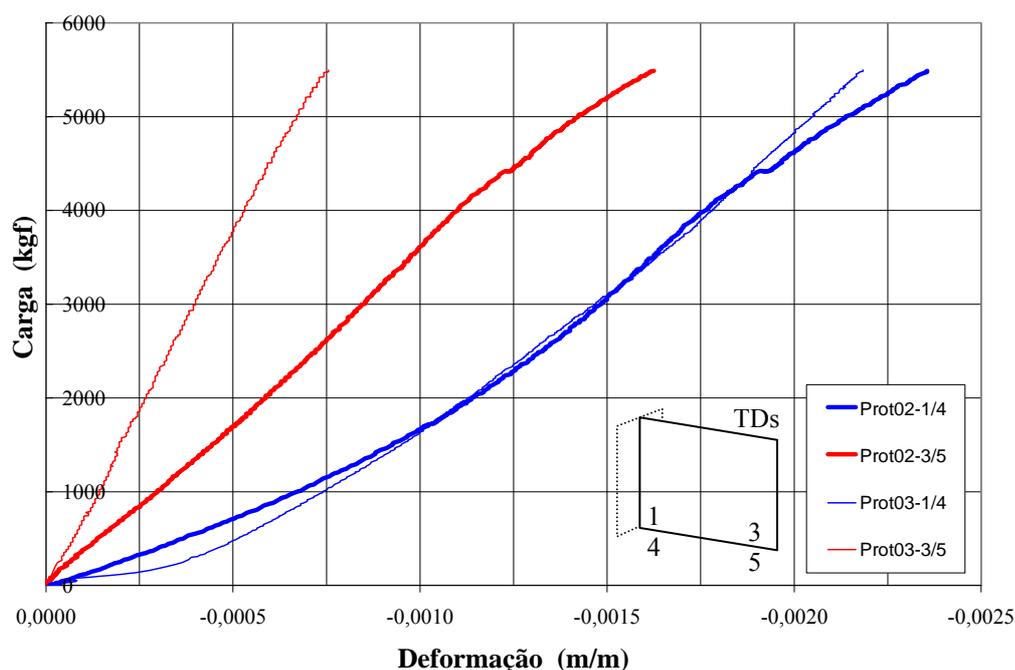


Figura 5.64 – Protótipos 2 e 3 (sem flanges) – médias dos transdutores opostos.

Na Figura 5.63, os “strain gauges” centrais (SG2 e 5) apresentaram leituras bastante próximas, o que também deveria ocorrer para as leituras nas extremidades (simetria). As médias das leituras dos “strain gauges” 3/6 são bastante próximas para os painéis 2 e 3, mas em relação às médias dos “strain gauges” 1/4 observa-se que o painel 3 apresentou uma leitura maior que o 2 e, em ambos os painéis, as leituras desta extremidade (SG 1/4) são maiores que as da outra (SG 3/6), sendo que, pela simetria, deveriam ser próximas, indicando a possibilidade de uma extremidade ter sido mais solicitada que a outra. Na Figura 5.64, as leituras dos transdutores indicam a mesma possibilidade aventada acima – as leituras médias dos TDs 1/4 foram maiores que as dos TDs 3/6.

A diferença de solicitação nas extremidades deve-se, provavelmente, ao sistema de aplicação de cargas, muito robusto para modelagem em escala reduzida e a não existência de rótulas na viga metálica. O perfil metálico é parafusado no cilindro e a simulação da rótula é feita através do afrouxamento dessa ligação.

Na Figura 5.65, são apresentadas as médias das leituras dos “strain gauges” opostos para os protótipos 1 e 4. A ação dos flanges, no efeito arco, fica bem evidenciada nesses experimentos onde as leituras dos “strain gauges” (SG 3/6) na lateral sem flange são muito superiores às leituras na lateral com flange (SG 1/4) e, em ambos os casos, as leituras dos SGs 1/4 (na

lateral com flange) de mesma ordem de grandeza das leituras dos SGs 2/5 (no centro do painel).

Na Figura 5.66, são apresentadas as médias das leituras dos transdutores opostos para os protótipos 1 e 4. A ação dos flanges, no efeito arco, é novamente evidenciada nestes experimentos onde, além de maiores deformações nas laterais sem flange, observam-se leituras de deformações nos flanges (TDs 2/6) significativas, em relação às leituras nos TDs 1/4.

Para a análise dos painéis 1 e 4, deve-se considerar, além da ocorrência dos problemas relativos ao sistema de aplicação de cargas e à esbeltez dos painéis, a introdução dos flanges em uma das extremidades da parede. Os flanges atuam como elemento de contraventamento, fazendo com que os painéis trabalhem com uma lateral fixa e a outra livre. Na lateral livre, percebe-se o efeito da instabilidade.

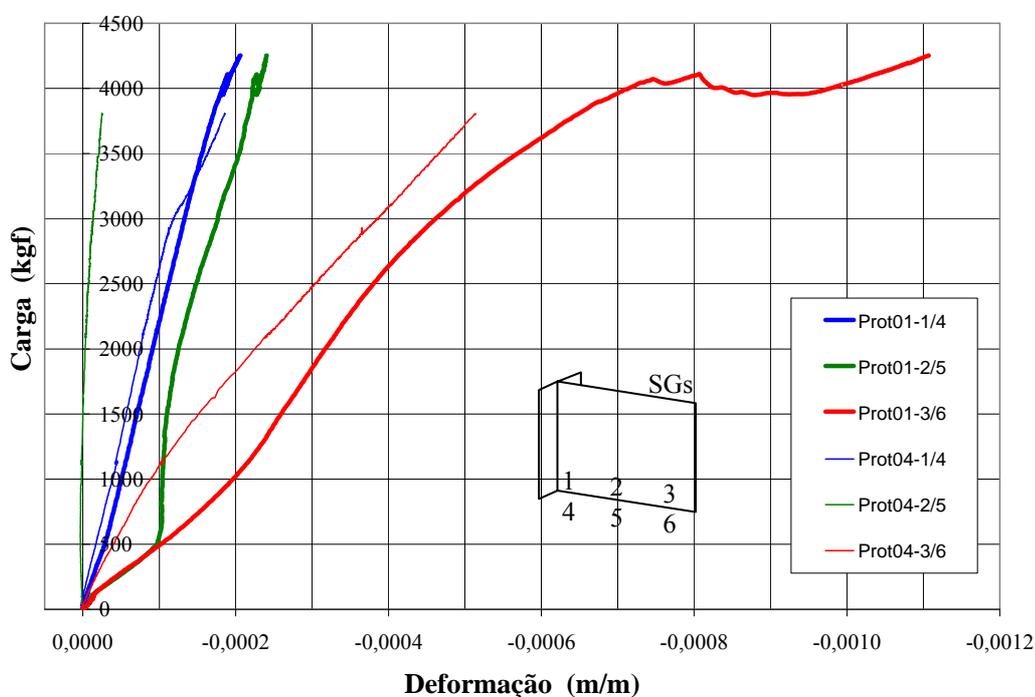


Figura 5.65 – Protótipos 1 e 4 (com flanges) – médias dos “strain gauges” opostos.

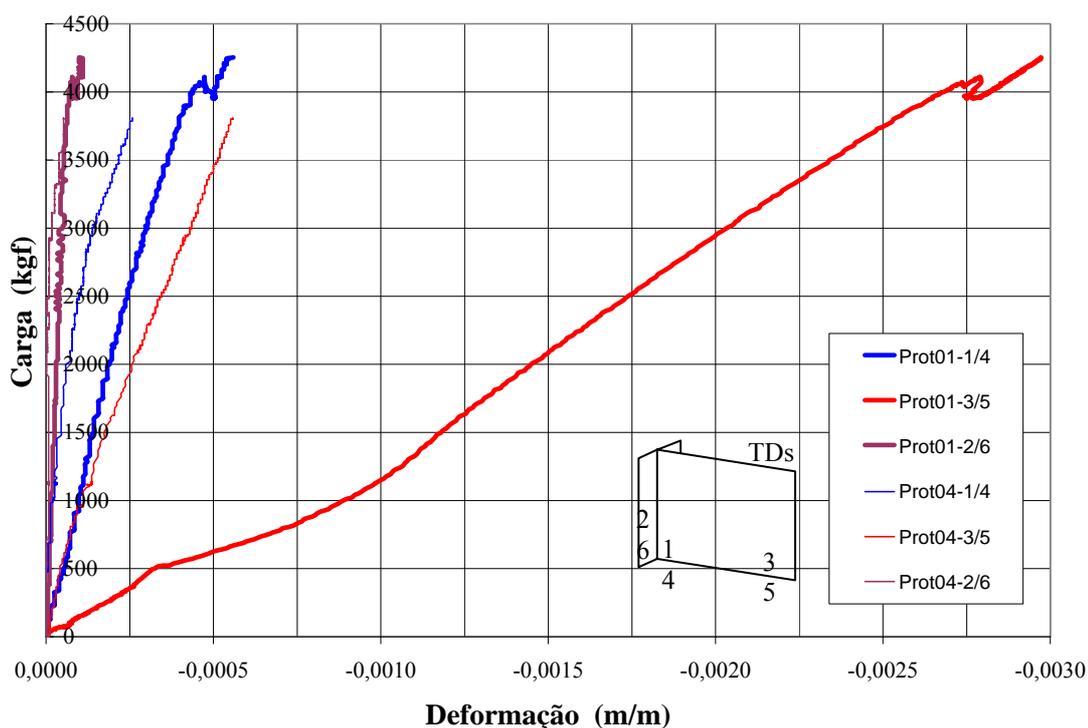


Figura 5.66 – Protótipos 1 e 4 (com flanges) – médias dos transdutores opostos.

5.4.3.1 Análise do comportamento das deformações para uma carga fixa

Fixando-se a carga em 10, 20, 30 e 40 kN, foram traçadas as deformações dos “strain gauges” e transdutores, para que se pudesse visualizar o comportamento da distribuição de deformações (tensões) nos quatro protótipos. As tabelas 5.9 e 5.10 mostram os valores considerados retirados das planilhas dos ensaios.

As Figuras 5.67 e 5.68 mostram, para o experimento 2 (sem flanges), as deformações obtidas através dos “strain gauges” e dos transdutores, para a cargas de 10, 20, 30 e 40 kN conforme os dados da Tabela 5.9.

As Figuras 5.69 e 5.70 mostram, para o experimento 3 (sem flanges), as deformações obtidas através dos “strain gauges” e dos transdutores, para a cargas de 10, 20, 30 e 40 kN, conforme os dados da Tabela 5.9.

Tabela 5.12 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.

	Carga kN	SG-1/4 m/m	SG-2/5 m/m	SG-3/6 m/m	TD-1/4 m/m	TD-3/5 m/m	TD-2/6 m/m
Prot 01	10	-0,00005	-0,00010	-0,00020	-0,00010	-0,00089	-0,00001
	20	-0,00009	-0,00013	-0,00032	-0,00019	-0,00145	-0,00003
	30	-0,00013	-0,00018	-0,00046	-0,00030	-0,00203	-0,00005
	40	-0,00018	-0,00022	-0,00072	-0,00044	-0,00269	-0,00007
Prot 02	10	-0,00007	-0,00004	-0,00015	-0,00067	-0,00030	--
	20	-0,00015	-0,00004	-0,00032	-0,00114	-0,00059	--
	30	-0,00022	-0,00005	-0,00048	-0,00149	-0,00085	--
	40	-0,00030	-0,00005	-0,00064	-0,00176	-0,00110	--
Prot 03	10	-0,00030	-0,00001	-0,00007	-0,00074	-0,00014	--
	20	-0,00061	-0,00002	-0,00016	-0,00113	-0,00027	--
	30	-0,00087	-0,00003	-0,00025	-0,00147	-0,00040	--
	40	-0,00112	-0,00004	-0,00035	-0,00178	-0,00053	--
Prot 04	10	-0,00004	0,00000	-0,00009	-0,00002	-0,00011	-0,00001
	20	-0,00007	0,00000	-0,00022	-0,00006	-0,00026	0,00000
	30	-0,00012	-0,00001	-0,00039	-0,00014	-0,00044	-0,00002
	40	-0,00020	-0,00003	-0,00054	-0,00028	-0,00059	-0,00007

Tabela 5.13 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.

	carga kN	SG-1/4 m/m	SG-2/5 m/m	SG-3/6 m/m	TD-1/4 m/m	TD-3/5 m/m	TD-2/6 m/m
Prot 1/4	10	-0,00004	-0,00005	-0,00014	-0,00006	-0,00050	-0,00001
	20	-0,00008	-0,00006	-0,00027	-0,00012	-0,00085	-0,00002
	30	-0,00013	-0,00009	-0,00042	-0,00022	-0,00123	-0,00003
	40	-0,00019	-0,00013	-0,00063	-0,00036	-0,00164	-0,00007

Prot 2/3	10	-0,00019	-0,00002	-0,00011	-0,00070	-0,00022	--
	20	-0,00038	-0,00003	-0,00024	-0,00113	-0,00043	--
	30	-0,00055	-0,00004	-0,00037	-0,00148	-0,00063	--
	40	-0,00071	-0,00005	-0,00049	-0,00177	-0,00082	--

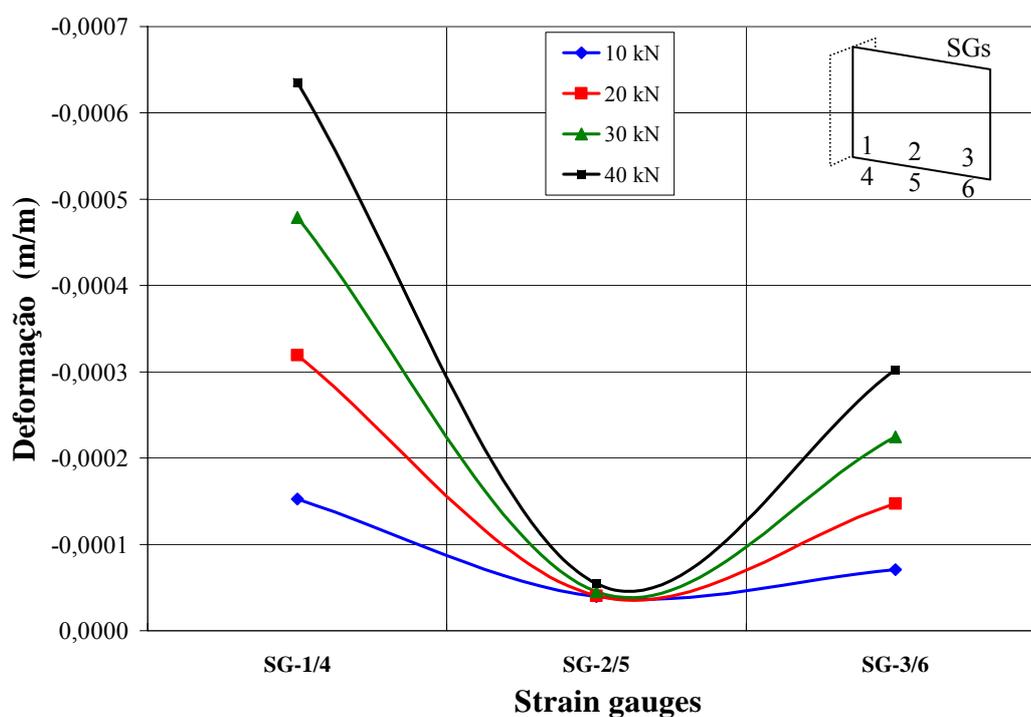


Figura 5.67 – Protótipo 2 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.

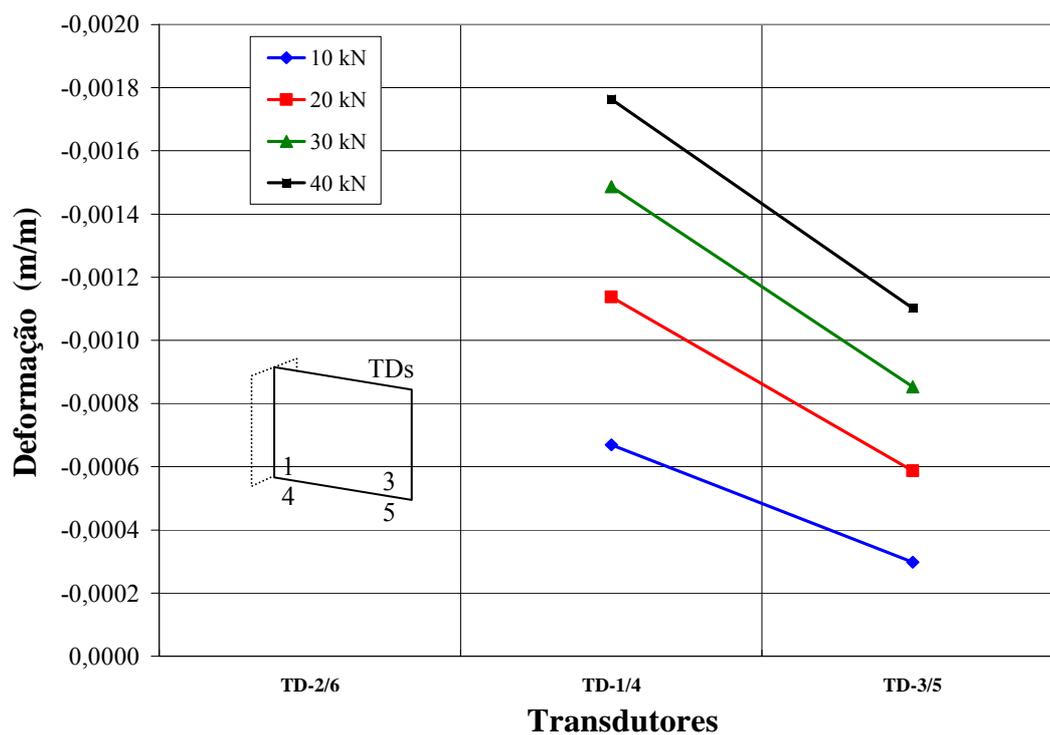


Figura 5.68 – Protótipo 2 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.

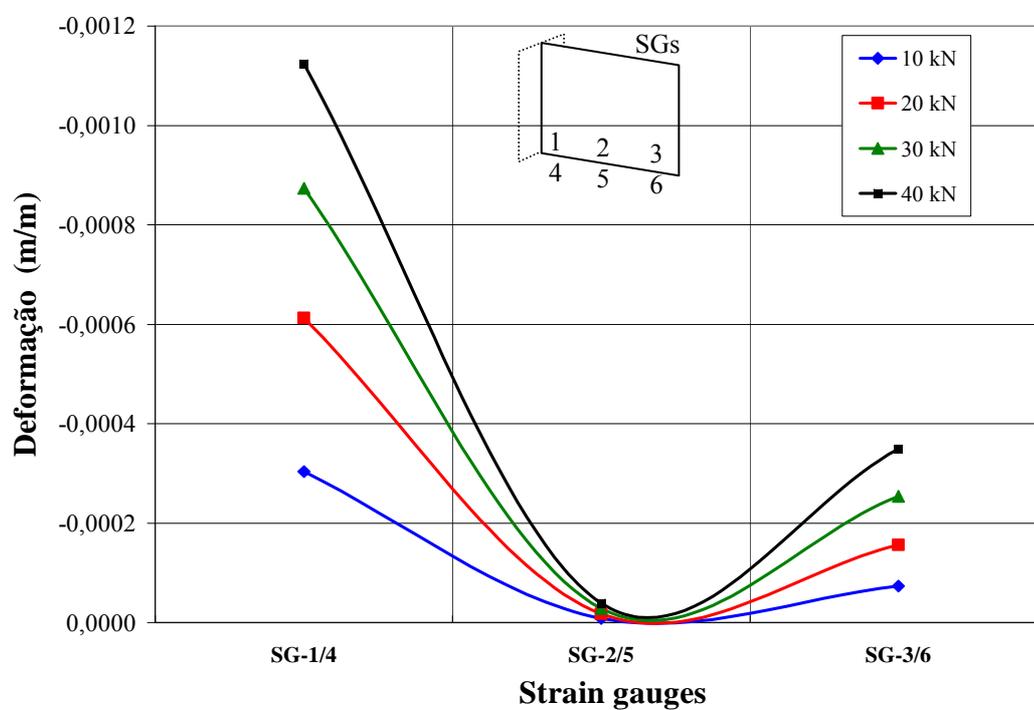


Figura 5.69 – Protótipo 3 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.

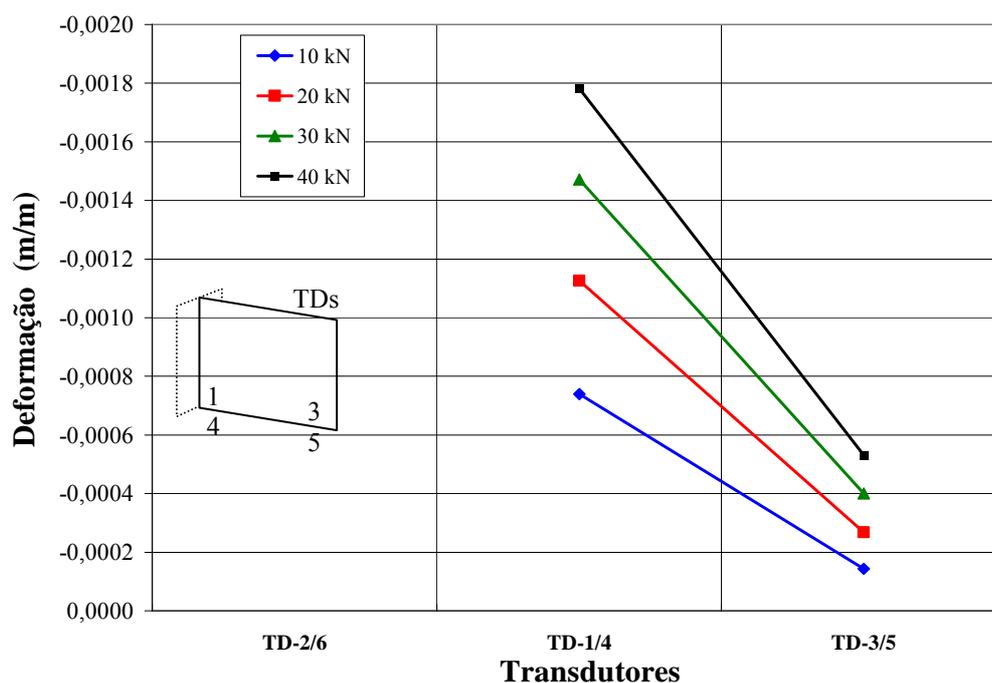


Figura 5.70 – Protótipo 3 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.

Observa-se que a carga foi limitada em 40 kN em função do primeiro experimento, que apresentou a ocorrência de fissuras (e ruptura) com cargas mais baixas que os demais.

Por se tratar de estruturas simétricas, as Figuras 5.67 a 5.70 deveriam apresentar os mesmos valores para os SGs 1/4 e 3/6 e para os TDs 1/4 e 3/5, respectivamente, mas apresentam uma deformação maior na lateral esquerda das paredes. Os diagramas dos experimentos indicam, para os protótipos 2 e 3 (sem flanges), fortes indícios de que a lateral esquerda da parede tenha sido mais solicitada que a direita.

As Figuras 5.71 a 5.74 mostram, para os experimentos 1 e 4 (com flanges), as deformações obtidas através dos “strain gauges” e dos transdutores, para a cargas de 10, 20, 30 e 40 kN, conforme os dados da Tabela 5.9.

A contribuição dos flanges é bem evidenciada nesses diagramas. As deformações na lateral com flange são bem inferiores que as da lateral sem flange (SGs 1/4 << SGs 3/6 e TDs 1/4 << TDs 3/5) e apresentam na extremidade com flange (Figuras 5.71 e 5.72) deformações semelhantes e, pouco maiores (de mesma ordem de grandeza) que as obtidas no centro e bem inferiores às obtidas na extremidade sem flange. As Figuras 5.72 e 5.74, que apresentam as deformações obtidas pelos transdutores, além de realçar esse comportamento, mostram a contribuição dos flanges através das deformações nos transdutores 2 e 6.

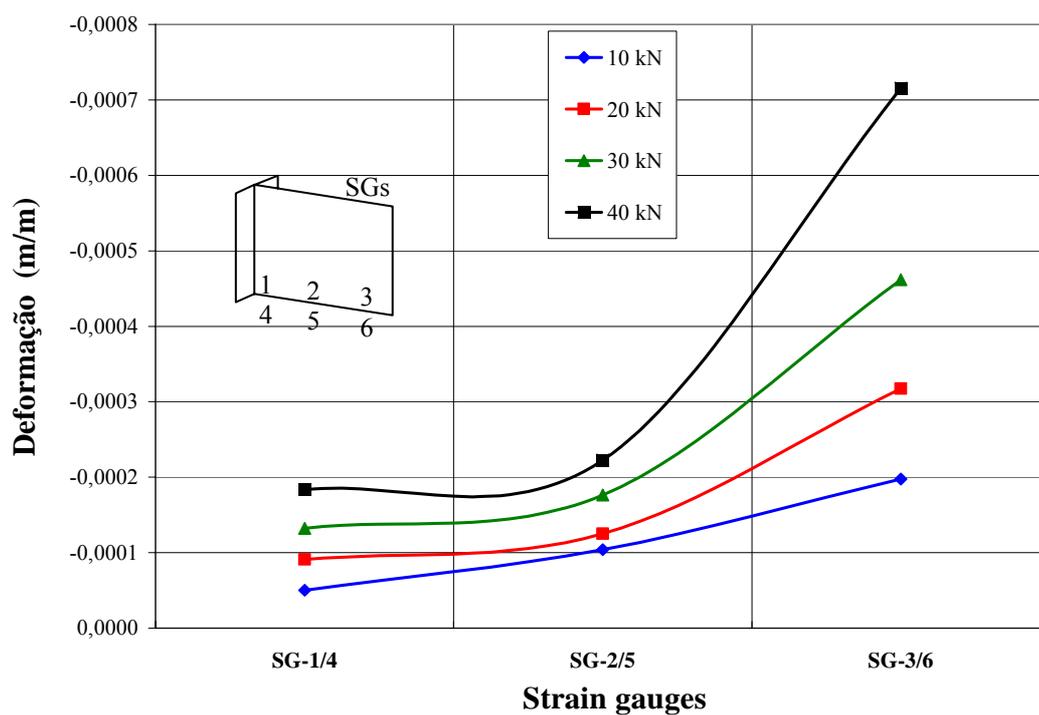


Figura 5.71 – Protótipo 1 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.

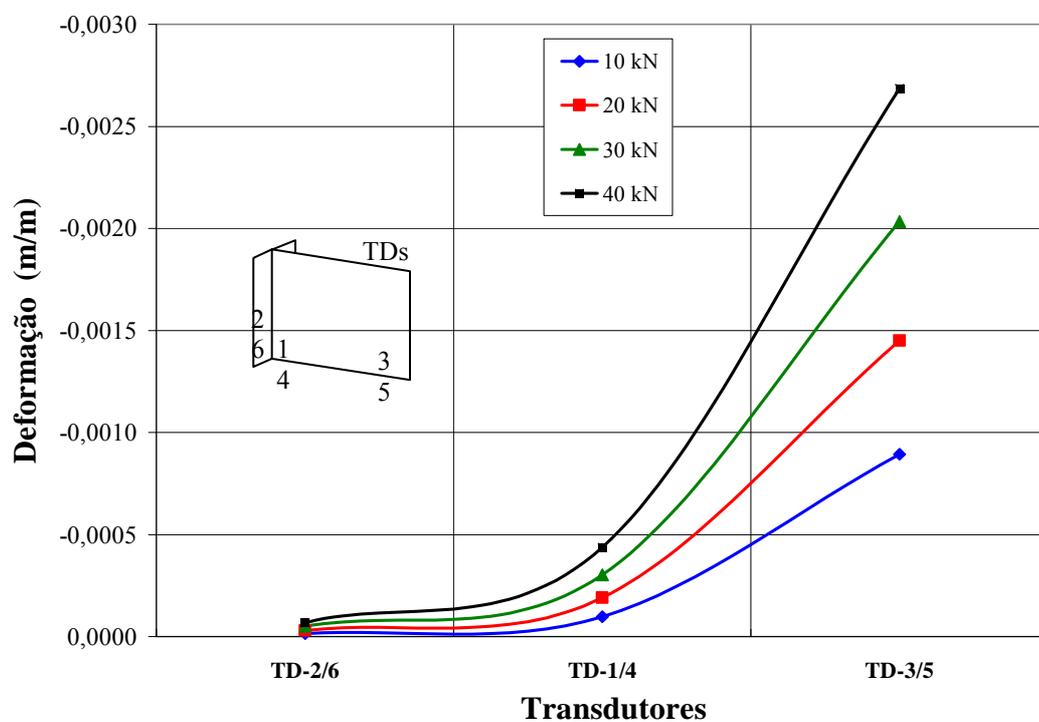


Figura 5.72 – Protótipo 1 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.

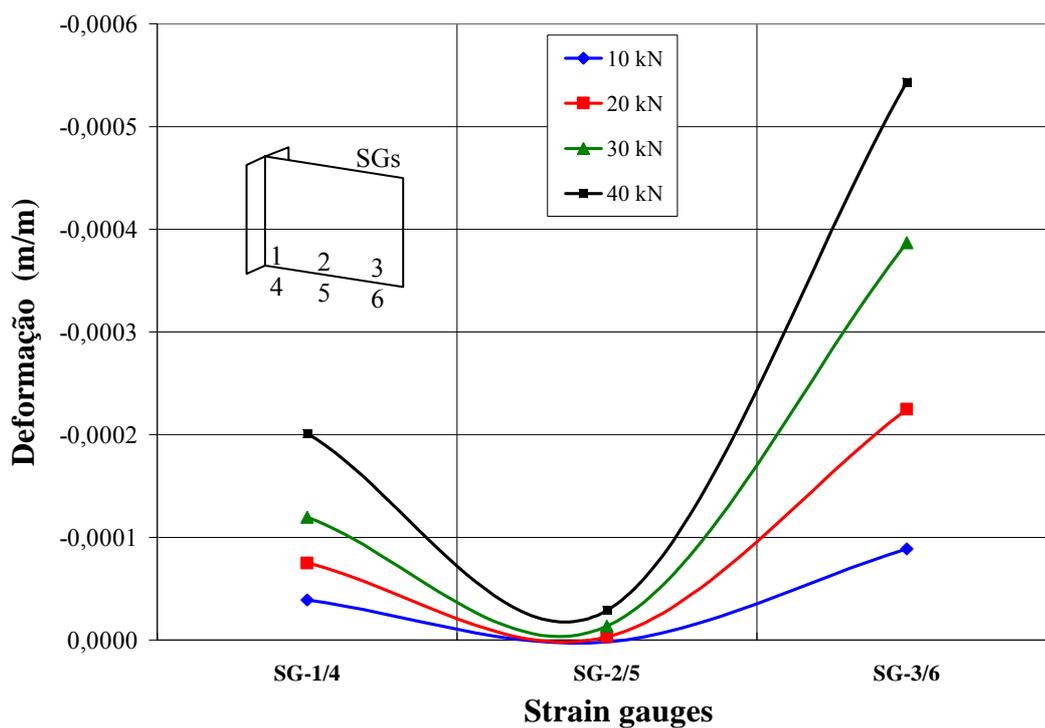


Figura 5.73 – Protótipo 4 - Deformações médias dos “strain gauges” opostos para diferentes cargas.

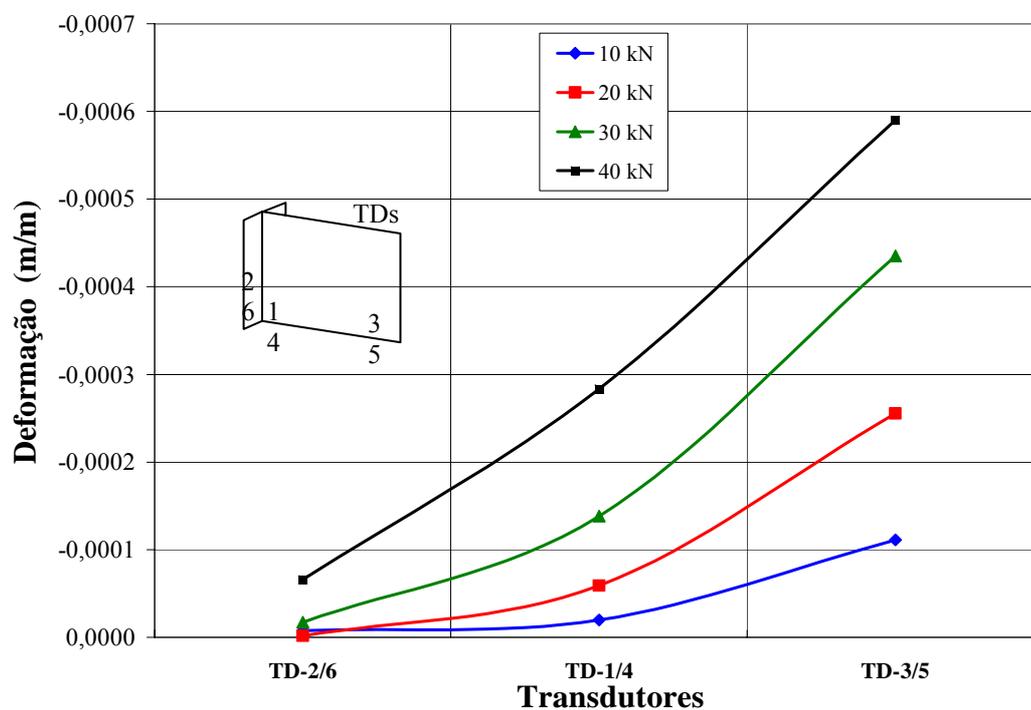


Figura 5.74 – Protótipo 4 - Deformações médias dos transdutores opostos para diferentes cargas.

Nas Figuras 5.75 e 5.76 é feita uma comparação entre os valores médios das deformações obtidas para uma carga de 40 kN, para os protótipos com e sem flange.

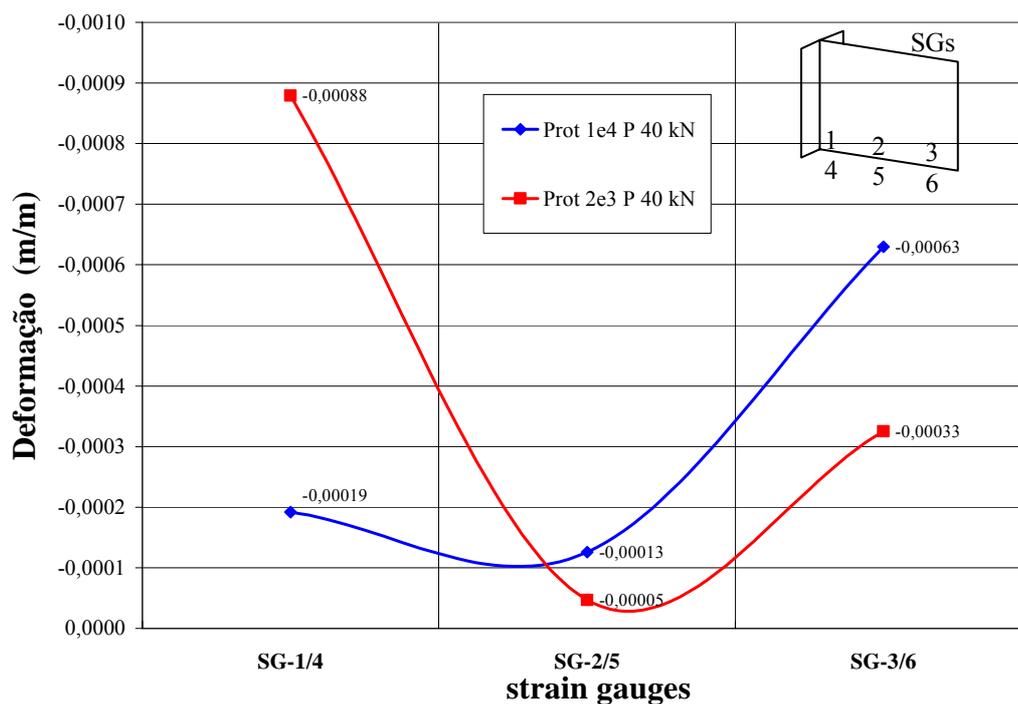


Figura 5.75 – Deformações médias dos *strain gauges* opostos – médias dos protótipos 1-4 e 2-3 (P = 40 kN).

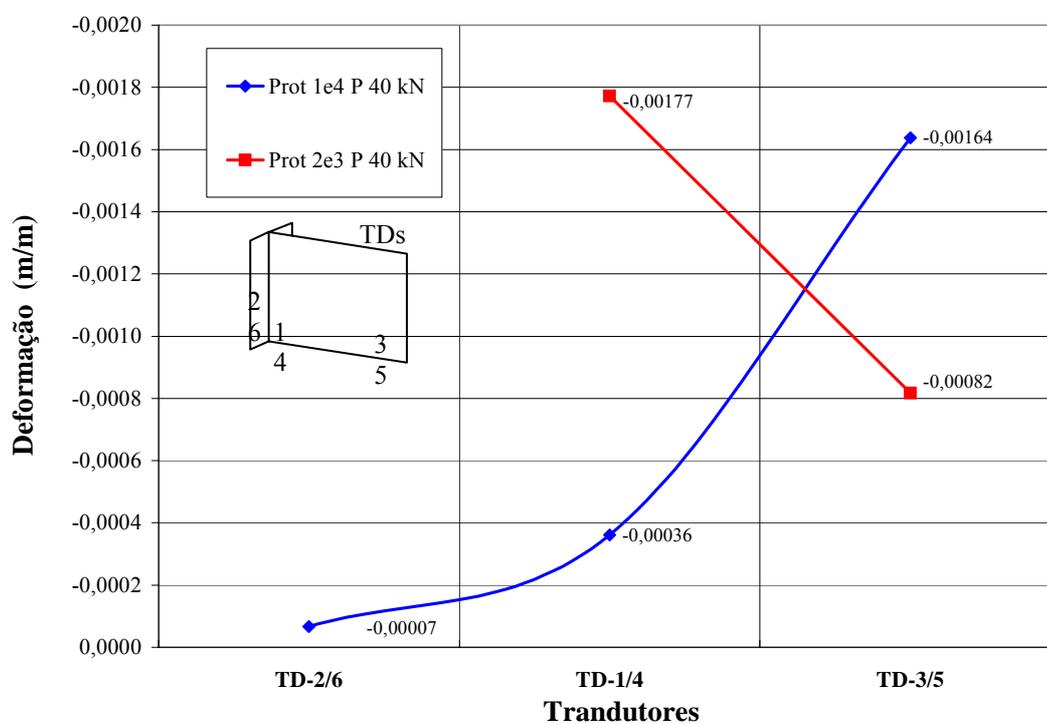


Figura 5.76 – Deformações médias dos transdutores opostos – médias dos protótipos 1-4 e 2-3 (P = 40 kN).

As Figuras 5.75 e 5.76 evidenciam, conforme mencionado anteriormente, que nos painéis sem flange (protótipos 2 e 3) a lateral esquerda apresenta deformações maiores que as da lateral direita, sendo que, pela simetria, deveriam ser iguais, podendo-se concluir que a extremidade esquerda foi um pouco mais solicitada que a direita, mas, mesmo assim, os painéis com flange apresentaram na extremidade contraventada deformações sensivelmente menores, mostrando a absorção de parte das tensões pelos flanges.

5.5 Análise numérica – SAP2000

5.5.1 Análise linear ou não linear – adoção das ferramentas computacionais

Dhanasekar (1985) faz uma detalhada análise dos trabalhos relacionados à análise numérica da alvenaria de tijolos desenvolvidos até então. As análises, baseadas no método dos elementos finitos e em outros métodos numéricos, foram extensivamente usadas para a verificação de estruturas de alvenaria a partir da década de 60, variando de simples modelos elásticos isotrópicos a modelos relativamente refinados, que tentaram considerar características de deformação não lineares e fissuras localizadas.

Em sua análise, o autor verifica a dificuldade dos pesquisadores em alcançar a fidelidade entre os modelos experimentais e teóricos e, naqueles que mais se aproximaram desta fidelidade, a complexidade encontrada na modelagem numérica torna-os desvantajosos em situações práticas, pelo grande número de elementos necessários para discretizar a parede de alvenaria e, no caso de grandes estruturas, o grande espaço de armazenamento exigido de computador.

A leitura do trabalho de Dhanasekar, vinte anos após sua publicação, mostra que muitas de suas críticas, principalmente as referentes à capacidade de processamento e de armazenamento dos equipamentos de informática, não mais se aplicam, em face do grande desenvolvimento da indústria de microcomputadores e sua disseminação no meio técnico ocorrida no período. No entanto, suas observações relativas à complexidade encontrada na modelagem numérica ainda são válidas atualmente.

Nessas últimas décadas, houve também o desenvolvimento e/ou aprimoramento dos softwares para análise numérica, inclusive com preocupações relativas à interface software/usuário, mas, sem dúvida, à medida que se aprofunda o detalhamento da modelagem numérica, a complexidade se apresenta cada vez mais visível. Assim, cabe ao pesquisador a tarefa de

ajustar o detalhamento e “precisão” da modelagem às respostas que almeja em sua pesquisa.

Neste trabalho, é importante se observar isto:

- Faz-se um estudo de caso, ou seja, não se trata de uma estrutura ou elemento padronizado onde a fidelidade às características físicas e geométricas do protótipo é fundamental.
- O estudo se atém às relações de tensões em duas estruturas, ou seja, uma análise mais qualitativa (comparativa) que quantitativa.
- A imprecisão proveniente de uma modelagem numérica mais simplificada é comum às duas estruturas modeladas, permitindo sua comparação em termos qualitativos.
- Não se estuda o “efeito arco”, mas sim a relação das tensões em duas estruturas submetidas ao efeito arco. O estudo específico do efeito arco envolveria outros parâmetros não considerados aqui como, por exemplo, a rigidez dos apoios que teria grande influência nos deslocamentos horizontais, fundamentais para o efeito arco.

Isso posto, as condições do estado de serviço nortearam o experimento, ou seja, o trabalho se fundamenta nas situações usuais de projeto onde, em função da rigidez da viga de apoio/parede de alvenaria estrutural não armada, se terá a ocorrência, com maior ou menor intensidade, do efeito arco.

A partir dessa consideração inicial, admite-se, como proposto por alguns pesquisadores, a imposição do efeito arco como fator de redução das dimensões da viga de apoio, porém sem a introdução de manifestações patológicas adicionais na alvenaria estrutural, ou seja, a formação de fissuras na parede.

Tendo por base as considerações acima, adotam-se como hipóteses válidas para estas condições de serviço:

- Despreza-se a não-linearidade geométrica a partir da consideração de que os deslocamentos e/ou deformações são pequenos o suficiente para que a diferença entre a configuração inicial e deformada seja desprezível. Considerando-se ainda que, nesse caso específico, não há a ocorrência de efeitos de segunda ordem, esta hipótese é razoável.
- Despreza-se a não-linearidade física ou do material a partir da consideração de que a análise não-linear torna-se necessária quando se deseja observar o comportamento da estrutura sob a fissuração ou em algum estado limite último. Neste trabalho, admite-se

que na alvenaria não armada, sob condições de serviço, não ocorre a abertura de fissuras e que o nível de tensões sob compressão é inferior a 0,45 da resistência à compressão, possibilitando, dessa forma, o trabalho dos materiais em regime elástico.

- Despreza-se a não-linearidade de contato (o que é feito usualmente), visto que normalmente a parede em conjunto com a argamassa tende a trabalhar como um meio contínuo. Considera-se, no caso, que o conjunto bloco/argamassa é um conjunto homogêneo, com propriedades elástico-lineares.

O trabalho proposto visa ao estudo comparativo entre duas estruturas, a parede/viga isolada e a parede com contrafortes/viga, para a análise da contribuição ou não dos contrafortes. Não se pretende a propositura de uma modelagem numérica verificada pela modelagem experimental, mas que a modelagem numérica forneça os parâmetros e informações necessárias para a viabilização da modelagem experimental.

Considera-se que a utilização da modelagem em escala reduzida neste trabalho visa à obtenção de informações qualitativa e comportamental da estrutura em análise e não a obtenção de correlações numéricas com a estrutura real. Em relação à análise numérica, considera-se a análise linear suficiente para o fornecimento de parâmetros (tensões) para a análise qualitativa e comportamental da estrutura.

Isto posto, e considerando que a estrutura não deve apresentar fissuras em estado de serviço, admite-se que a análise elástica seja uma boa aproximação. Adotaram-se para a simulação numérica deste trabalho modelos computacionais baseados na análise linear, optando-se pelo uso do aplicativo SAP2000, por atender aos requisitos necessários, pela comprovada excelência e pelo fato de que tanto a UFSC como a UEM possuem licenças de uso.

a) Adoção dos nós da estrutura

Para facilitar o manuseio dos relatórios e comparação das estruturas, optou-se pela geração manual dos nós. Com essa premissa, a numeração da parede é idêntica para ambas as estruturas e a numeração dos contrafortes foi seqüenciada a partir do contraforte esquerdo para o direito (superiores para os inferiores).

Para o SAP2000, a relação entre as arestas do elemento sólido de até 1:4 é considerada satisfatória, não sendo admitidas relações acima de 1:10. É aconselhado, como situação ideal, que essa relação seja o mais próxima possível da unidade, ou seja, elementos cúbicos. Adotou-se, por premissa, que a relação fosse inferior a 1,5.

Para a alvenaria, foram adotados três planos verticais de nós, sendo um central e os outros dois passando pelas laterais. Observa-se que o ideal seria um número maior de planos, porém, arbitrando-se a necessidade de que um plano fosse central, passando pelo eixo da parede, tem-se um número ímpar de planos. Na estrutura em estudo, a espessura da parede de 4,2 cm fixa o padrão dimensional dos elementos, ou seja, com a premissa adotada para a relação entre as arestas dos elementos sólidos inferior a 1,5, cinco planos produziriam elementos com arestas variando entre 1,1 a 1,6 cm, tendo como consequência um número extremamente alto de nós.

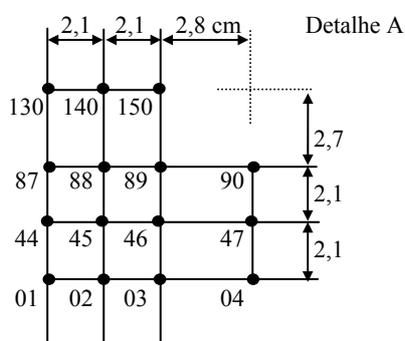
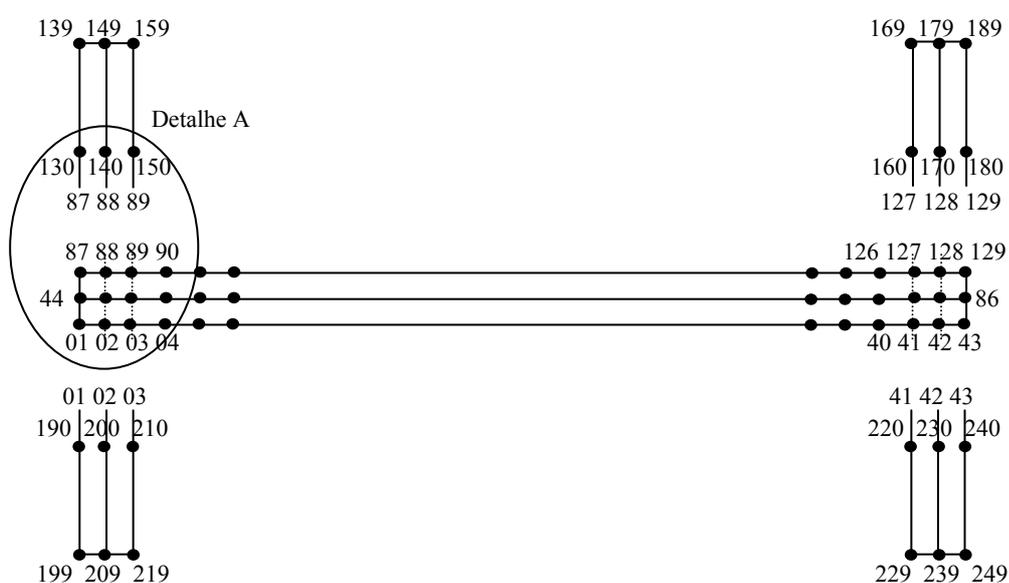
Foram adotados dois distanciamentos horizontais para os nós. Os três nós de cada extremidade da parede foram espaçados em função da espessura do contraforte (parede), possibilitando assim a perfeita conexão desta com os contrafortes, enquanto os nós internos foram espaçados uniformemente. Na Figura 5.77, apresenta-se o esquema de numeração dos nós para a camada 0, base da viga. A figura ilustra as distâncias adotadas entre os nós. O detalhe da intersecção esquerda da parede e do contraforte mostra que na parede os nós comuns aos contrafortes estão distanciados em 2,1 cm e os nós internos (04 a 40, 47 a 83 e 90 a 126) distanciados em 2,8 cm. Nos contrafortes, a distância é 2,7 cm.

Verticalmente, a numeração das camadas foi seqüenciada a partir da 0 (base da viga) com incrementos de 450 [a numeração dos nós é dada por $(n-1) \times 450 + 1$ a $(n-1) \times 450 + 439$] e, a partir da sexta camada de nós, inicia-se a numeração dos nós da alvenaria. A primeira camada de nós da alvenaria (sexta no geral) tem o nó inicial fixado em 2751, com incrementos de 250 entre camadas [a n -ésima camada de nós tem a numeração iniciando em $(n-1) \times 250 + 2751$ e terminando em $(n-1) \times 250 + 2879$]. O distanciamento vertical entre as camadas de nós foi fixado em 2,8 cm na base de concreto e 2,7857 cm na alvenaria.

Com as distâncias mínimas e máximas entre nós fixadas em 2,1 e 2,8 cm, respectivamente, a relação máxima entre as arestas do elemento sólido é 1:1,33, atendendo a premissa adotada de que fosse inferior a 1:1,5.

Na base de apoio mais larga que a parede, foi necessária a adoção de cinco planos verticais de nós e a premissa adotada para a relação entre as arestas dos elementos sólidos inferior a 1,5 não pode ser respeitada. Para facilitar a conexão entre a base e a parede, na base foram

mantidos os três painéis de nós da parede e acrescentados mais dois, um em cada lateral dos elementos da base de apoio, conforme mostrado na Figura 5.78. A alteração da relação entre as arestas dos elementos gerados pelos planos laterais da base de apoio foi relevada, considerando que a base de apoio é de importância relativa para esta pesquisa.



Obs.: Numeração geral.

A parede "T" não tem os contrafortes do lado direito.

A numeração da primeira camada de nós da parede inicia-se na sexta camada em 2751 e a cada camada adiciona-se 250.

$$(n-6).250 + 2750 + n^{\circ} \text{ nó}$$

Figura 5.77 – Esquema de numeração dos nós – Parede

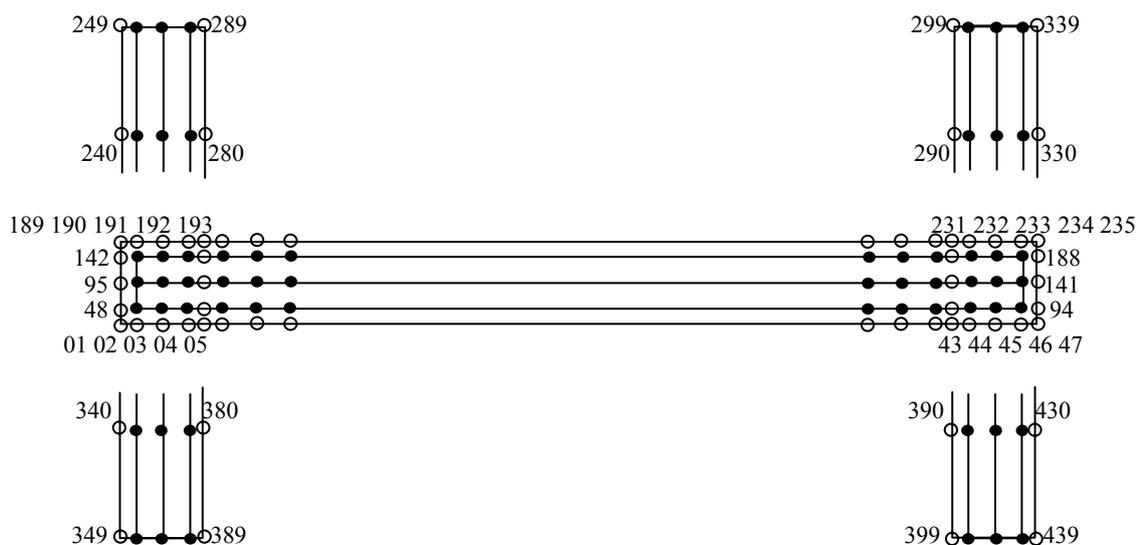


Figura 5.78 – Esquema de numeração dos nós – Base de apoio

b) Sistema global de coordenadas

A origem do sistema de coordenadas global foi fixada na intersecção do eixo da parede com o eixo do contraforte esquerdo, no plano da face superior da base de concreto.

A adoção do plano da face superior da base de concreto como origem das ordenadas do eixo z, tem como propósito o tratamento individualizado do concreto e da alvenaria, facilitando, quando necessário, alterações nas alturas da viga e/ou da parede.

c) Apoios e restrições de apoio

Com a base de concreto adotada, pretende-se representar uma típica viga “bi-apoiada” em edifícios de concreto armado, ou seja, as restrições, mesmo que parciais, ao deslocamento horizontal imputam alguma hiperstaticidade ao sistema. O sistema contrafortes/viga adotado, mesmo precariamente, busca esta analogia.

Com os contrafortes muito mais rígidos que a viga, e totalmente apoiados, procurou-se maximizar a transferência das ações do elemento de menor rigidez para o de maior rigidez.

A consideração de o conjunto estar diretamente apoiado no piso, com a conseqüente restrição ao deslocamento, conduziu à adoção de vínculos do segundo gênero. A figura 5.79 mostra os nós restringidos e as vinculações de apoio adotadas.

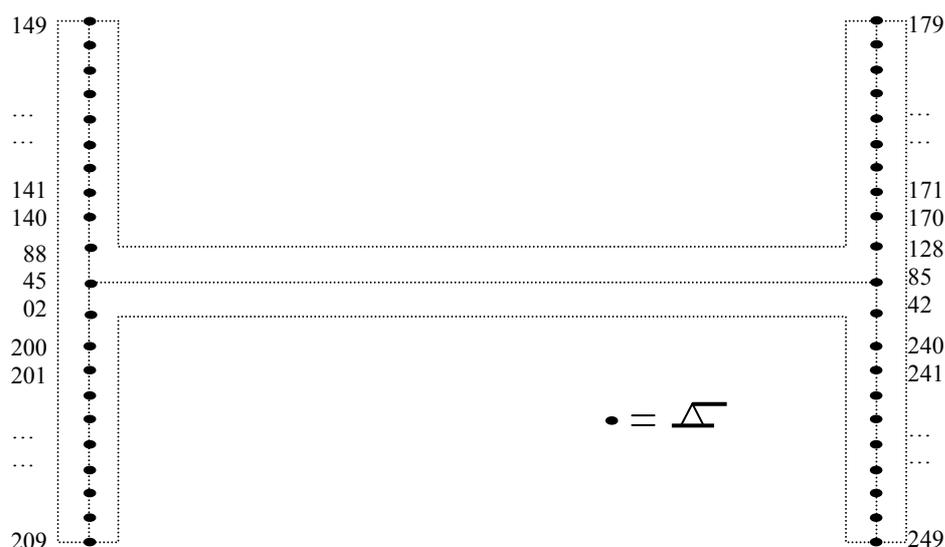


Figura 5.79 – Nós restrungidos

d) Carregamento

O carregamento foi aplicado na camada superior de nós da parede, observando-se a área de influencia de cada nó. Dessa forma, o alinhamento central de nós recebeu 50% da carga total e os alinhamentos externos, 25% cada. Os três alinhamentos de nós comuns aos contrafortes e o alinhamento próximo a este não tiveram cargas aplicadas. Com esse procedimento, buscou-se não contaminar a transmissão de esforços da parede para os contrafortes. A figura 5.80 ilustra a aplicação das cargas.

Foi aplicada uma carga total de 40,0 kN, distribuídos nos 111 nós. Os nós do alinhamento central (37 nós) foram solicitados por -0.540541 kN e os dos alinhamentos laterais (2 x 37 nós) por -0.27027 kN. Em relação à carga de 40 kN adotada, observa-se que esse valor foi o adotado como referência nos experimentos e, por se tratar de uma análise linear, os resultados da análise numérica podem facilmente ser extrapolados para outros valores de cargas.

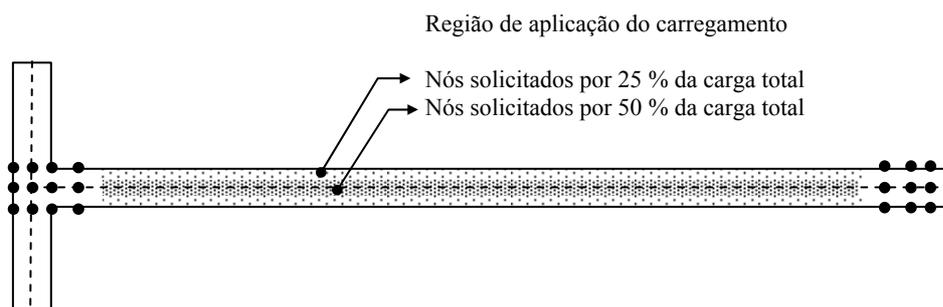


Figura 5.80 – Região de aplicação das cargas na parede

e) Constantes dos materiais

As características dos materiais necessárias para a análise numérica foram adotadas a partir dos dados experimentais obtidos nos ensaios de prismas e paredinhas para a alvenaria e corpos de prova para o concreto. Considerando os problemas encontrados na determinação do coeficiente de Poisson, fez-se uma análise da influência do coeficiente na análise numérica. O painel sem flanges foi simulado com três conjuntos distintos de coeficientes (ν_x , ν_y e ν_z) e comparou-se a tensão (máxima) em um mesmo nó do painel (Figura 5.81).

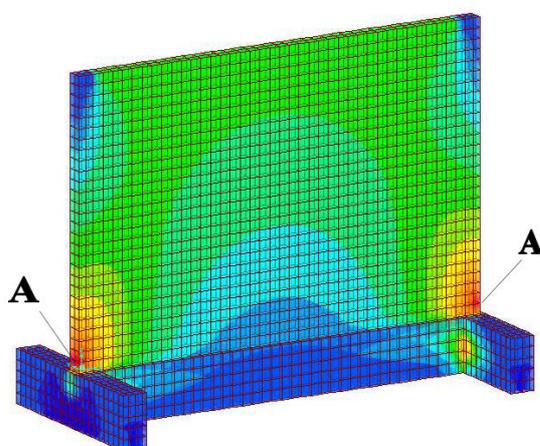


Figura 5.81 – Adoção do nó para a avaliação da tensão em função dos coeficientes de Poisson da alvenaria.

Para a análise do coeficiente de Poisson foram feitas três simulações. Na primeira, considerou-se isotropia do material com $\nu_x = \nu_y = \nu_z = 0,2$. Na segunda, adotaram-se os valores obtidos nos ensaios das paredinhas (Tabelas 5.7 e 5.8), com a exclusão dos valores dos experimentos P03 ($\nu_z = 0,488$) e PL3 ($\nu_x = 0,876$), por estarem muito acima dos demais valores, e na terceira, se adotou $\nu_x = \nu_y = 0,2$ e $\nu_z = 0,1$. Observa-se que a terceira simulação foi considerada apenas como referência, visto que, nos ensaios, não se obtiveram valores próximos a 0,1. A Tabela 5.11 apresenta os valores obtidos para a tensão no ponto A da Figura 5.81.

Como se pode observar na Tabela 5.11, tomando-se como referência a primeira simulação, a variação na tensão é pouco significativa. Isso posto, adotaram-se os valores da segunda simulação, obtidos nos ensaios das paredinhas com a exclusão dos valores dos experimentos P03 (ν_z) e PL3 (ν_x).

Tabela 5.14 – Deformações consideradas para análise comparativa dos experimentos.

Simulação	v_x	v_y	v_z	tensão nó A MPa
1	0,2	0,2	0,2	2,893
2	0,312	0,312	0,237	2,956
3	0,2	0,2	0,1	2,588

2/1 (%)	56,00	56,00	18,50	2,19
3/1 (%)	0,00	0,00	-50,00	-10,52

Para a simulação numérica, considerou-se:

Concreto:

Peso específico (adotado)	0,000025 kN/cm ³
Módulo e elasticidade longitudinal (Tabela 5.3):	2714,3 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson (adotado)	0,18; 0,18; 0,18

Alvenaria:

Peso específico	0,000011 kN/cm ³
Módulo e elasticidade longitudinal – eixo z – (Tabela 5.7):	287,6 kN/cm ²
Módulo e elasticidade longitudinal – eixo x – (Tabela 5.8):	174 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson (adotado)	0,312; 0,312; 0,237

5.5.2 Análise numérica – painel sem flange – isolado

SAP2000

Número de nós = 6222

Número de elementos sólidos = 4072

Tempo de execução do programa = 16 s

Sistema operacional Windows XP Pro – versão 2002 Service Pack 2

Micro computador - Athlon 64 – 3500+, 2,21 GHz, 1,0 GB de RAM

A Figura 5.82 apresenta os elementos sólidos considerados para a análise das tensões. Observa-se que os quatro elementos iniciais e finais de cada camada correspondem à intersecção com os flanges e, nos experimentos, os “strain gauges” e transdutores foram fixados nos blocos seguintes à intersecção.

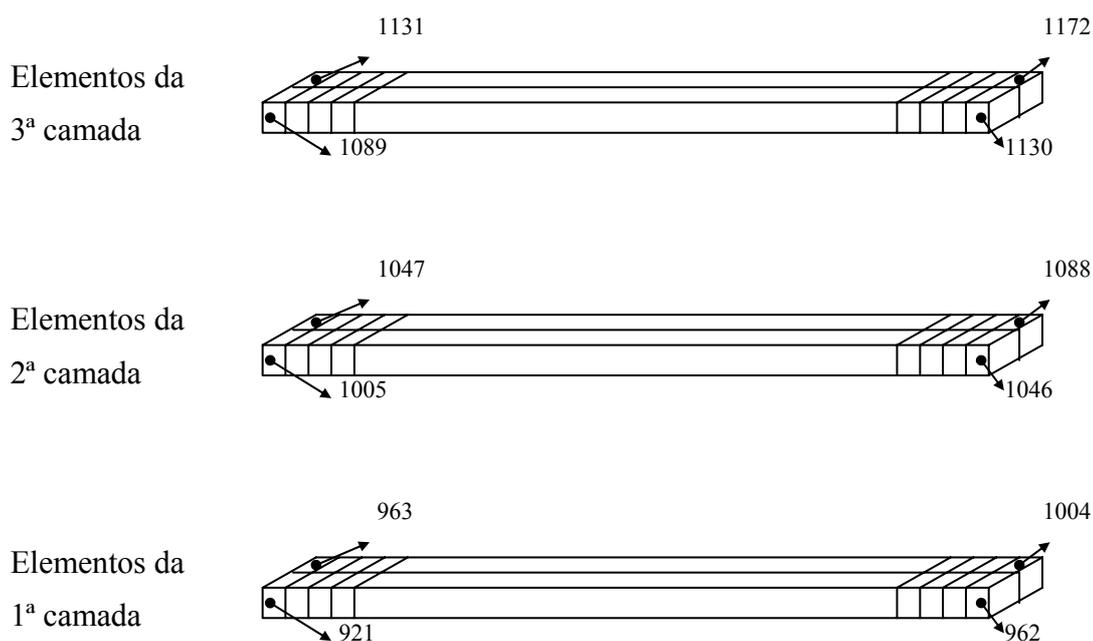


Figura 5.82 – Elementos sólidos de alvenaria a serem considerados para análise.

A Figura 5.83 mostra os nós considerados na análise numérica. Em a) são mostrados os nós da ultima camada da base de concreto e, portanto, a camada 0 de nós da alvenaria. Na figura, os nós afetos apenas à base de concreto são representados por pequenos círculos sem preenchimento e os preenchidos de preto são comuns às malhas de nós da base e da alvenaria. Em b) é apresentado o esquema de numeração da primeira e segunda fiadas de nós da parede e em c) o esquema de numeração de uma camada genérica da alvenaria.

Na Figura 5.84, mostra-se o painel através de vistas de topo e lateral e, na Figura 5.85, apresenta-se a distribuição de tensões verticais (S33) obtidas através do SAP2000, para uma carga aplicada de 40 kN.

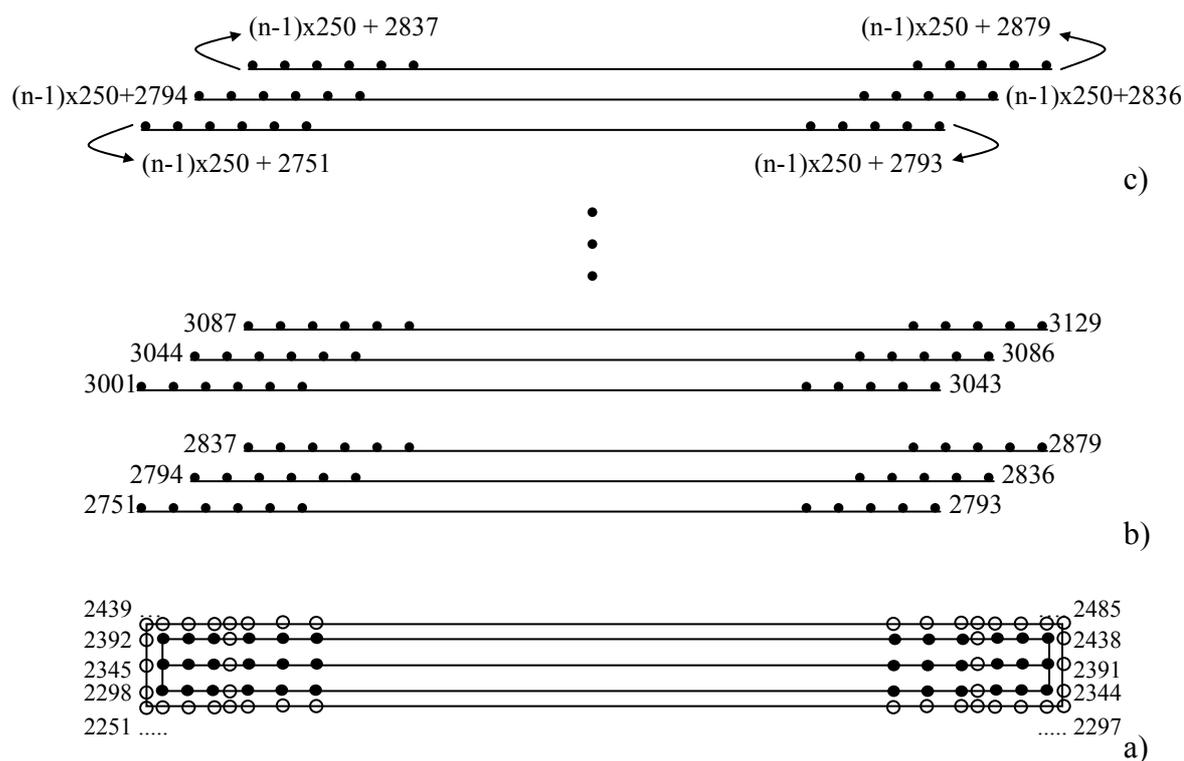


Figura 5.83 – Nós dos elementos sólidos (de alvenaria) a serem considerados para análise.

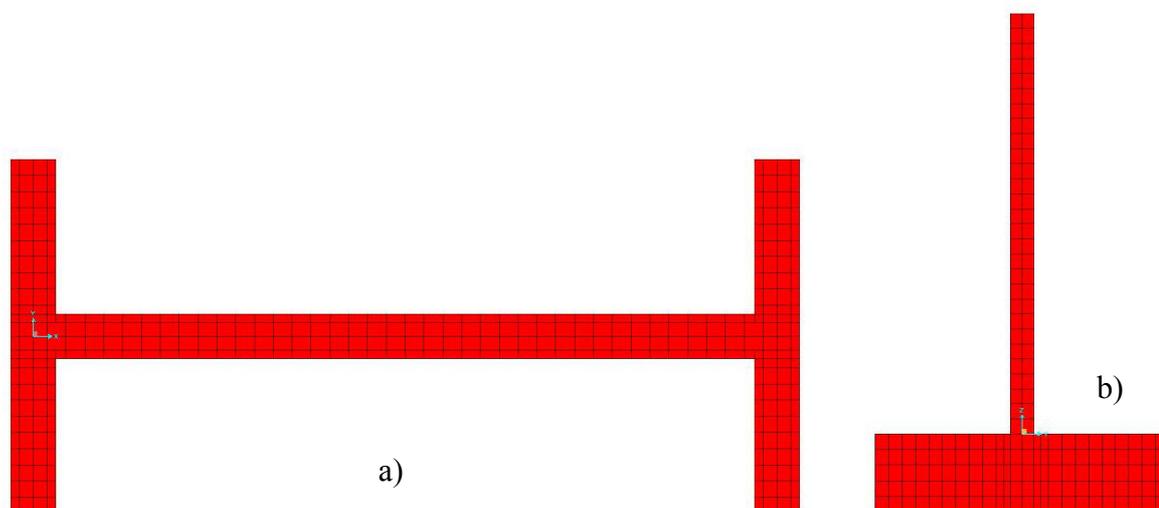


Figura 5.84 – Painel sem flange: a) vista de topo; b) vista lateral.

Através da tabela de resultados do SAP2000, foram compiladas as tensões verticais (S33) nos nós de extremidades e no central em algumas camadas de nós. A Figura 5.86 mostra as tensões para as camadas de nós 0, 1, 2, 3, 20 e 26 da alvenaria (apenas nos nós de extremidade e o central), conforme legendas apresentadas na Figura 5.85.

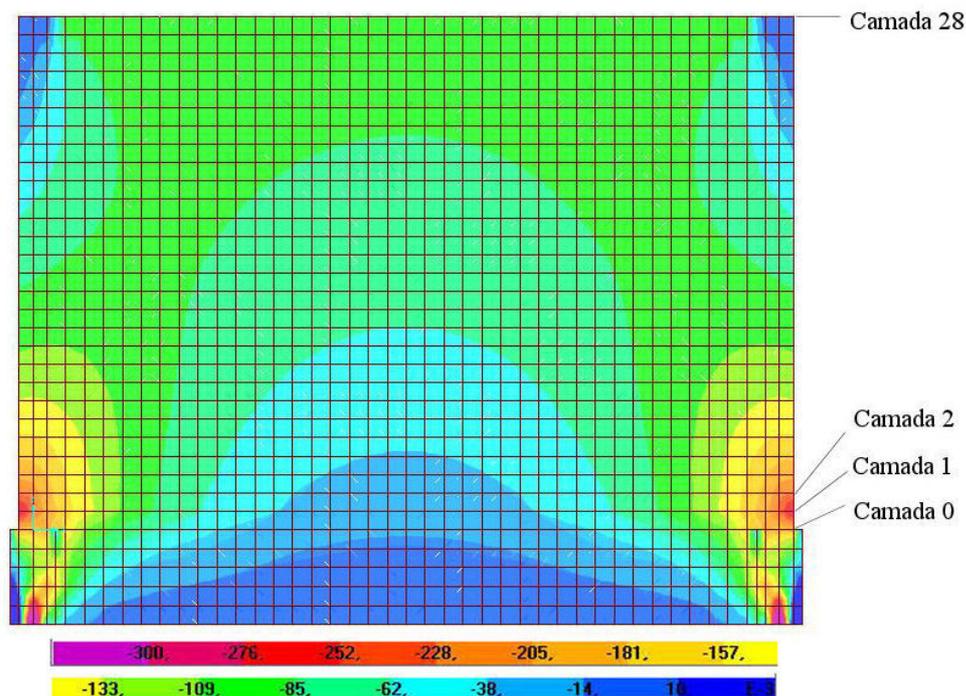


Figura 5.85 – Painel sem flange. Distribuição de tensões verticais – S33 – ($P = 40 \text{ kN}$).

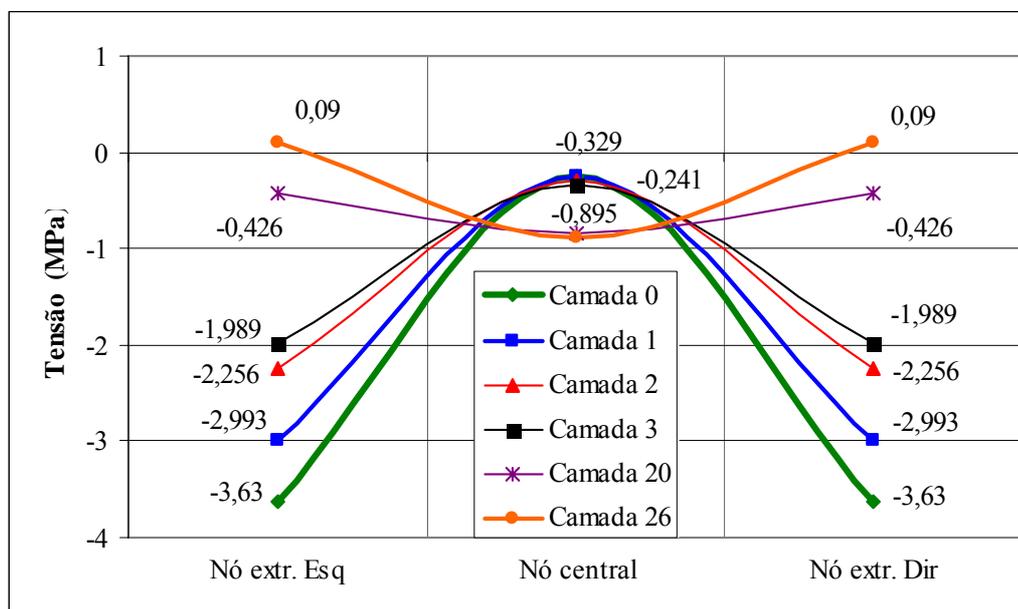


Figura 5.86 – Painel sem flange – Distribuição de tensões verticais ao longo da altura do painel.

As Figuras 5.85 e 5.86 mostram que nas camadas da alvenaria tem-se compressão uniforme nos nós sob a aplicação da carga e tração próxima às extremidades, em virtude da não aplicação de carga nessa região. No terço superior da alvenaria, após uma fase de

homogeneização das tensões, inicia-se uma distribuição de tensões coerente com a ação do efeito arco: uma redução das tensões na região central e aumento das tensões nas extremidades. As curvas apresentadas na Figura 5.86 mostram isso com clareza: na região central, as tensões reduzem de $-0,895$ MPa (camada 26) para $-0,241$ MPa (camada 0) e, nas extremidades, passa-se de uma tensão de tração de $0,09$ MPa na camada 26 para uma de compressão $-3,63$ MPa na base.

Finalmente, chama-se a atenção para a simetria das curvas, ressaltando o problema ocorrido na análise experimental, onde a extremidade direita foi mais solicitada que a esquerda.

Na Figura 5.87 são apresentadas as distribuições de tensões horizontais (S11). Ambas as figuras mostram as tensões para a mesma carga de 40 kN, porém com escalas diferentes. Na figura à esquerda usou-se uma escala em que se realça a distribuição das tensões na alvenaria e, na da direita uma escala em que se realça a distribuição das tensões na interface parede/viga. Observa-se, nessas figuras, que as tensões horizontais na parede são bastante pequenas, havendo, porém, uma concentração de tensões na interface parede/viga.

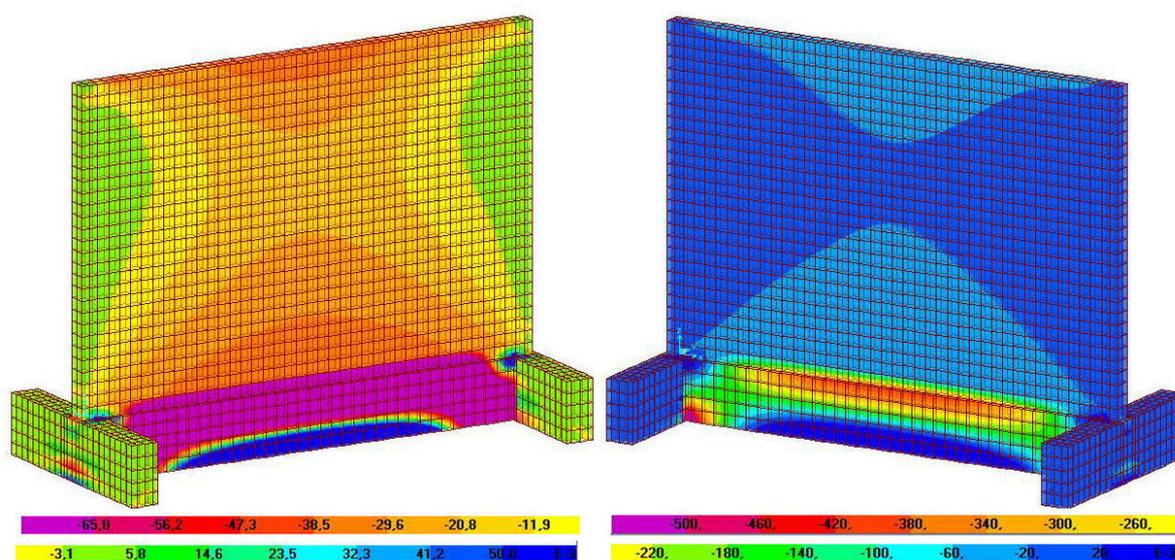


Figura 5.87 Distribuição das tensões horizontais – S11 – ($P = 40$ kN).

Na Figura 5.88 são apresentadas as distribuições de tensões de cisalhamento (S13).

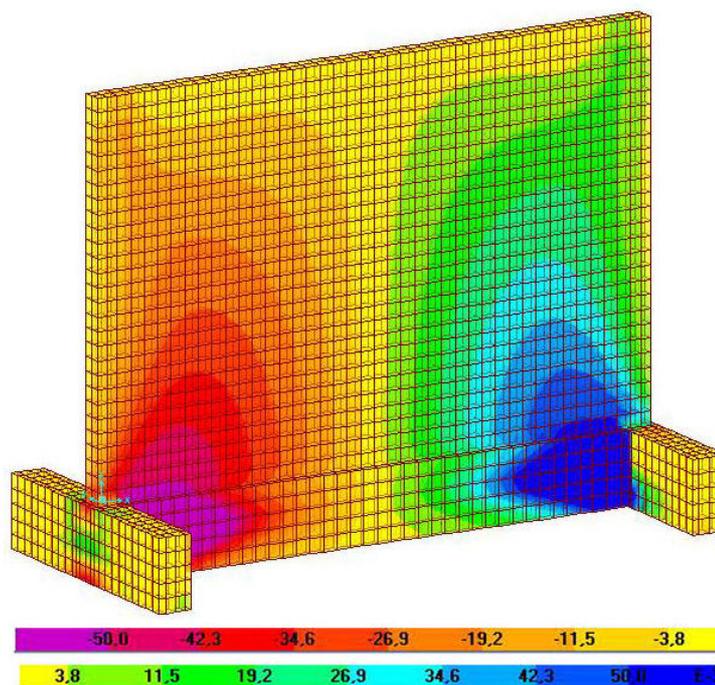


Figura 5.88 Distribuição das tensões de cisalhamento – S13

5.5.3 Análise numérica – painel com flange - em T

SAP2000

Número de nós = 7902

Número de elementos sólidos = 5192

Tempo de execução do programa = 31 s

Sistema operacional Windows XP Pro – versão 2002 Service Pack 2

Micro computador - Athlon 64 – 3500+, 2,21 GHz, 1,0 GB de RAM

No painel com flanges (em T), a parede recebeu o mesmo tratamento dado a ela no experimento sem flanges. Assim, para o painel com flanges são válidas as considerações feitas anteriormente para o painel isolado em relação à numeração dos elementos sólidos e nós (Figuras 5.82 e 5.83). No painel com flanges, acrescentar-se-ão apenas os resultados referentes ao flange.

Nas figuras a seguir, é apresentada a distribuição de tensões verticais (S33) obtidas através do SAP2000, para uma carga aplicada de 40 kN. Na Figura 5.89, mostra-se a distribuição das tensões na parede e nos flanges; na Figura 5.90, a escala de tensões é alterada e a distribuição

de tensões é mostrada em uma vista frontal do painel. A Figura 5.91 mostra a distribuição de tensões no flange, vista interna e externamente.

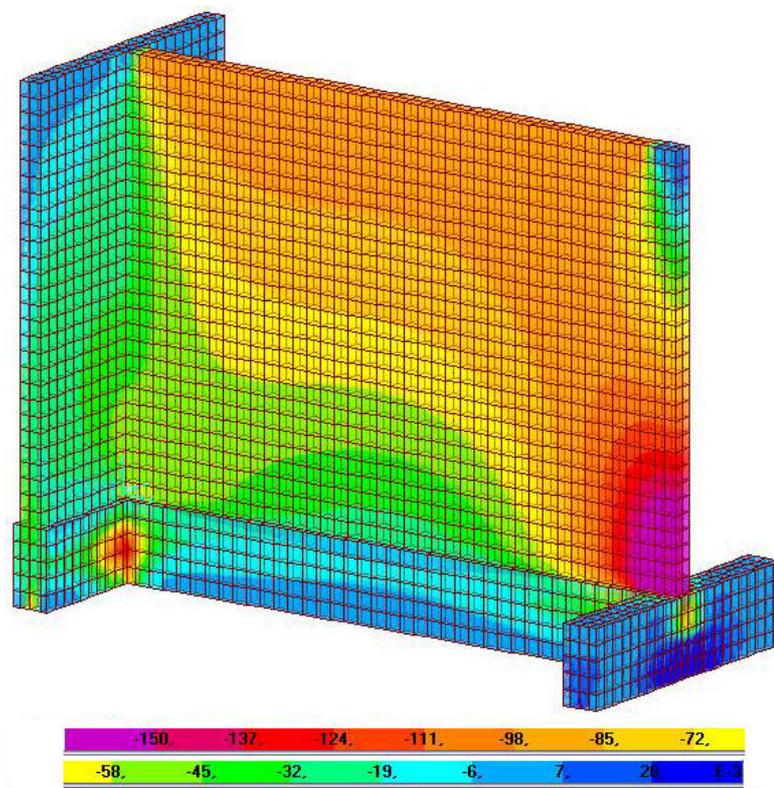


Figura 5.89 – Painel em T - Distribuição de tensões verticais – S33 – (P = 40 kN).

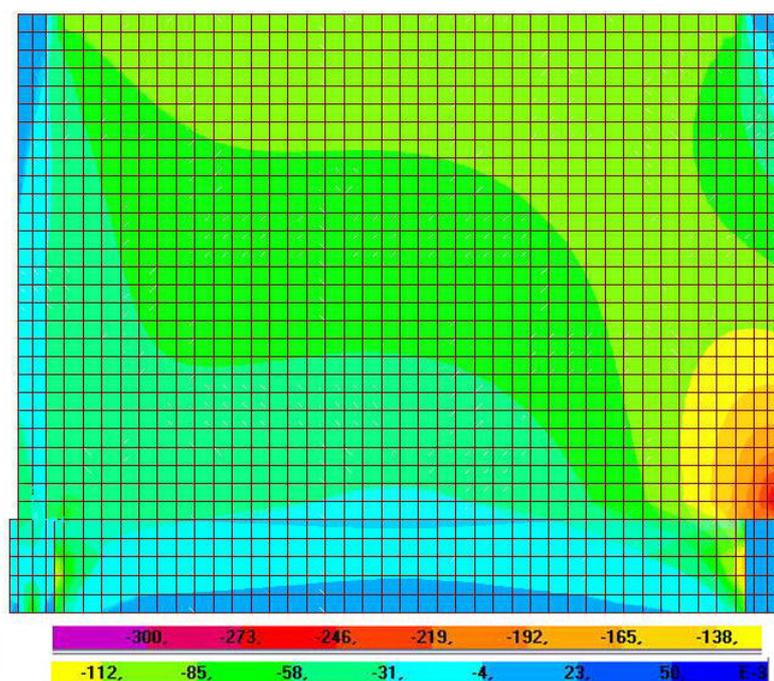


Figura 5.90 – Painel em T – vista frontal - Distribuição de tensões verticais – S33 – (P = 40 kN).

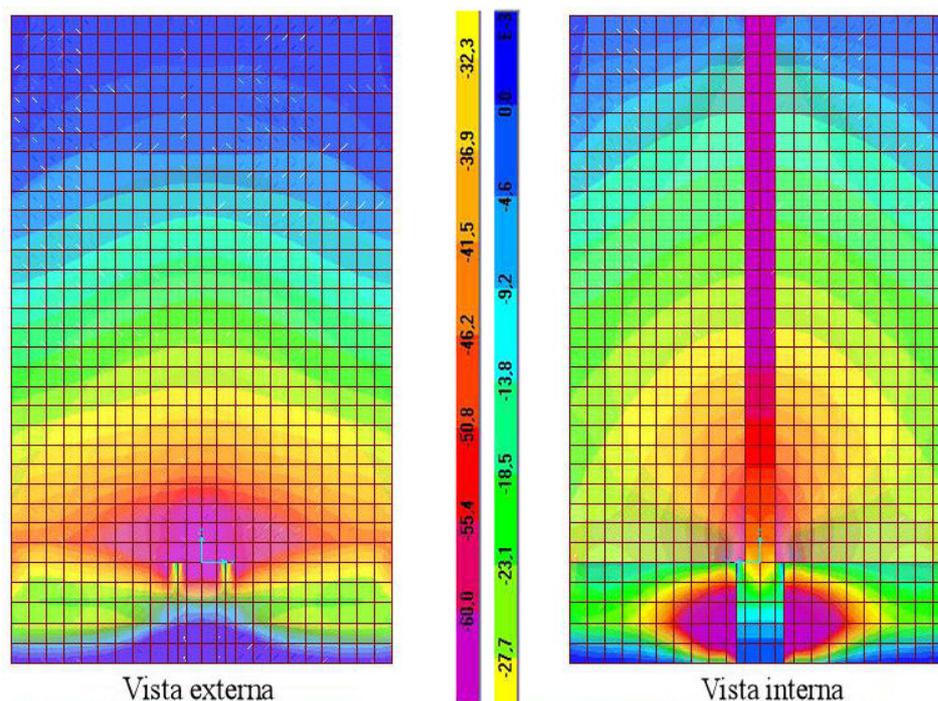


Figura 5.91 – Pannel em T - Distribuição de tensões verticais no flange ($P = 40 \text{ kN}$).

Na Figura 5.92 são apresentadas as distribuições de tensões horizontais (S_{11}) para uma carga de 40 kN . Na figura à esquerda usou-se uma escala em que se realça a distribuição das tensões na alvenaria e, na da direita uma que se realça a distribuição das tensões na interface parede/viga. As tensões horizontais na interface parede/viga são muito superiores às observadas no restante da parede.

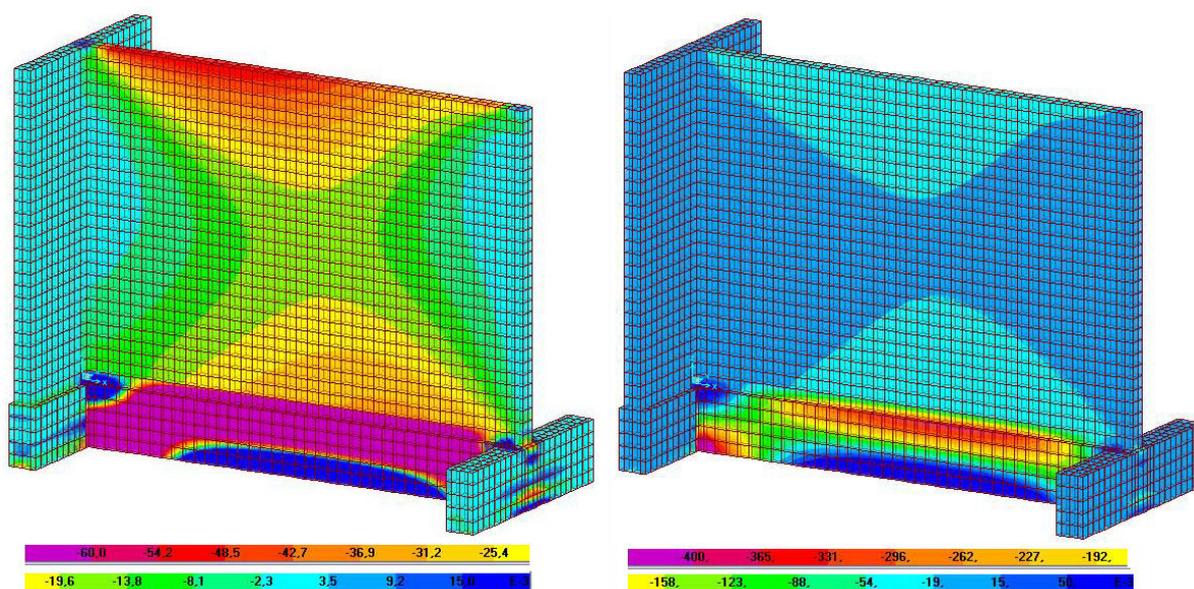


Figura 5.92 Distribuição das tensões horizontais – S_{11} – ($P = 40 \text{ kN}$)

Na Figura 5.93 são apresentadas as distribuições de tensões de cisalhamento (S13) para uma carga de 40 kN.

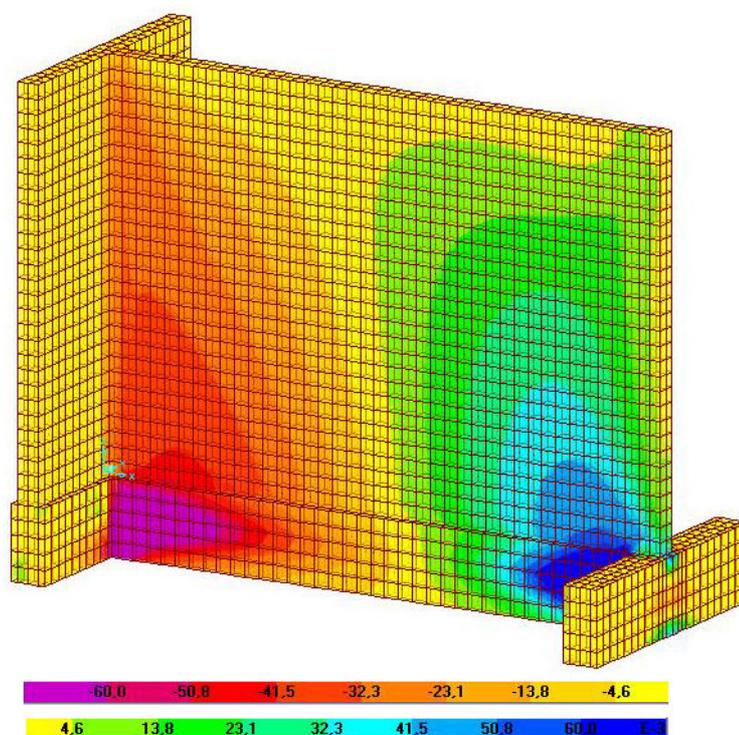


Figura 5.93 Distribuição das tensões de cisalhamento – S13

Através da tabela de resultados do SAP2000, foram compiladas as tensões verticais (S33) nos nós de extremidades e no central em algumas camadas de nós. A Figura 5.94 mostra essas tensões para as camadas 0, 1, 2, 3, 20 e 26 (Figura 5.85).

Na Figura 5.95, mostra-se a distribuição de tensões no flange (pela simetria mostra-se apenas uma das laterais). Nas colunas, têm-se os nós ao longo do flange, sendo o nó zero o da intersecção do flange com a parede e o nó dez o de extremidade do flange. Como se pode observar, inclusive pela Figura 5.89, há uma concentração de tensões muito próxima à parede, ocorrendo substancial redução a partir da abscissa dois (aproximadamente 5,0 cm da interface parede/flange), mantendo-se então com pouca variação ao longo do flange.

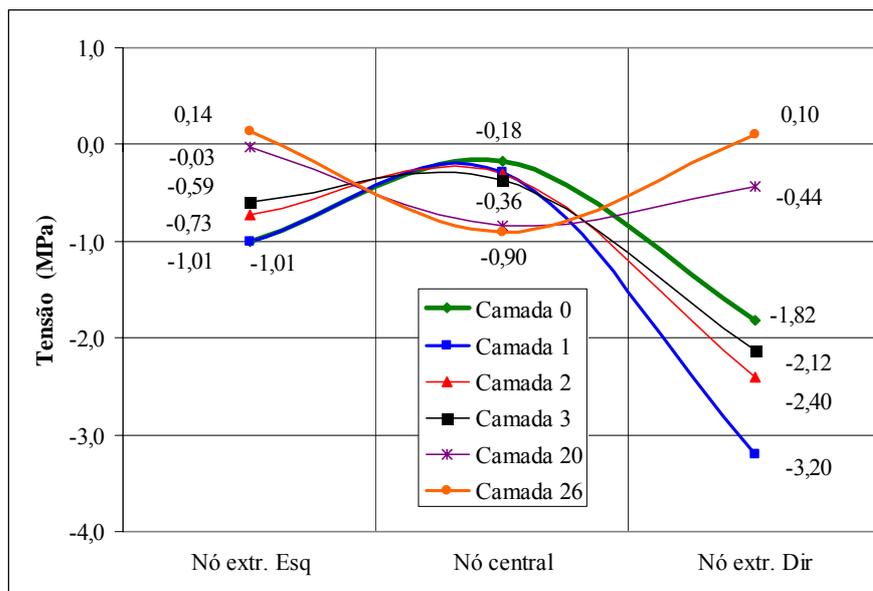


Figura 5.94 –Distribuição de tensões verticais ao longo da altura do painel (P = 40 kN).

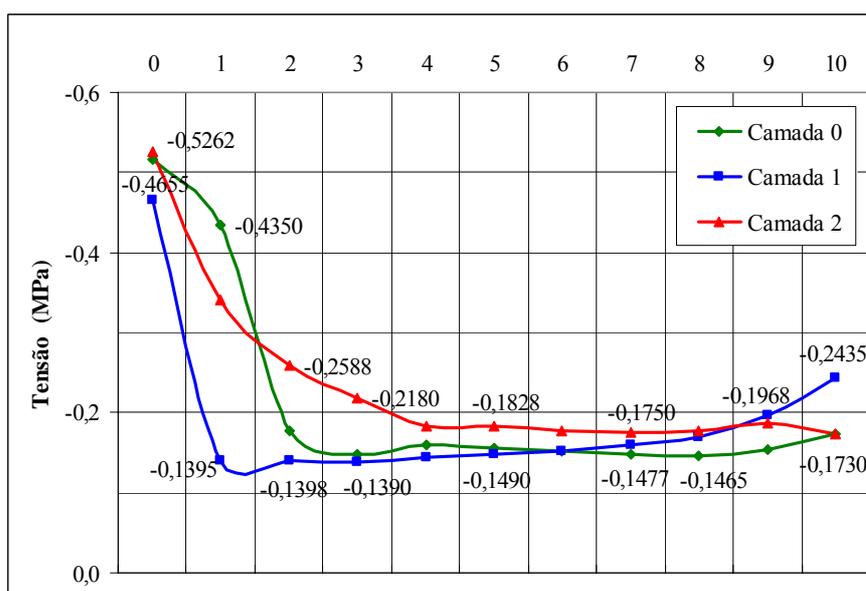


Figura 5.95 –Distribuição de tensões verticais no flange nas camadas próximas à base (P = 40 kN).

As Figuras 5.89 e 5.94 mostram que nas camadas da alvenaria tem-se uma compressão uniforme nos nós sob a aplicação da carga e tração próxima às extremidades, em virtude da não aplicação de carga na região. Observa-se que a ação do flange já é percebida, pois na extremidade com flange (maior rigidez) há tensões de tração um pouco maiores que na extremidade sem flange.

Como no painel isolado, das camadas superiores de nós para a camada da base (camada 0), após uma fase de homogeneização das tensões inicia-se uma distribuição de tensões coerente com a ação do efeito arco, com a redução das tensões na região central e aumento das tensões nas extremidades, porém um aumento muito mais expressivo na extremidade direita (sem flanges) que na esquerda, onde os flanges absorveram uma parcela significativa das tensões.

As curvas apresentadas na Figura 5.90 mostram isso com clareza: na região central, as tensões reduzem de $-0,90$ MPa (camada 26) para $-0,18$ MPa na camada 0 (base) e, na camada 26, na extremidade direita passa-se de uma tensão de tração de $0,10$ MPa para uma de compressão de $-3,20$ MPa na base e, na extremidade com flange, de $0,14$ MPa para $-1,01$ MPa na base.

A comparação entre os painéis isolados e com flanges mostra que na extremidade direita (sem flange) ambos os painéis comportarem-se com isolados, com tensões de mesma ordem de grandeza, pois, nessa extremidade, o painel isolado apresentou tensão máxima de compressão $13,4\%$ superior à do painel com flange ($3,63$ e $3,20$ MPa) mas, na extremidade esquerda, a ação dos flanges fica evidente com o painel isolado apresentando uma tensão máxima de compressão três vezes superior à do painel com flange ($3,63$ e $1,01$ MPa).

Como se pode observar, as tensões ao longo do flange (fora da região de concentração de tensões) nas camadas 0, 1 e 2 variam entre $0,14$ e $0,18$ MPa, são pequenas, porém significativas, ao se considerar a abrangência (comprimento dos flanges igual a $54,0$ cm) das tensões, ou seja, a parcela da força absorvida. Observa-se ainda que nessas camadas as tensões na extremidade da parede variam entre $-0,73$ a $-1,01$ MPa e as tensões devidas ao carregamento são iguais a $-0,816$ MPa, ou seja, as tensões nos flanges são da ordem de grandeza de um quinto das tensões.

5.6 Correlação das análises experimental e numérica

Embora não seja o objeto deste trabalho o estabelecimento de correlações numéricas entre as análises feitas anteriormente, mas sim uma análise qualitativa da distribuição de tensões (deformações) devidas à ação do efeito arco, faz-se aqui rápida correlação entre as análises numérica e experimental.

Inicialmente, deve-se considerar que, para a modelagem numérica, a adoção da macro-modelagem implica a consideração de um material homogêneo e é neste meio homogêneo que as tensões se desenvolvem. Observa-se ainda que nas paredes com flanges tem-se uma

amarração perfeita entre os flanges e a parede, ou seja, uma distribuição de nós/elementos idêntica em toda a altura da ligação parede com o flange.

Nos experimentos, tem-se a realidade dos blocos vazados, da argamassa, da amarração das fiadas e a amarração dos flanges com a parede, feitas sem as unidades especiais em T e, como consequência desses fatores, as tensões buscam os caminhos naturais para o seu desenvolvimento.

Para esta correlação foram adotados os valores médios obtidos para os protótipos com e sem flange apresentados nas Figuras 5.81 e 5.82, conforme valores apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.15 Valores médios das leituras dos “strain gauges” e transdutores.

Deformações (m/m)	Transdutores			“strain gauges”		
	1/4	3/5	2/6	1/4	2/5	3/6
Painéis com flange	-0,00036	-0,00164	-0,00007	-0,00019	-0,00005	-0,00063
Painéis isolados	-0,00177	-0,00082	-*-	-0,00088	-0,00013	-0,00033

Conforme disposto no item 5.7.e), para a alvenaria se adotou um módulo e elasticidade longitudinal (eixo z) igual a 2876 MPa. Assim, pela lei de Hooke, as deformações dos transdutores implicam as tensões conforme disposto na Tabela 5.13. Os valores da análise numérica apresentados na tabela referem-se às médias das camadas de nós 0, 1 e 2, região de abrangência dos transdutores, e para o flange as duas colunas de nós próximas à interface parede/flange (colunas 1 e 2).

Observa-se a não ocorrência da simetria do carregamento dos painéis isolados ensaiados. Se consideradas as médias dos valores experimentais obtidos nas extremidades, o valor (-3,725 MPa) seria 25,85 % superior aos valores obtidos na análise numérica.

Conforme disposto no item 4.3.4, para os blocos se adotou um módulo e elasticidade longitudinal igual a 5325 MPa. Assim, pela lei de Hooke as deformações dos “strain gauges” implicam as tensões conforme disposto na Tabela 5.14. Os valores da análise numérica apresentados na tabela referem-se às médias das camadas de nós 0 e 1, região de abrangência dos “strain gauges”.

Tabela 5.16 Correlação das tensões (transdutores x análise numérica)

Tensões MPa	Experimental (MPa)			Numérico (SAP2000) (MPa)		
	1/4	3/5	2/6	extr. esq.	extr. dir.	flange
Painéis com flange	1,035	-4,717	-0,201	-0,917	-2,573	-0,264
Painéis isolados	-5,091	-2,358	*-	-2,960	-2,960	*-

	1-4 / extr. esq	3-5 / extr. esq	2-6 / flange			
Painéis com flange	1,129	1,833	0,761	1	1	1
Painéis isolados	1,72	0,797	*-	1	1	*-

Tabela 5.17 Correlação das tensões (“strain gauges” x análise numérica)

Tensões MPa	Experimental (MPa)			Numérico (SAP2000) (MPa)		
	1/4	2/5	3/6	extr. esq.	centro	extr. dir.
Painéis com flange	-1,012	-0,266	-3,355	-1,011	-0,230	-2,512
Painéis isolados	-4,686	-0,692	-1,757	-3,312	-0,245	-3,312

	1-4 / extr. esq	2-5 / extr. esq	3-6 / flange			
Painéis com flange	1,001	1,157	1,336	1	1	1
Painéis isolados	1,415	2,824	0,53	1	1	1

Novamente, se consideradas as médias dos valores experimentais obtidos nas extremidades, o valor (-3,222 MPa) seria 2,73 % inferior aos valores obtidos na análise numérica.

Faz-se necessário realçar que nessas correlações de tensões os módulos de elasticidade apresentaram uma dispersão de valores bastante significativa, com coeficientes de variação de 17,22 % para as paredinhas (alvenaria – transdutores) e 58,5 % para os blocos (“strain gauges”).

5.7 Avaliação das análises experimental e numérica

Signor e Roman (2002) desenvolveram um trabalho onde analisam a transferência de cargas verticais entre paredes ortogonais uniformemente apoiadas em bases de concreto. Comparando com as pesquisas de Sinha e Hendry, realizadas em 1979, que apontavam uma transferência de cargas verticais entre 5 e 6 %, concluem que essa transferência foi muito superior, atingindo ao espraçamento integral das tensões que chegam à intersecção parede/flange.

Os experimentos e a análise numérica realizados nesta pesquisa mostram, conforme os dados das tabelas 5.13 e 5.14, que os flanges absorveram uma parcela significativa das tensões. Nos painéis com flanges, as tensões correspondentes aos transdutores na extremidade dos flanges são aproximadamente 22 % das tensões na extremidade isolada e pela análise numérica 36 %. Analogamente, as tensões correspondentes aos “strain gauges” na extremidade com flanges são 30,1 % das tensões na extremidade isolada (pela análise numérica 40,2 %).

Observa-se que as tensões atuantes na lateral com flange são da mesma ordem de grandeza que as tensões provenientes do carregamento (12 a 15 % superiores), enquanto na lateral isolada essas tensões são quatro a cinco vezes maiores que a tensão aplicada pelo carregamento.

No item 5.2.3, foi feita uma simulação conforme a metodologia de Davies e Ahmed (1978), onde se obteve uma tensão máxima na alvenaria, devido ao efeito arco, igual a 5,452 MPa. Considerando que na simulação trabalhou-se com uma carga total de 44,35 kN e para a análise experimental considerou-se uma carga de 40 kN, o valor da tensão máxima seria igual a 4,90 MPa, ou seja, embora 50% maiores que os valores encontrados nas análises numérica e experimental, podem ser considerados coerentes [para os painéis sem flanges obteve-se uma tensão média de -3,222 MPa (-4,868 e -1,757 MPa) e para as extremidades isoladas dos painéis com flanges 3,355 MPa].

6 Conclusões

A literatura técnica sobre a ação do efeito arco em paredes de alvenaria teve início com os trabalhos de R. H. Wood, em 1952, e desde então, muitos pesquisadores se dedicaram ao assunto sendo desenvolvidas várias pesquisas. Nestas, as paredes foram executadas com unidades de concreto, de cerâmica, maciças ou vazadas, com ou sem aberturas de portas ou janelas e, as vigas, metálicas ou de concreto, bi-apoiadas (usualmente) ou contínuas, normalmente com dois tramos.

Alguns pesquisadores elaboraram propostas para os procedimentos de cálculo. Dentre as metodologias propostas são citadas e detalhadas, neste trabalho, as de Davies e Ahmed (1978) e de Riddington e Stafford Smith (1978), sendo a primeira usada como parâmetro de cálculo nesta pesquisa.

Uma característica comum às pesquisas sobre o estudo do efeito arco é a discretização do conjunto parede/viga da estrutura. Para este trabalho, adotou-se a premissa de que os estudos desenvolvidos até o momento, ao discretizarem o conjunto parede/viga da estrutura, desconsideram os efeitos da interação das paredes com o seu entorno (a estrutura). Este trabalho teve como propósito comparar paredes de alvenaria com e sem flanges, apoiadas em uma viga de concreto armado, para analisar a contribuição (ou não) das flanges em relação à distribuição de tensões oriundas do efeito arco.

Na escolha do modelo, adotou-se como parâmetro a situação de projeto de uma obra em alvenaria estrutural, ou seja, o modelo foi idealizado a partir de uma estimativa de carregamento da parede de um edifício em alvenaria sobre uma viga de concreto armado em correspondência à escala 1:3,33. A escala de redução foi adotada em função das boquilhas disponíveis para a fabricação das unidades (blocos cerâmicos) e, como exposto no item 5.2, as cargas foram consideradas conforme as prescrições da NBR 6120 (1980) e a viga calculada conforme a NBR 6118 (2003).

No dimensionamento da viga do modelo, através de algumas simulações (item 5.2) verificou-se que a consideração do efeito arco com a concentração dos esforços próximos aos apoios resulta numa redução substancial do momento fletor e, conseqüentemente, da altura da seção, no entanto a carga total aplicada continua a mesma, isto é, mantém-se o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}), porém o esforço cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}), sofre uma

redução proporcional à da altura da seção. Dito de outra forma: a redução da seção possibilitada pelo efeito arco é restringida pelo esmagamento das bielas de concreto.

A restrição da redução da seção devido ao esmagamento das bielas de concreto leva a uma conclusão importante. Conforme exposto no item 3.5 e ilustrado na Figura 3.7, Davies e Ahmed (1978) atribuem ao parâmetro de rigidez “R” a função de governar a distribuição de tensão vertical ao longo da superfície de contato. Os autores identificam três casos dados pelos limites do parâmetro R ($R \geq 7$, $5 < R < 7$ e $R \leq 5$; respectivamente, para vigas muito esbeltas, valores intermediários e vigas relativamente rígidas) e, neste trabalho, conforme determinado no item 5.3.3, obteve-se $R=3,37$. Embora o parâmetro “R” dependa das características da parede e da viga de apoio, pode-se concluir que a limitação da seção da viga dificilmente levará a situações intermediária ou esbelta.

Para atingir os objetivos propostos, foram feitas duas análises: uma experimental e outra numérica. Na experimental, foram ensaiados quatro protótipos, utilizando blocos cerâmicos em escala reduzida 1:3,33, sendo dois com flanges (paredes em T) e dois sem, além dos ensaios de caracterização dos materiais. Conforme exposição de motivos no item 5.1, para a análise numérica foi utilizado o aplicativo SAP2000 e, mediante análises lineares, determinou-se a distribuição de tensões nos modelos propostos. As conclusões foram obtidas a partir da comparação dos resultados das análises experimental e numérica para os protótipos com e sem flanges.

Considera-se que, para uma análise qualitativa da distribuição de tensões devido ao efeito arco, a análise numérica atingiu plenamente os objetivos esperados. Não houve comprometimento da análise numérica com as simplificações adotadas, conforme exposto no item 5.1, relativas à utilização da macro-modelagem e da análise linear com a utilização do SAP2000, observando-se que os resultados fornecidos pela análise numérica são consistentes com os experimentais.

Nos experimentos, a instrumentação dos modelos foi adequada aos objetivos da pesquisa que focaram uma análise qualitativa da distribuição de tensões devido ao efeito arco. Considerando a hipótese que haveria concentração de tensões nas laterais e alívio no centro, foram fixados “strain gauges” nas laterais e no centro de cada lado da parede, nos blocos da primeira fiada e, também nas laterais, sobre os “strain gauges” foram fixados transdutores indutivos de deslocamento, abrangendo os blocos da primeira e segunda fiada. Nos

experimentos com flanges foram fixados um transdutor em cada flange, no bloco da primeira fiada próximo à amarração parede/flange.

A instrumentação adotada, embora composta de um número reduzido de “strain gauges” e transdutores, permitiu a análise da distribuição de tensões na parede e a transferência destas para o flange e, juntamente com a distribuição de tensões dada pela análise numérica, possibilitou uma boa análise qualitativa do fenômeno estudado.

A execução dos protótipos, apesar de realizada por profissional experiente e competente, funcionário do Laboratório de Materiais de Construção da UFSC, apresentou os problemas normais decorrentes de se trabalhar com unidades em escala reduzida. As pequenas dimensões das unidades dificultaram o assentamento e a manutenção da espessura das juntas em 3,0 mm, tendo ocorrido em algumas regiões dos protótipos espaçamentos um pouco maiores (chegando aos 4,0 mm), com poucas ocorrências nas juntas horizontais e um pouco mais nas juntas verticais. O prumo e nível das paredes foram considerados bastante satisfatórios, não sendo detectados visualmente problemas dessa natureza.

Considera-se que o maior problema em relação às unidades foi a ausência de blocos especiais em T ou L para utilização na interseção da parede com os flanges. Mesmo não havendo comprometimento da amarração, a ausência dessas unidades acarretou uma imperfeição adicional na transmissão das tensões da parede para os flanges.

Da análise dos experimentos com e sem flanges, pode-se observar:

- nas laterais sem flanges dos painéis em T obtiveram-se tensões similares às tensões verificadas nas laterais dos painéis isolados;
- nas laterais com flanges dos painéis em T obteve-se uma redução das tensões de compressão na alvenaria da ordem de $2/3$, quando comparadas às tensões na lateral não contraventada (isolada);
- o comportamento da distribuição das tensões observado experimentalmente pode ser comprovado numericamente com o auxílio do SAP2000;
- os resultados numéricos e experimentais para as laterais sem flanges foram consistentes com os obtidos pela metodologia de cálculo proposta por Davies e Ahmed (1978) para painéis de alvenaria sobre vigas bi-apoiadas de concreto.

Nas simulações feitas no item 5.2.2 para a adoção do modelo, mostrou-se que a redução das dimensões da viga, em função da redistribuição das tensões devido à ação do efeito arco, é parcialmente limitada pelas alterações introduzidas na NBR 6118 (2003) relativas ao cisalhamento (esmagamento das bielas de compressão do concreto), mas, ainda assim, as reduções dimensionais da viga de apoio são significativas (e mais significativas ainda as reduções na armadura de tração). Neste trabalho, na escolha do modelo, parte-se de uma seção 5,1 x 21,0 cm ($b_w \times h$) dada pelo cálculo convencional para uma seção adotada de 6,8 x 14,5 cm ($b_w \times h$) com a hipótese do efeito arco, ou seja, a largura foi aumentada em 33 %, a altura reduzida em 31 % e a área da seção (volume de concreto) reduzida em 8 %.

É imperativo que se faça uma consideração relativa ao cálculo do cisalhamento feito para o modelo. No cálculo, a viga foi discretizada, ocorrendo a concentração de tensões que impuseram a readequação da seção, para se evitar o esmagamento das bielas de concreto e o que se observou foi que os flanges absorveram essas tensões, não havendo a concentração de tensões próximas ao apoio.

Em contrapartida, na lateral isolada houve a concentração de tensões e as tensões na alvenaria obtidas para uma carga de 40 kN, uma carga possível em edifícios de alvenaria estrutural, teriam atingido patamares inaceitáveis em termos de projeto.

E quanto à tendência que se observa atualmente da imposição da ação do efeito arco para a redução das dimensões da viga de apoio por parte de alguns projetistas?

Em função do reduzido número de experimentos realizados e de tratar-se de um estudo de caso em que se fixou a geometria do conjunto parede/flange (T), a rigidez relativa das bases da parede e do flange e os tipos de apoios; a resposta a essa pergunta é difícil, contudo este trabalho permite que se façam algumas considerações para melhor entendimento do problema e se possa emitir uma recomendação.

Guardadas as devidas proporções, o cálculo do conjunto parede/viga sob a ação do efeito arco, discretizados da estrutura (sem a consideração de seu entorno), em uma analogia com o cálculo de vigas contínuas, seria o mesmo que efetuar o cálculo de seus tramos isoladamente, sem a compensação de momentos, ou seja, há um superdimensionamento do elemento calculado.

Da mesma forma que, ao se compensar os momentos no cálculo de uma viga contínua, alguns tramos têm seus esforços aliviados e outros os têm majorados, a consideração da ação dos flanges faz o mesmo: alivia os esforços na parede e aumenta os atuantes em si mesma, havendo uma redistribuição, uma compensação dos esforços. E, para exemplificar, cita-se novamente: os flanges provocaram uma redução (nesta análise em particular) de $2/3$ nas tensões de compressão atuantes na extremidade da parede ligada ao flange em relação à extremidade isolada. Trata-se de uma redução significativa, ainda mais se a análise for em termos de força.

Pode-se resumir o acima exposto observando que o cálculo atualmente desenvolvido, em função do desconhecimento e da não consideração da interação entre as paredes, pode estar superdimensionando alguns elementos estruturais e subdimensionando outros. Neste trabalho, fez-se um estudo de caso, em que a viga sob a parede se deformava e a esta, sob ação do efeito arco, teve suas tensões máximas aliviadas pelos flanges, apoiadas em vigas muito rígidas e o carregamento foi aplicado apenas na parede. Em uma situação real, ambas – parede e flanges – estariam carregadas e apoiadas em bases flexíveis, e então, quem estaria tendo suas tensões majoradas ou aliviadas?

Para a adoção do modelo (parede com contrafortes), no item 5.3.1 foram simuladas paredes em C, L, Z, T e I e feita a opção pela parede em T; as demais foram descartadas. Embora a parede em I não tenha sido o objeto desta pesquisa, a simulação feita mostra que os flanges em ambas as extremidades da parede, de certa forma, anulam a ação do efeito arco. Isto é visualizado com bastante clareza através da Figura 5.6, que apresenta o esquema de distribuição de tensões das paredes em T e em I, sendo que os resultados experimentais corroboram esta afirmação.

Na figura 5.6, deve-se observar uma questão de suma importância: as tensões na região inferior da parede (na seção I ocorre em toda a base) são inferiores às tensões aplicadas. Em suma, está havendo uma transferência significativa de tensões (de carga) para os flanges.

Os estudos desenvolvidos nesta pesquisa apontam para a pertinência da análise do entorno das paredes sujeitas à ação do efeito arco para projetos em alvenaria estrutural sob esta ação. Isso se justifica em função de que ainda são incipientes os estudos relativos à interação de paredes nas quais a ação do efeito arco está presente, e as técnicas de projeto que impõem a ação do efeito arco para a redução da seção das vigas de apoio são temerárias, pois não consideram a transferência de cargas entre as paredes.

Mas, nas situações em que as paredes se apresentam isoladas, a consideração do efeito arco permite reduções significativas na altura da viga, mesmo com as limitações impostas pela verificação do cisalhamento conforme as prescrições da NBR 6118 (2003). Nesse caso, deve-se atentar para a concentração de tensões na alvenaria, nos cantos inferiores das paredes que, nesta análise em particular, foi da ordem de quatro vezes a tensão aplicada.

Um problema observado neste estudo foi o pré-carregamento para a acomodação da alvenaria. Houve indícios de que devido a estes pré-carregamentos tenha ocorrido descolamento na interface parede/viga. Sugere-se que nos futuros experimentos envolvendo o efeito arco esta hipótese seja considerada.

Para pesquisas futuras, sugere-se o aprofundamento dos estudos relativos à interação das paredes, quando sujeitas à ação do efeito arco, enfatizando tanto outras seções para o conjunto parede/flange, quanto a relação entre a rigidez das vigas de apoio e a transferência das tensões entre as paredes. Quanto ao carregamento do modelo, propõe-se que também se estudem as interações com as paredes e flanges carregadas.

7 Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. ABCI: *Manual técnico de Alvenaria*. São Paulo: ABCI: Projeto, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5706: Coordenação modular da construção - Procedimento*, Rio de Janeiro, 1977.

_____ *NBR 5712: Bloco vazado modular de concreto – Padronização*, Rio de Janeiro, 1982.

_____ *NBR 5718: Alvenaria modular – Procedimento*, Rio de Janeiro, 1982.

_____ *NBR 5729: Princípios fundamentais para a elaboração de projetos coordenados modularmente*, Rio de Janeiro, 1982.

_____ *NBR 5731: Coordenação modular da construção - Terminologia*, Rio de Janeiro, 1982.

_____ *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*, Rio de Janeiro, 2003

_____ *NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural*, Rio de Janeiro, 1980

_____ *NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio*, Rio de Janeiro, 1984.

_____ *NBR 6461: Bloco cerâmico para alvenaria – Verificação da resistência à compressão – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1983.

_____ *NBR 6502: Rochas e solos*. Rio de Janeiro, 1995.

_____ *NBR 7171: Bloco cerâmico para alvenaria – Especificação*, Rio de Janeiro, 1992.

_____ *NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio*, Rio de Janeiro, 1984.

_____ *NBR 7181: Solo – A análise granulométrica – Método de ensaio*, Rio de Janeiro, 1984.

_____ *NBR 7250: Identificação e descrição de amostras obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solos*, Rio de Janeiro. 1982. Norma cancelada.

_____ *NBR 8043: Bloco cerâmico portante para alvenaria – Determinação da área líquida – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1983.

_____ *NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples - método de ensaio*, Rio de Janeiro, 1985.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 530-92: Building Code Requirements for Masonry Structures*. Detroit: ACI, 1992.

ALY, V. L. C. *Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto, submetido à esforços de compressão*, 1991. 103f. Dissertação (Mestrado)– Escola Politécnica, USP, 1991.

AMARAL, N. A. *Construções de concreto - I*. São Paulo: EPUSP, 1973. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION – *BS 5628: Code of practice for the use of masonry. Structural use of unreinforced masonry*. London, 1978. Parte 1

BURHOUSE, P. *Composite Action between Brick Panel Walls and Their Supporting Beams*, Proc. Instn. civ. Engrs, v.43, p. 175-94, 1969.

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

CAPUZZO NETO, V. *Interação de paredes em alvenaria estrutural sob ações verticais*. 2005. 321f. Tese (Doutorado)– Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2005.

DAVIES, S. R.; AHMED, A. E. *An Approximate Method for Analysing Composite Wall/Beams*, Proc. Br. Ceram. Soc. London: v. 27, p. 305-20, 1978.

DHANASEKAR, M. *The performance of brick masonry subjected to in-plane loading*. 1985. Tese (Doutorado)–University of Newcastle, 1985.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. *Masonry structures: behavior and design*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc, 1994.

GALLEGOS, H. *Albañileria estrutural*. Lima: Ed. da PUC, 1989.

- GOMES, N. S. *A resistência das paredes de alvenaria*, 1983. 191f. Dissertação (Mestrado)– Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.
- HARDY, S. J. *Design of steel lintels supporting masonry walls*, Disponível em www.elsevier.com/locate/engstruct. Acesso: 20 set 2004.
- HENDRY, A. W. *Structural brickwork*, London: McMillan Press, 1981.
- HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIDS, S. R. *An introduction to load-bearing brickwork design*. New York: Ellis Horwood Limited, 1981.
- HOLANDA JÚNIOR, O. G. de, *Influência de Recalques em Edifícios de Alvenaria Estrutural*. 2002. Tese (Doutorado)– Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2002.
- JAGADISH, R.; RAMACHANDRA, V. A rational design method for composite wall-beam systems, *Proceedings 6th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*, Bangalore, India, 2000.
- CALÇADA, L. M. L.; PRUDÊNCIO JUNIOR, L. R.; OLIVEIRA, A. L. *Estudo da influência da geometria de blocos de concreto na resistência à compressão de prismas grauteados e não grauteados*, In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO. 7., 1988, Florianópolis. *Anais...* p.133-140, Florianópolis, 1988.
- LINDNER, G. *Uso de Modelo Reduzido para Pesquisa e Desenvolvimento de Blocos Cerâmicos Estruturais*, 2001. Dissertação (Mestrado)– Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001
- LOURENÇO, P. J. B. B. *Computational strategies for masonry structures*, 1996. 210f. Tese (Doutorado)–Delft University Press Stevinweg, Netherlands, 1996.
- MENDES, R. J. K. *Resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos estruturais*, 1998. 185f. Dissertação (Mestrado)–Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.
- MOHAMAD, G. *Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto*. 1998. 117f. Dissertação (Mestrado)–Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

- MULLER, M. S. K. *Estudo das correlações entre resistência à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial*, 1989. 246f. Dissertação (Mestrado)– Escola Politécnica Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.
- MURTHY, C. K. *Model studies related to loadbearing brickwork*, 1964. 89f. Tese (Doutorado)– University of Liverpool, 1964.
- PREECE, B. W.; DAVIES, J. D. *Models for structural concrete*. London: CR Books Limited, 1964.
- PRUDÊNCIO JUNIOR, L. R. *Resistência à compressão da alvenaria a correlação entre resistência de unidades, prismas e paredes*. 1986. Dissertação (Mestrado)– Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.
- RAMALHO, A. J. *Noções Elementares de Estática Experimental*. Curitiba: Ed. da UFPR, 1960.
- RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Pini, 2003.
- RIDDINGTON J. R. STAFFORD SMITH, B. Composite Method of Design for Heavily Loaded Wall/Beam Structures, *Proc. of Instn civ. Engrs*, v. 64, p. 137-51, 1978. Parte 1.
- RIZZATTI, E. *Influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho da alvenaria estrutural sob compressão*, 2003. 176f. Tese (Doutorado)–Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.
- ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. *Construindo em alvenaria estrutural*. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.
- ROSENHAUPT, S. Experimental Study of Masonry Walls on Beams, *Journal of the Structural Division*. ASCE, v. 88, n. ST3, p. 137 - 66, 1962.
- SAHLIN, S. *Structural masonry*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1971.
- SANTOS, P. de S. *Tecnologia de argilas, aplicadas à argilas brasileiras*. São Paulo: Edgard Blücher, EDUSP, 1975.
- SIGNOR, R.; ROMAN, H. R. *Ensaio de transferência de cargas verticais entre paredes ortogonais*. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte. *Anais* Belo Horizonte, 2002.

THOMAS, K. *Structural brickwork materials and performance*. London: Institution of Structural Engineers, 1971.

TOMAZELA, C. A. *Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural*, 1995. Dissertação (Mestrado)– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

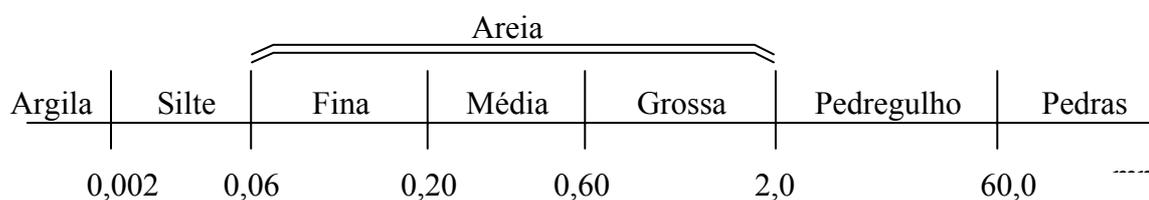
WOOD, R. H. The Composite Action of Brick Panel Walls Supported on Reinforced Concrete Beams. In: _____. *Studies in Composite Construction*. London: National Building Studies/HMSO, 1952. (Research Paper 13). Part 1.

WOOD, R. H.; SIMMS, L. G. *A Tentative Design Method for the Composite Action of Heavily Loaded Brick Panel Walls Supported on Reinforced Concrete Beams*, BRS CP26/69. Watford, Herts: Building Research Station, 1969.

8 Anexo 01 – Ensaios de caracterização da argila

Na construção civil, o termo “terra” é empregado para designar um material natural não consolidado, possível de ser escavado, e “solo” para designar porções de terra. Definindo-se textura como o tamanho relativo e a distribuição das partículas ou grãos que formam os solos (granulometria), os solos podem ser classificados através de sua textura como solos grossos (areia, pedregulho e matacão) e solos finos (silte e argila).

Nos solos grossos, predominam a atuação de forças gravitacionais, implicando em arranjos estruturais bastante simplificados, e o comportamento mecânico e hidráulico condicionado à sua compactidade, ou seja, a proximidade das partículas sólidas umas das outras, resultando em arranjos com maiores ou menores quantidades de vazios. Nos solos finos, formados por partículas muito pequenas, com formas lamelares, fibrilares e tubulares em função do mineral, predominam a atuação de forças de superfície (moleculares, elétricas, de caráter muito mais complexo), por serem altamente influenciadas pela presença de água.



Escala granulométrica da ABNT - NBR 6502 (1995)

A identificação do solo pode ser feita rapidamente, sem uso de laboratórios, por meio visual e/ou tátil. Esta identificação preliminar é extremamente importante para a definição (ou escolha) de ensaios de laboratório mais elaborados. Conforme a NBR 7250 (1982), para a identificação tátil ou visual de um solo utilizam-se os seguintes procedimentos:

- **Tato:** Esfrega-se uma porção do solo na mão. As areias são ásperas; as argilas parecem com um pó quando secas e com sabão quando úmidas.
- **Plasticidade:** Moldar bolinhas ou cilindros de solo úmido. As argilas são moldáveis, enquanto as areias e siltes não.
- **Resistência do solo seco:** As argilas são resistentes à pressão dos dedos, enquanto os siltes e areias não são.

- **Dispersão em água:** Misturar uma porção de solo seco com água em uma proveta, agitando-a. As areias depositam-se rapidamente, enquanto que as argilas turvam a suspensão e demoram para sedimentar.
- **Impregnação:** Esfregar uma pequena quantidade de solo úmido na palma de uma das mãos, colocá-la embaixo de uma torneira aberta e observar a facilidade com que a palma da mão fica limpa. Solos finos se impregnam e não saem da mão com facilidade.

A distinção entre solos argilosos e siltosos, embora ambos sejam solos finos, caracteriza-se por algumas diferenças básicas. As argilas se caracterizam pela sua plasticidade (capacidade de se deformar sem apresentar variações volumétricas). Em presença de água se desmancham lentamente e, ao secar, formam torrões resistentes. Os siltes, apesar de serem classificados como solos finos, apresentam um comportamento similar ao dos solos grossos (forças gravitacionais), caracterizando-se por baixa ou quase nenhuma plasticidade e baixa resistência quando seco, esfarelando-se com facilidade.

As possibilidades de uso do material cerâmico e sua capacidade de se ligar a outros, levaram ao desenvolvimento sistemático de pesquisas na área da cerâmica, atualmente um campo específico da ciência dos materiais, com profundas relações com praticamente todos os campos da Engenharia (Norton, 1973; Van Vlack, 1973 – apud Santos, 1975).

As argilas utilizadas para tijolos e telhas são geralmente argilas recentes (quaternárias) e, às vezes, terciárias, de margem de rios, lagos ou várzeas, ricas em ferro e álcalis, de granulometria fina e contendo teor apreciável de matéria orgânica, fatores responsáveis pela elevada plasticidade das argilas. No Brasil, essa indústria é também chamada de “cerâmica vermelha”, e é um dos poucos campos da cerâmica em que uma única matéria-prima – a argila – é moldada e queimada sem a adição de outro mineral ou minério.

Os argilominerais são os minerais constituintes mais importantes da fração argilosa dos solos. Em função da natureza dos argilominerais, as partículas de argila apresentam forma lamelar e têm carga elétrica negativa. Quanto maior a carga elétrica negativa do argilomineral, maior a quantidade de íons atraídos pela partícula e maior a espessura da camada de água absorvida. Tem-se, portanto, uma maior capacidade de retenção de água pelo solo, implicando na necessidade de um maior teor de umidade, para que a argila passe do estado plástico para o estado líquido.

Em função do modo como ocorrem suas ligações internas, os argilominerais podem ser divididos em três grandes grupos.

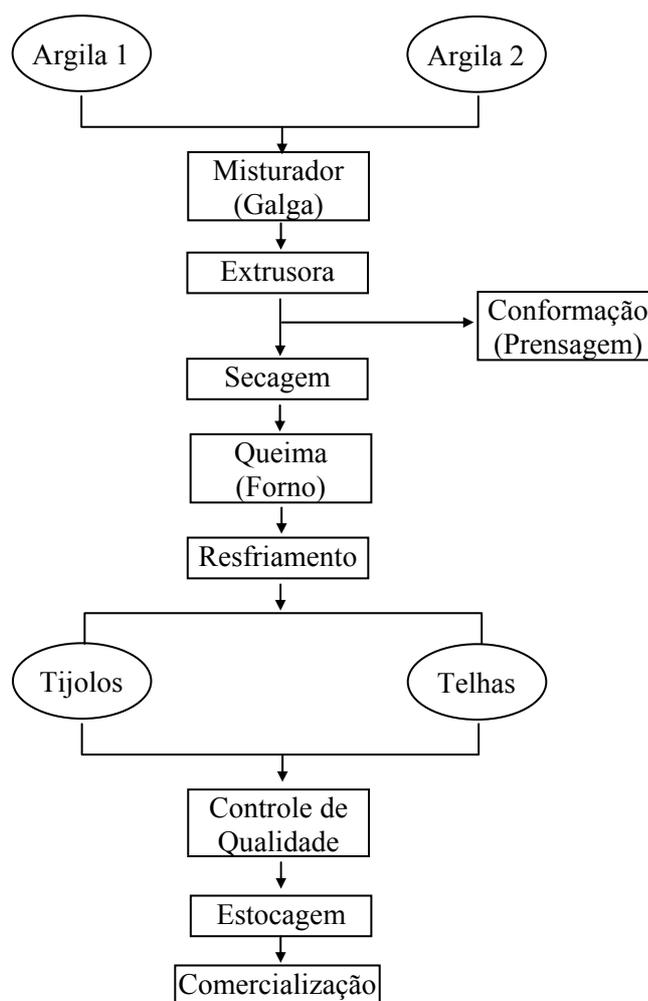
- Grupo da Caulinita, formada por uma camada silicosa e outra aluminosa, superpostas. A união entre todas as camadas é suficientemente firme (pontes de hidrogênio) para não permitir a penetração de moléculas de água entre elas. Assim, as argilas cauliniticas são as mais estáveis em presença d'água, apresentando baixa atividade e baixo potencial de expansão. É o argilo-mineral mais simples
- Grupo da Montmorilonita (Esmectita), formada por uma camada aluminosa entre duas silicosas, superpostas. Nesse caso, a união entre as camadas de silício é fraca (forças de Van der Waals), permitindo a penetração de moléculas de água na estrutura com relativa facilidade. Os solos com grandes quantidades de montmorilonita tendem a ser instáveis em presença de água, apresentando grande resistência quando secos, e quase nenhuma resistência quando saturados. Sob variações de umidade, apresentam grandes variações volumétricas, retraindo-se quando secos e expandindo-se quando umedecidos.
- Grupo da Ilita: possui um arranjo estrutural semelhante ao da montmorilonita, porém os íons não permutáveis fazem com que a união entre as camadas seja mais estável e não muito afetada pela água, sendo menos expansiva que a montmorilonita.

Isto posto, o termo “argila” inclui uma variedade de argilominerais e de materiais argilosos, ou seja, uma mistura de caulinita com ilita ou montmorilonita, juntamente com outros componentes, como estes:

- Feldspatos (fundentes): diminuem a plasticidade e o ponto de fusão e aumentam a massa específica, resistência e impermeabilidade. O termo feldspato inclui uma variedade de minerais: $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ (albita), $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ (anortita), os potássicos KAlSi_3O_8 (ortoclásio e microclina) e $[(\text{Na}, \text{K}) \text{AlSi}_3\text{O}_8]$ que é chamado anortoclásio.
- Sílica livre (areia): reduz a plasticidade e retração (é uma carga), aumenta a brancura e diminui a resistência mecânica (em excesso, pode provocar fissuras na queima). O termo sílica refere-se às variedades cristalinas de SiO_2 , como quartzo em pegmatitos e granitos, quartzitos, arenitos, areias e seixos (flint).
- Óxido e hidróxidos de ferro: dá a cor avermelhada (4-8% para as cerâmicas vermelhas e < 2% para as brancas), diminui a plasticidade e refratariedade.

- Alumina livre (óxido de alumínio): aumenta a refratariedade e reduz a plasticidade e a resistência mecânica.
- Compostos cálcicos (sais de sulfatos e carbonatos): reduzem refratariedade e plasticidade e dão as eflorescências.
- Matéria orgânica: aumenta a plasticidade, porosidade e retração; dá a cor escura das argilas antes do cozimento.

As principais etapas no processamento de materiais cerâmicos são: a preparação das matérias-primas; a conformação (formação ou moldagem) e fabricação; o processamento térmico e o acabamento. A Figura 4.1 apresenta um fluxograma do processo de fabricação.



Fluxograma dos processos de fabricação de tijolos e telhas

A indústria oleira no Brasil usa processos de moldagem manuais, por extrusão e por prensagem, As temperaturas de queima oscilam entre 900 °C e 1250 °C, em conformidade com a natureza da argila, do produto cerâmico e do forno utilizado, e as condições econômicas locais. No exterior, as denominações mais usuais para os produtos de cerâmica vermelha são: “structural clay products, heavy clay products, produits de terre cuite e terracota”.

As argilas para a fabricação de tijolos são geralmente argilas sedimentares recentes e se caracterizam pela facilidade de moldagem, por ter módulo de ruptura à flexão médio ou elevado, antes e após a queima e apresentar cor vermelha após a queima em baixas temperaturas (geralmente 950 °C), com um mínimo de trincas e empenamentos.

Elevados teores de ferro divalente, elementos alcalinos e alcalino-terrosos são prejudiciais, pelo fato de causar uma excessiva retração, reduzir a faixa de vitrificação e causar colorações indesejáveis. Mas, conforme Nurse, 1960; Brady, 1962; Freeman, 1964 – apud Santos, (1975) a composição mineralógica qualitativa em argilominerais não é fator decisivo na determinação e/ou previsão quanto à utilização de uma argila em cerâmica vermelha, pois argilas de diferentes composições podem produzir materiais de construção civil que satisfazem às especificações de órgãos normalizadores, como a ABNT.

O comportamento dos solos finos ou coesivos irá depender de sua composição mineralógica, da sua umidade, de sua estrutura e do seu grau de saturação. A umidade dos solos finos é tida como importante indicação do seu comportamento.

Um solo argiloso pode se apresentar em estado líquido, plástico, semi-sólido ou sólido, a depender de sua umidade. A esse estado físico do solo dá-se o nome de consistência e cada estado de consistência do solo se caracteriza por algumas propriedades particulares:

Estado Fluido - Denso (Líquido): o solo se apresenta como um fluido denso (flui entre os dedos); possui propriedades e aparência de uma suspensão não apresentando resistência ao cisalhamento.

Estado plástico: o solo apresenta comportamento plástico, podendo ser moldado (grandes deformações) sem apresentar fissuras, rupturas ou variações volumétricas; perde a capacidade de fluir, adquirindo resistência ao cisalhamento. A manifestação dessa propriedade em um

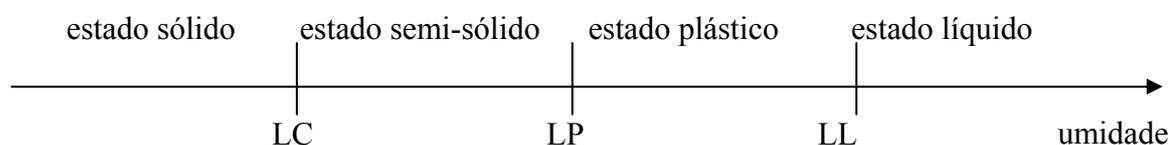
solo dependerá fundamentalmente da umidade (intervalo de teor de umidade no qual o solo se comporta de maneira plástica) e o tipo de argilomineral (forma, tamanho, constituição mineralógica, etc.) influi na capacidade do solo se comportar de maneira plástica. Quanto menor o argilomineral (maior a sua superfície específica), maior será a plasticidade do solo.

Estado semi-sólido: o solo mostra-se quebradiço e se rompe ao ser trabalhado, não apresentando mais comportamento plástico.

Estado sólido: o solo não sofre mais redução de volume com o processo de secagem, deixando, portanto, de ser saturado.

Os teores de umidade limites entre os estados de consistência são chamados de Limites de Consistência ou de Atterberg. Recebem as seguintes denominações: limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e limite de contração (LC) (Figura 4.2).

Limite de liquidez (LL) - NBR 6459 (1984) é o valor da umidade para o qual o solo passa do estado plástico para o estado fluido. Utiliza-se neste ensaio o aparelho de Casagrande (prato de latão em forma de concha, base de ebonite, com um excêntrico ligado a uma manivela) e um cinzel padronizado.



Limites de consistência.

Limite de Plasticidade (LP) - NBR 7180 (1984) é o valor de umidade para o qual o solo passa do estado semi-sólido para o estado plástico. Utiliza-se no ensaio uma placa de vidro esmerilhada e um gabarito (cilindro de aço com diâmetro de 3 mm de diâmetro).

Conhecidos os limites de consistência de um solo, vários índices podem ser definidos. Para o trabalho em tela, apresenta-se Índice de Plasticidade (IP): a faixa de umidade na qual o solo se comporta plasticamente, ou seja, a diferença numérica entre o valor do limite de liquidez e o limite de plasticidade.

$$IP = LL - LP$$

8.1

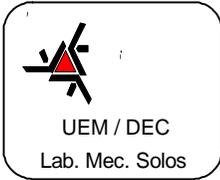
O solos podem ser classificados em função de seu índice de plasticidade como “não plástico”, “pouco plástico”, “de média plasticidade” ou “muito plástico”, conforme seu índice de plasticidade seja, respectivamente, igual a zero, entre um e sete, entre sete e quinze e superior a quinze.

Resultados dos ensaios de caracterização da argila utilizada para os blocos cerâmicos

UEM / DEC LAB. MEC. SOLOS		SOLO - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA <input type="checkbox"/> PENEIRAMENTO <input type="checkbox"/> PENEIRAMENTO / SEDIMENTAÇÃO NBR - 7181 / 84		
LOCAL:				
INTERESSADO: prof. João Dirceu				
AMOSTRA: 2				
PROFUNDIDADE:			DATA: out/2004	
DISCRIMINAÇÃO	SÍMBOLO	QUANT. (g)		
MASSA TOTAL DA AMOSTRA SECA AO AR, PREPARADA CONFORME NBR-6457 / 86 PASSADA NA # 76 mm.	Mt	1000,00		
MASSA DA AMOSTRA RETIDA NA # 2 mm (Nº10), LAVADA E SECA EM ESTUFA A 105 - 110°C	Mg	0,00		
MASSA TOTAL DA AMOSTRA SECA, PASSADA NA # 76mm $M_s = [(M_t - M_g) / (1 + W)] + M_g$ OBS.: A ANÁLISE GRANULOMÉTRICA SE BASEIA NESTA MASSA M_s .	M _s	900,25		
MASSA DA AMOSTRA SECA QUE PASSA NA # 2,0 mm $(M_s - M_g) = (M_t - M_g) / (1 + W)$	M < 2,0 mm	900,25		
PORCENTAGEM DA MASSA DA AMOSTRA SECA QUE PASSA NA # 2,0 mm $N = 100 \cdot M_{< 2,0 \text{ mm}} / M_s$ (%)	N	100,00		
MASSA DA AMOSTRA SECA AO AR, SEPARADA PARA <input type="checkbox"/> PENEIRAMENTO FINO OU <input type="checkbox"/> SEDIMENTAÇÃO PROVENIENTE DO MATERIAL QUE PASSA NA # 2,0 mm	M _h	70,00		
MASSA DA AMOSTRA SECA, SEPARADA PARA <input type="checkbox"/> PENEIRAMENTO OU <input type="checkbox"/> SEDIMENTAÇÃO $M_3 = M_h / (1 + W)$	M ₃	63,02		
DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE - MATERIAL < 2,0 mm				
CÁPSULA Nº		0	11	12
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)	M1	94,30	101,91	95,87
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)	M2	87,48	94,31	88,65
MASSA DA CÁPSULA (g)	M3	25,96	25,70	23,47
UMIDADE (%)	W	11,09	11,08	11,08
UMIDADE MÉDIA (%)	W	11,08		

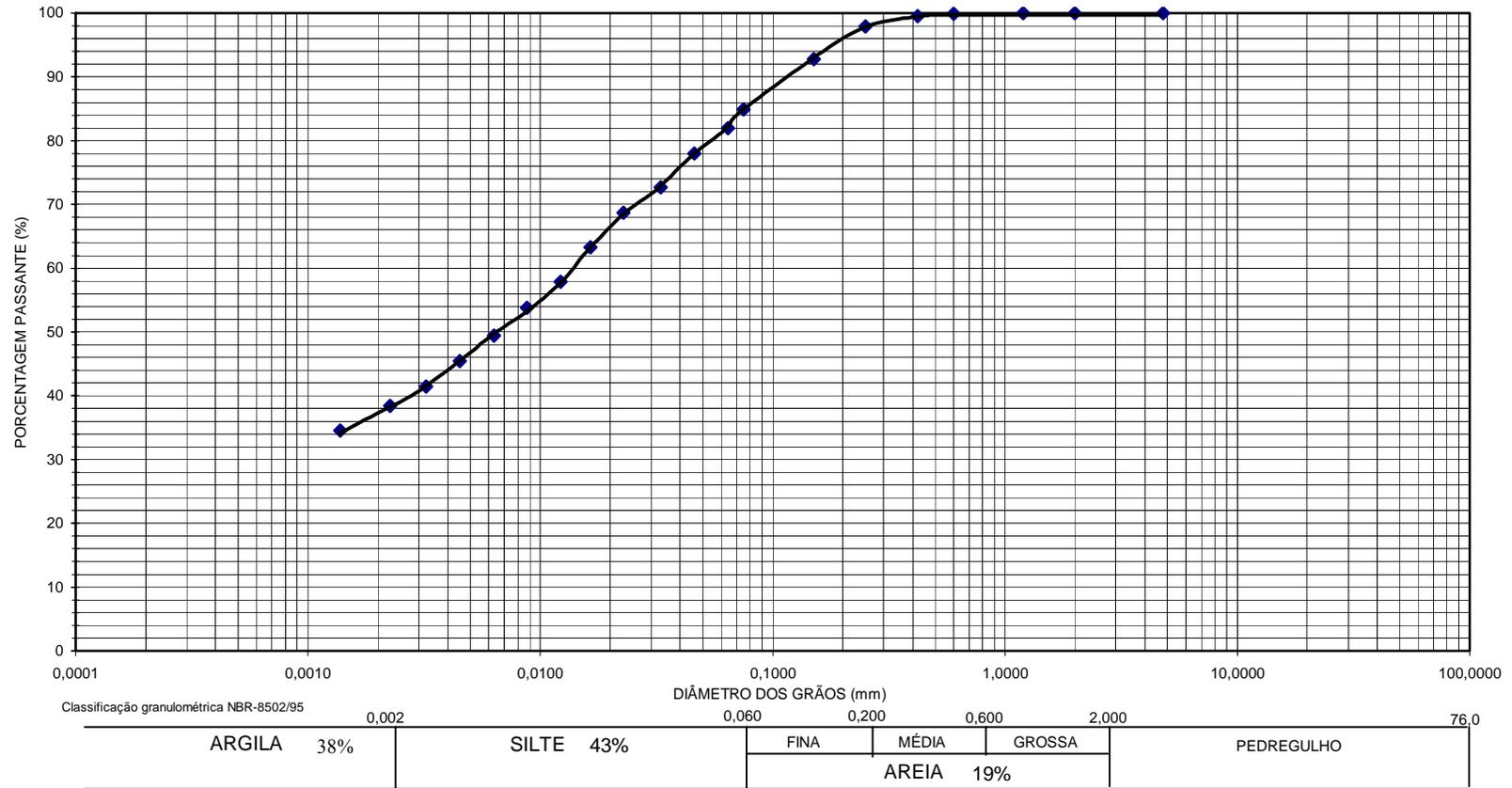
HORA DA LEITURA		INTERVALO DE TEMPO	LEITURA DO DENSÍMETRO		MASSA ESP. DA SUSP. NO PONTO X	TEMPERAT. DA SUSP.	VISCOSID. ÁGUA (\square)	ALT. QUEDA PARTÍCUL.	INTERVALO DE TEMPO	DIÂM MÁX DAS PARTIC	MASSA ESPECÍFICA DO MEIO DISPERSOR	PORCENT. DE SOLO EM SUSP. NO PONTO X
8:53		TEMPO	$\square_{dens.}$ (g/cm ³)	\square (g/cm ³)	\square (g/cm ³)	(°C)	10 ⁻⁶ g.s/cm ²	a' (cm)	(segundos)	D _{max} (mm)	\square_{wd} (g/cm ³)	Q _s (%)
8:53:30		0:00:30	1,0320	1,0320	1,03264	28,4	8,448	12,90	30	0,06435	1,00104	81,93
8:54:00		0:01:00	1,0305	1,0305	1,03111	28,4	8,448	13,20	60	0,04603	1,00104	77,96
8:55:00		0:02:00	1,0285	1,0285	1,02907	28,4	8,448	13,60	120	0,03304	1,00104	72,67
8:57:00		0:04:00	1,0270		1,02754	28,4	8,448	13,00	240	0,02284	1,00104	68,70
9:01:00		0:08:00	1,0250		1,02550	28,1	8,502	13,40	480	0,01645	1,00111	63,25
9:08:00		0:15:00	1,0230		1,02346	28,0	8,520	13,80	900	0,01220	1,00113	57,90
9:23:00		0:30:00	1,0215		1,02193	27,7	8,580	14,10	1800	0,00875	1,00119	53,77
9:53:00		1:00:00	1,0200		1,0204	27,1	8,700	14,40	3600	0,00630	1,00132	49,48
10:53:00		2:00:00	1,0185		1,01887	26,9	8,740	14,70	7200	0,00451	1,00136	45,40
12:53:00		4:00:00	1,0170		1,01734	27,0	8,720	15,00	14400	0,00322	1,00134	41,49
16:53:00		8:00:00	1,0155		1,01581	28,7	8,394	15,30	28800	0,00225	1,00098	38,45
8:53		24h	1,0150		1,0153	24,0	9,340	15,40	86400	0,00138	1,00198	34,55

OBS : Leituras no densímetro efetuadas no topo do menisco .



CURVA GRANULOMÉTRICA
NBR-7181/84

Local:
Interessado: Prof. João Dirceu
Amostra : 2
Profundidade:
Data: out/2004





UEM / DEC
Lab. Mec. Solos

LIMITES DE CONSISTÊNCIA

LOCAL:

INTERESSADO: Prof. João Dirceu

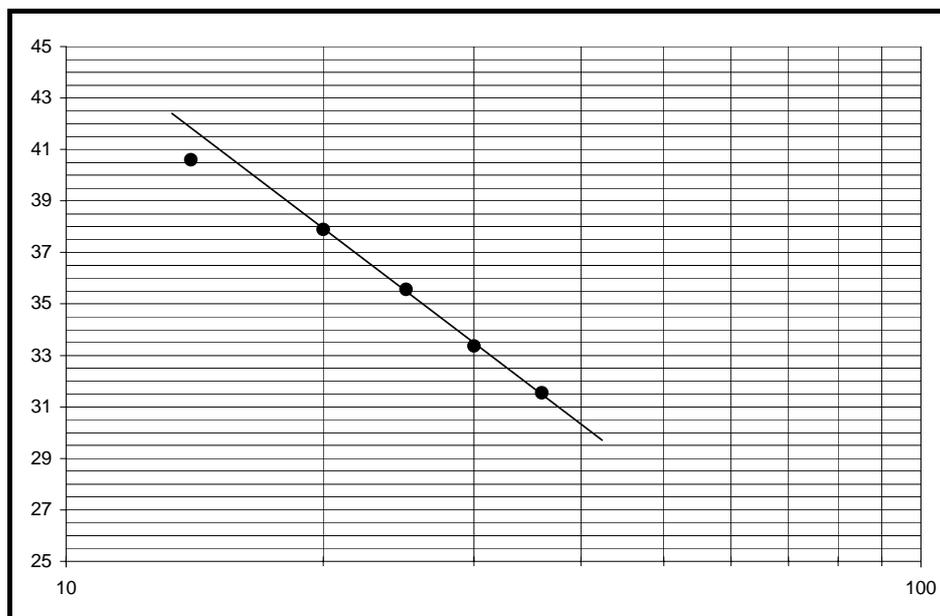
AMOSTRA: 2

PROFUNDIDADE:

DATA: out/2004

LIMITE DE LIQUIDEZ

TENTATIVA					
CÁPSULA Nº	3	23	36	91	117
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)	16,40	17,14	18,65	16,80	17,21
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)	14,05	14,40	15,63	13,70	13,82
MASSA DE ÁGUA (g)	2,35	2,74	3,02	3,10	3,39
MASSA DA CÁPSULA (g)	6,60	6,19	7,14	5,52	5,47
MASSA DE SÓLIDOS (g)	7,45	8,21	8,49	8,18	8,35
UMIDADE (%)	31,54	33,37	35,57	37,90	40,60
NÚMERO DE GOLPES	36	30	25	20	14



RESULTADO

LL = 36

LP = 21

IP = 15

LIMITE DE PLASTICIDADE

TENTATIVA				
CÁPSULA Nº	40	101	110	111
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)	10,25	8,50	8,75	8,68
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)	9,58	7,94	8,16	8,17
MASSA DE ÁGUA (g)	0,67	0,56	0,59	0,51
MASSA DA CÁPSULA (g)	6,55	5,31	5,39	5,68
MASSA DE SÓLIDOS (g)	3,03	2,63	2,77	2,49
UMIDADE (%)	22,11	21,29	21,30	20,48
UMIDADE MÉDIA (%)	21,30			

 UEM - DEC Lab. Mec. Solos	<h2>PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS</h2>			NBR 6508/84
LOCAL: INTERESSADO: Prof. João Dirceu AMOSTRA: PROFUNDIDADE: DATA: 28 / 09 / 2004				
<h3>DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS</h3>				
ENSAIO N°	1	2		
PICNÔMETRO N° / CAPACIDADE (ml)	32 / 500	34 / 500		
AMOSTRA ÚMIDA (g) (M1)	50,00	50,00		
AMOSTRA SECA (g)	45,01	45,01		
PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (g) (M2)	635,10	647,10		
PICNÔMETRO + ÁGUA (g) (M3)	607,45	619,50		
TEMPERATURA DE ENSAIO (°C) T ⇔ t	25,1	25,1		
MASSA ESP. DA ÁGUA (g/cm ³)	0,9970	0,9970		
PESO ESP. DOS GRÃOS (gf/cm ³)	2,58	2,58		
PESO ESP. DOS GRÃOS (Médio) (gf/cm ³)	2,58			
<h3>DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE</h3>				
CÁPSULA N°	0	11	12	
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)	94,30	101,91	95,87	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)	87,48	94,31	88,65	
MASSA DA CÁPSULA (g)	25,96	25,70	23,47	
UMIDADE (%)	11,09	11,08	11,08	
UMIDADE MÉDIA (%)	11,08			

9 Anexo 02 – Concreto

Protótipo 01

CP cilíndricos 10x20, ensaiados aos 36 dias - Slump = 80 mm

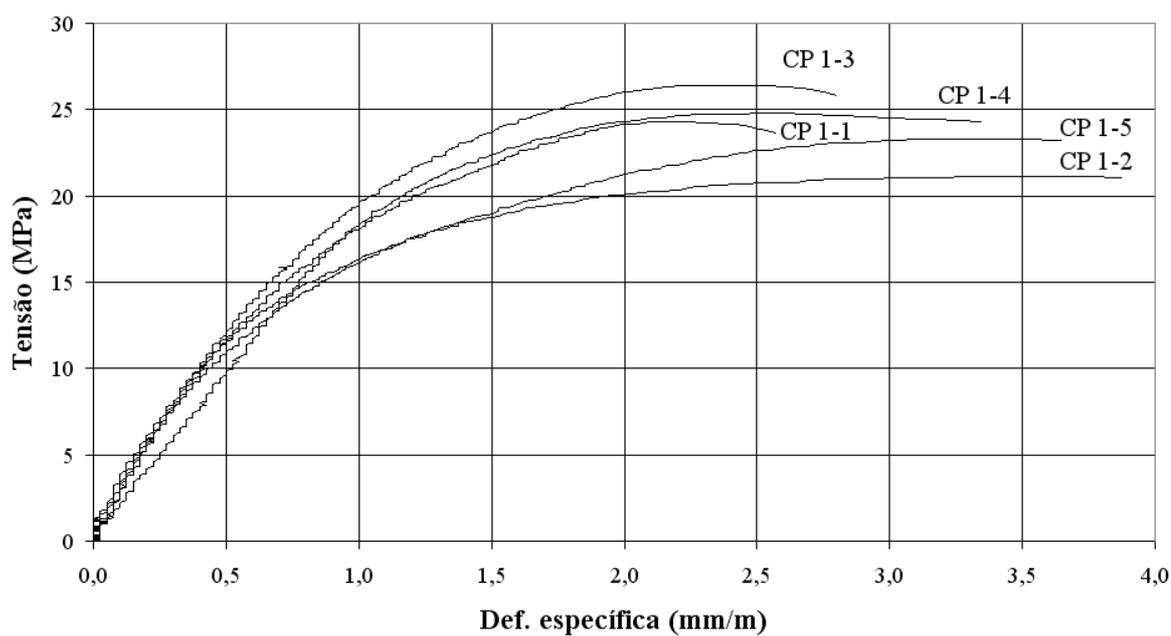
Tabela 9.1 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 1

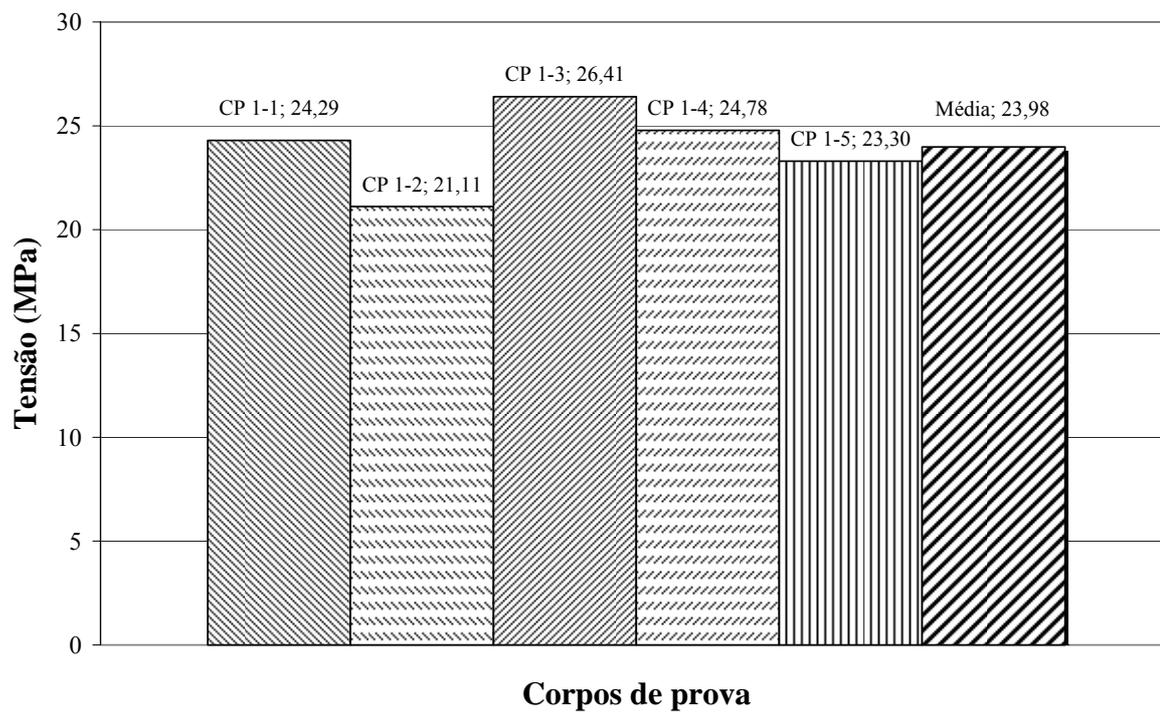
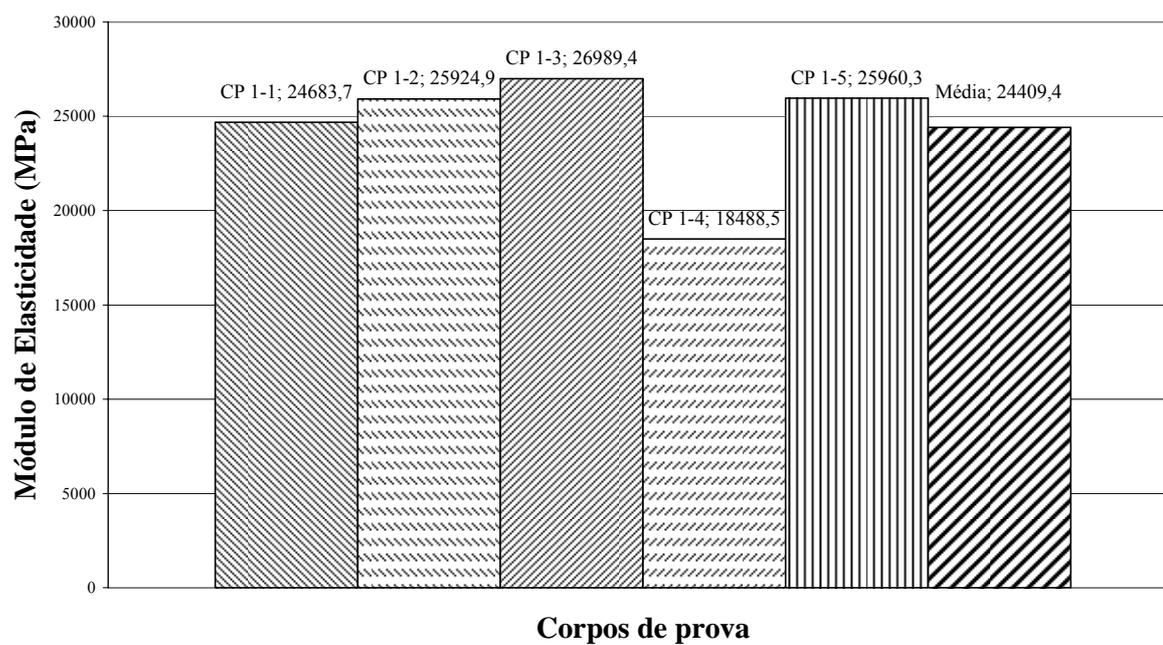
CP	1	2	3	4	5
P _{Rupt.} (kN)	190,80	165,80	207,40	194,60	183,00
f _c (Mpa)	24,29	21,11	26,41	24,78	23,30
E _c (Mpa)	24683,7	25924,9	26989,4	18488,5	25960,3

	P _{Rupt.} (kN)	f _c (Mpa)	E _c (Mpa)
Média	188,32	23,98	24409,4
D.P.	15,37	1,96	3409,23
C.V. %	8,16	8,17	13,97

Adotados:
f _{c,médio} = 23,98 MPa
E _{c,médio} = 24409,4 MPa

Protótipo I - Tensão x Deformação específica



Protótipo I - Tensão de ruptura**Protótipo I - Módulo de Elasticidade Longitudinal**

Protótipo 02

CP cilíndricos 10x20, ensaiados aos 44 dias - Slump = 75 mm

Tabela 9.2 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 2

CP	1	2	3	4	5	6
$P_{Rupt.}$ (kN)	211,40	185,20	191,20	219,40	166,60	228,00
f_c (Mpa)	26,92	23,58	24,34	27,93	21,21	29,03
E_c (Mpa)	25249,6	23905,9	22677,7	26268,2	26060,7	32835,8

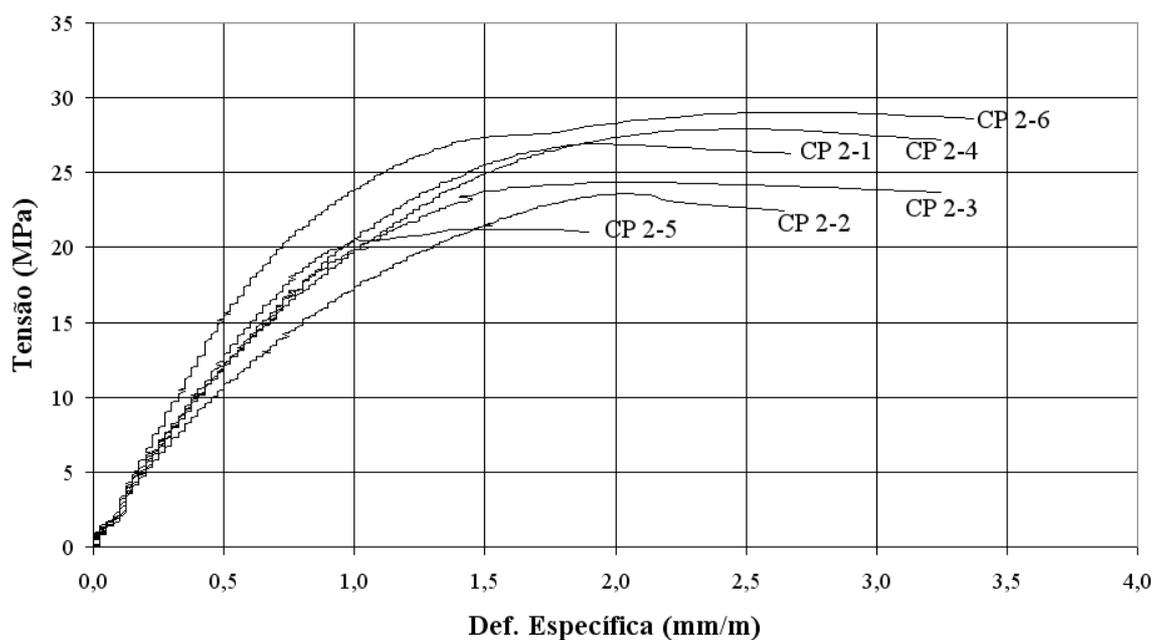
	$P_{Rupt.}$ (kN)	f_c (Mpa)	E_c (Mpa)
Média	200,30	2,55	26166,3
D.P.	23,25	2,96	3539,05
C.V. %	11,61	11,61	13,53

Adotados:

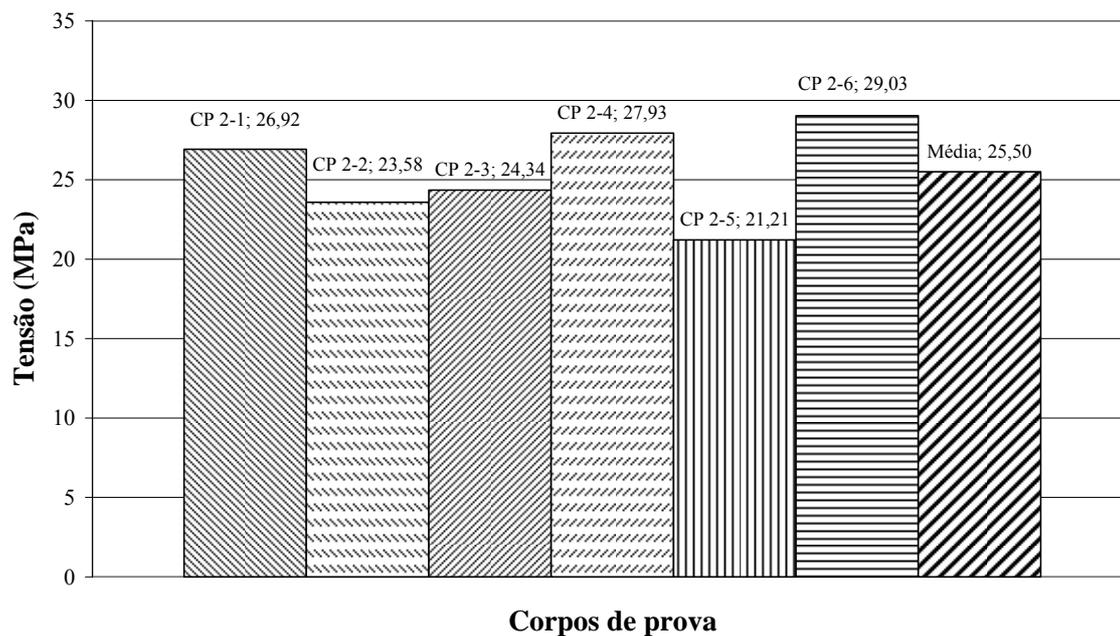
$$f_{c,médio} = 25,50 \text{ MPa}$$

$$E_{c,médio} = 26166,3 \text{ MPa}$$

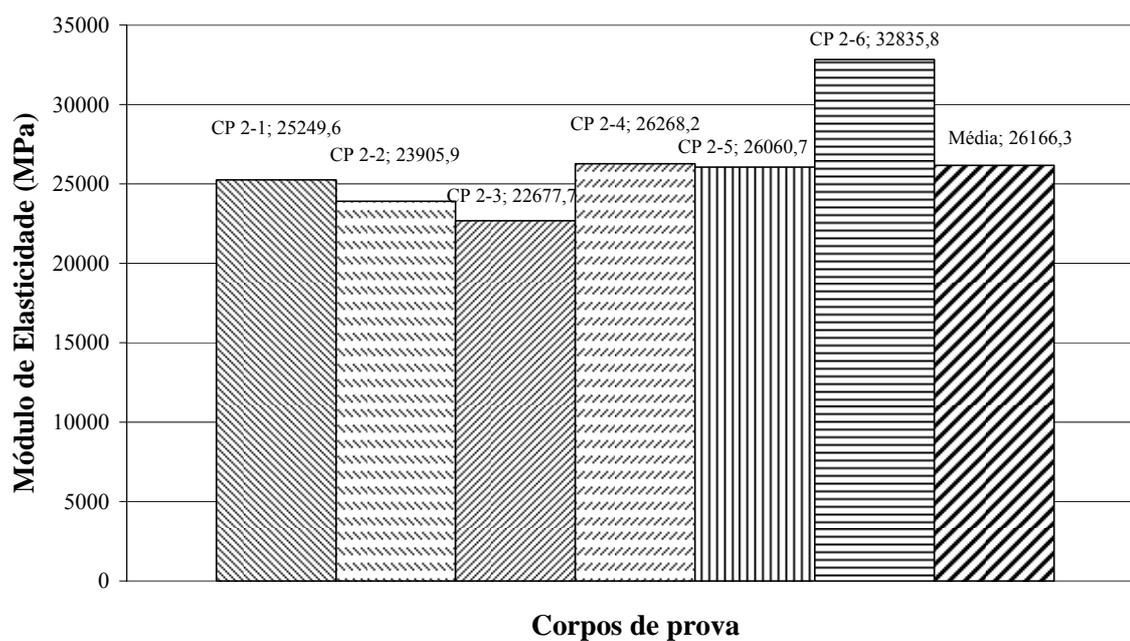
Protótipo II - Tensão x Deformação específica



Protótipo II - Tensão de ruptura



Protótipo II - Módulo de Elasticidade longitudinal



Protótipo 03

CP cilíndricos 10x20, ensaiados aos 265 dias - Slump = 90 mm

Tabela 9.3 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 3

CP	1	2	3	4	5	6
$P_{Rupt.}$ (kN)	273,20	260,60	291,00	271,00	232,40	233,40
f_c (Mpa)	34,78	33,18	37,05	34,50	29,59	29,72
E_c (Mpa)	30570,7	31514,0	32662,7	26270,5	27923,4	28050,7

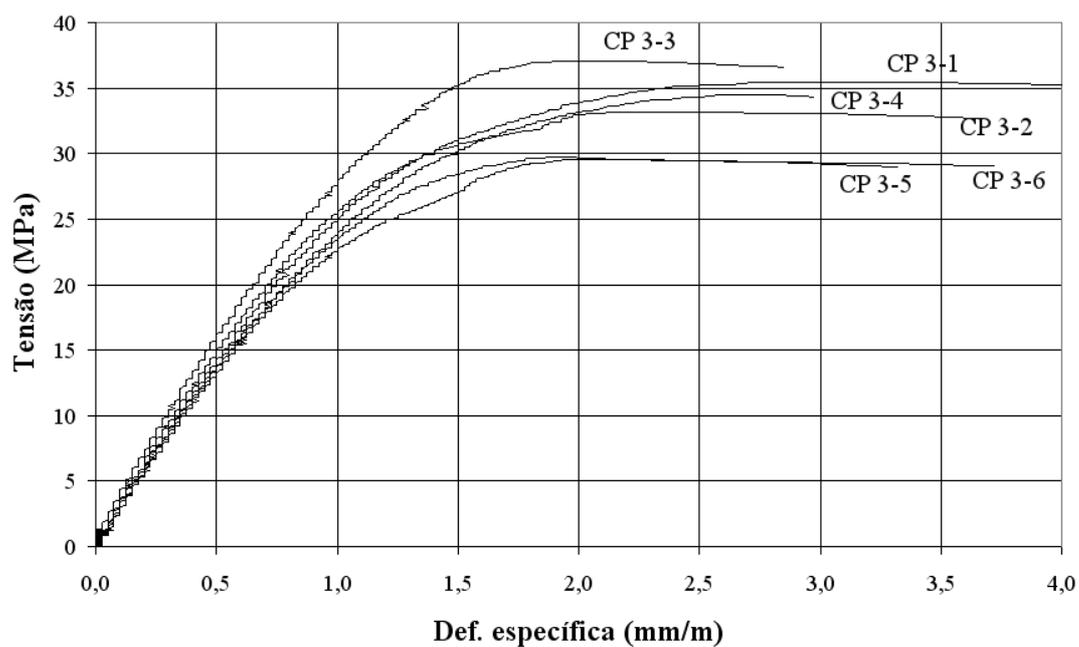
	$P_{Rupt.}$ (kN)	f_c (Mpa)	E_c (Mpa)
Média	260,27	33,14	29498,7
D.P.	23,35	2,97	2458,48
C.V. %	8,97	8,96	8,33

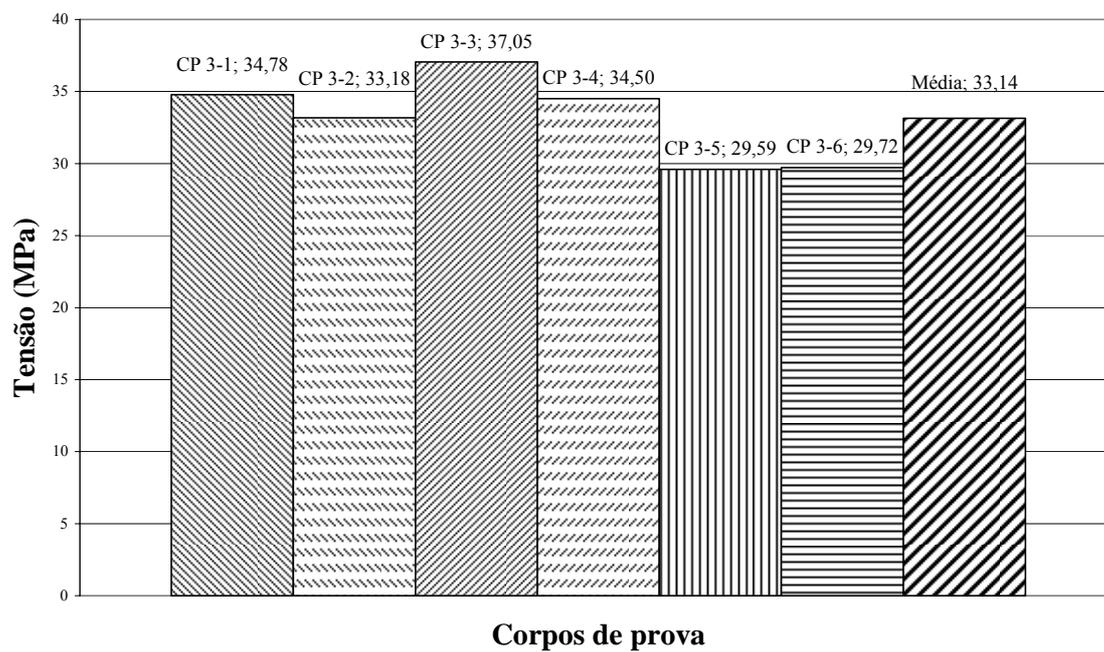
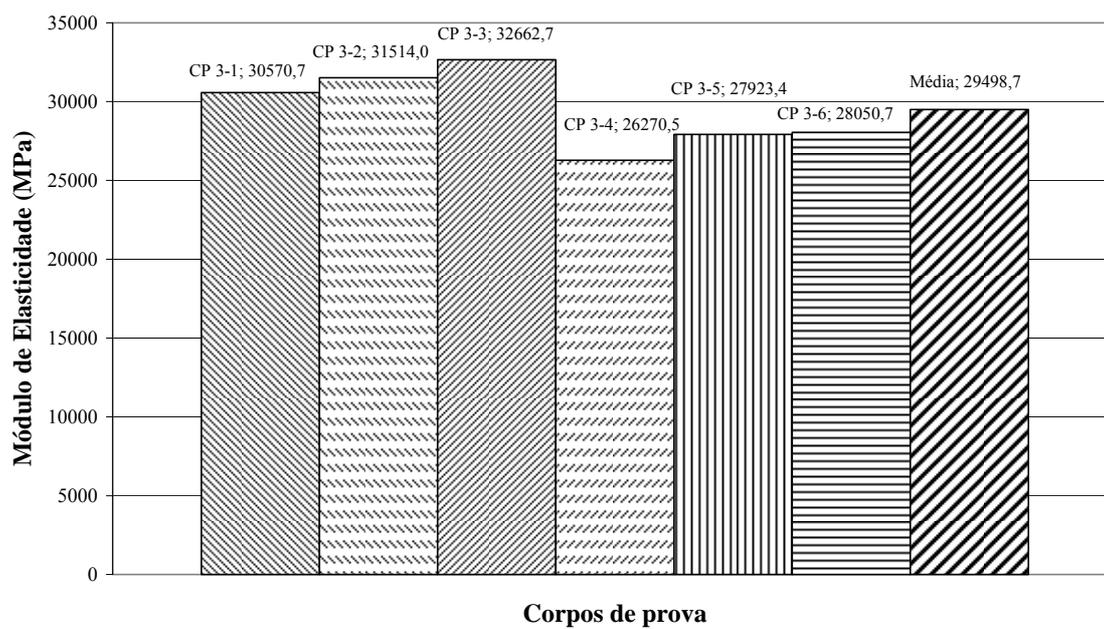
Adotados:

$$f_{c,médio} = 33,14 \text{ MPa}$$

$$E_{c,médio} = 29498,7 \text{ MPa}$$

Protótipo III - Tensão x Deformação específica



Protótipo III - Tensão de ruptura**Protótipo III - Módulo de Elasticidade longitudinal**

Protótipo 04

CP cilíndricos 10x20, ensaiados aos 255 dias - Slump = 60 mm

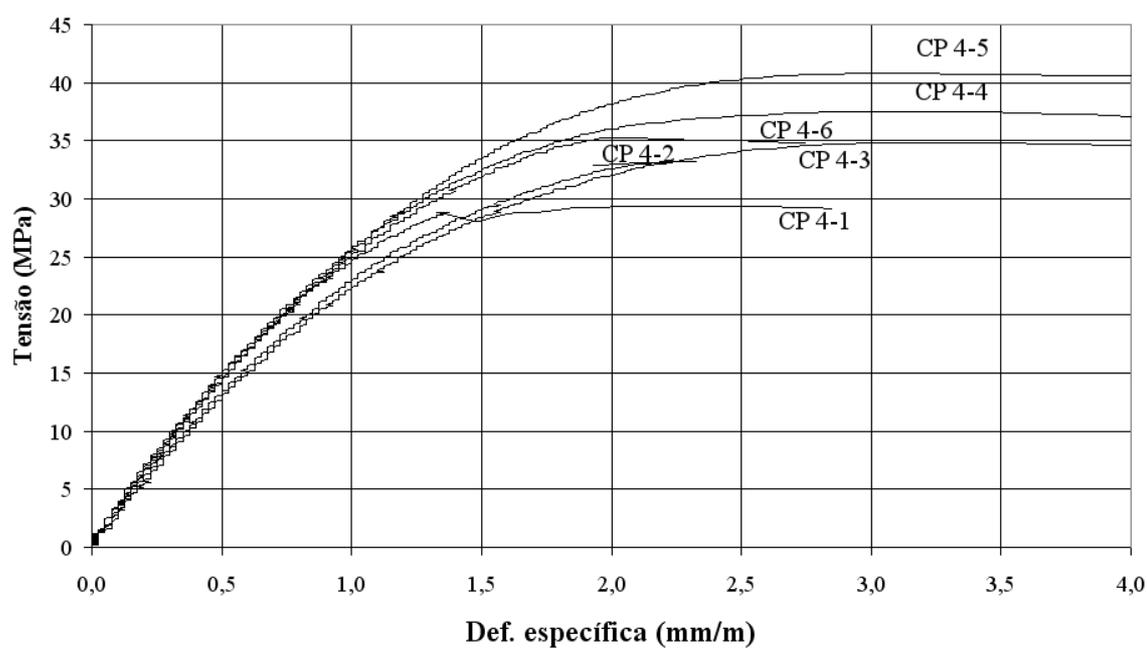
Tabela 9.4 – Resistência do concreto à compressão e módulo de elasticidade – protótipo 4

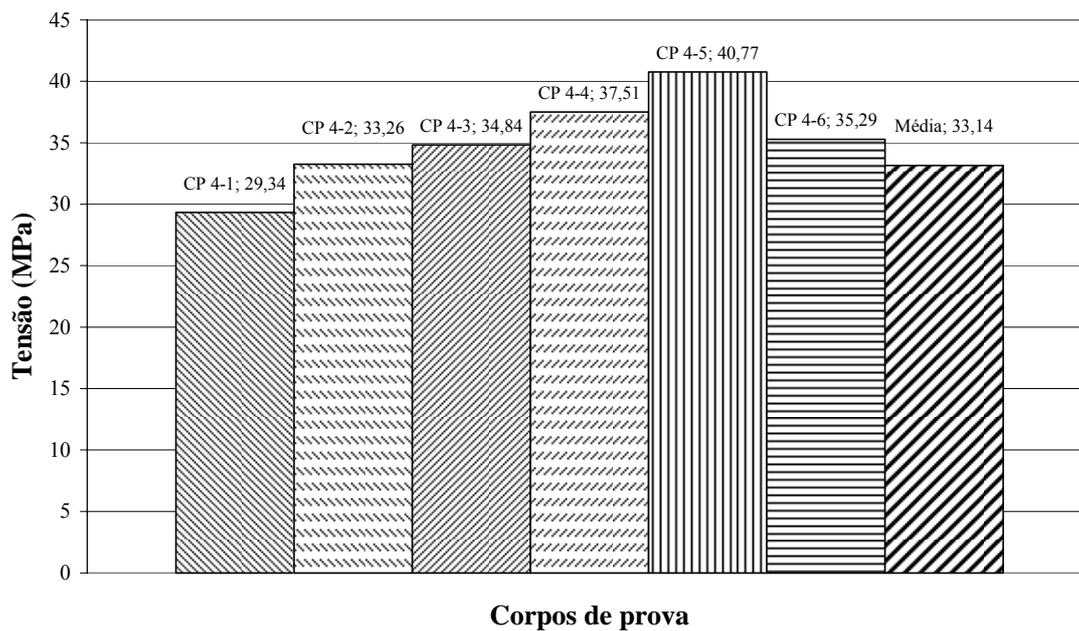
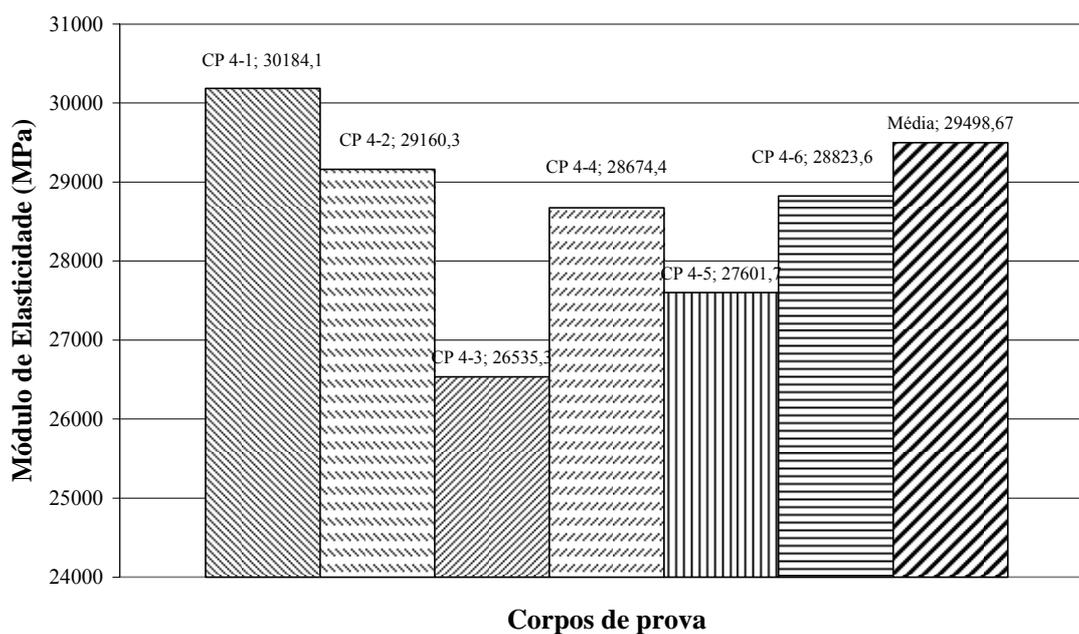
CP	1	2	3	4	5	6
$P_{Rupt.}$ (kN)	230,40	261,20	273,60	294,60	320,20	277,20
f_c (Mpa)	29,34	33,26	34,84	37,51	40,77	35,29
E_c (Mpa)	30184,1	29160,3	26535,3	28674,4	27601,7	28823,6

	$P_{Rupt.}$ (kN)	f_c (Mpa)	E_c (Mpa)
Média	276,20	35,20	28496,6
D.P.	30,35	3,86	1270,76
C.V. %	10,99	10,97	4,46

Adotados:
$f_{c,médio} = 35,20$ MPa
$E_{c,médio} = 28496,6$ MPa

Protótipo IV - Tensão x Deformação específica



Protótipo IV - Tensão de ruptura**Protótipo IV - Módulo de Elasticidade longitudinal**

10 Anexo 03 – Alvenaria

10.1 Argamassa

Protótipos 01 e 02 – CP de argamassa (5 x 10).

Protótipo 1*		
Ensaio aos 12 dias		
CP	P (kN)	fa (MPa)
1-A	6,50	3,310
1-B	6,82	3,473
1-C	7,16	3,647
1-D	7,00	3,565

Protótipo 1		
Ensaio aos 28 dias		
CP	P (kN)	fa (MPa)
1-1	8,02	4,08
1-2	7,96	4,05
1-3	8,14	4,15
1-4	7,42	3,78
1-5	8,76	4,46
1-6	6,94	3,53
1-7	7,86	4,00
1-8	8,84	4,50

Protótipo 2		
Ensaio aos 36 dias		
CP	P (kN)	fa (MPa)
2-1	15,80	8,05
2-2	13,10	6,67
2-3	14,90	7,59
2-4	14,50	7,38
2-5	14,20	7,23
2-6	14,90	7,59

Média	6,87	3,5
D. P.	0,28	0,14
C.V.	4,1%	4,0%

Média	7,99	4,07
D.P.	0,63	0,32
C.V.	7,9%	7,9%

Média	14,57	7,42
D.P.	0,9	0,46
C.V.	6,2%	6,2%

* Foram extraídos doze espécimes, sendo ensaiados quatro aos doze dias e oito juntamente com o protótipo. A resistência da argamassa aos doze dias alcançou 86% da resistência aos 28 dias.

Protótipos 03 e 04 – CP de argamassa (5 x 10).

Protótipo 3		
Ensaio aos 68 dias		
CP	P (kN)	fa (MPa)
3-1	9,34	4,76
3-2	8,86	4,51
3-3	9,62	4,90
3-4	9,70	4,94
3-5	9,32	4,75
3-6	8,58	4,37
3-7	9,22	4,70

Média	9,23	4,7
D.P.	0,4	0,2
C.V.	4,3 %	4,3 %

Protótipo 4		
Ensaio aos 247 dias		
CP	P (kN)	fa (MPa)
4-1	12,76	6,50
4-2	11,36	5,79
4-3	10,64	5,42
4-4	10,32	5,26
4-5	12,70	6,47
4-6	12,46	6,35

Média	11,71	5,97
D.P.	1,08	0,55
C.V.	9,2 %	9,2 %

10.2 Prismas

Protótipos 01 – CP de prismas de três blocos.

Idade 28 dias

CP	a (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	P (kN)	fa (MPa)
1-1	4,25	8,76	37,23	36,25	9,74
1-2	4,25	8,75	37,19	33,50	9,01
1-3	4,24	8,75	37,10	32,55	8,77
1-4	4,24	8,74	37,06	31,85	8,59
1-5	4,24	8,72	36,97	37,10	10,03
1-6	4,25	8,78	37,32	38,20	10,24
1-7	4,25	8,73	37,10	34,52	9,30
Média	4,25	8,75	37,14	34,85	9,38
D.P.	0,01	0,02	0,12	2,40	0,64
C.V. (%)	0,2	0,2	0,3	6,9	6,8

Protótipos 02 – CP de prismas de três blocos.

Idade 36 dias

CP	a (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	P (kN)	fa (MPa)
2-1	4,17	8,61	35,90	34,10	9,50
2-2	4,16	8,60	35,78	35,80	10,01
2-3	4,19	8,64	36,20	33,10	9,14
2-4	4,21	8,69	36,58	34,70	9,48
2-5	4,19	8,63	36,16	29,20	8,08
2-6	4,19	8,65	36,24	37,60	10,37
Média	4,19	8,64	36,14	34,08	9,43
Dpadr	0,02	0,03	0,28	2,85	0,79
C.V. (%)	0,5	0,3	0,8	8,4	8,4

Protótipos 03 – CP de prismas de três blocos. Idade 68 dias

CP	a (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	P (kN)	fa (MPa)
3-1	4,25	8,79	37,36	34,26	9,17
3-2	4,25	8,79	37,36	28,78	7,70
3-3	4,24	8,80	37,31	35,44	9,50
3-4	4,24	8,76	37,14	25,60	6,89
3-5	4,24	8,75	37,10	30,80	8,30
3-6	4,24	8,77	37,18	32,18	8,65
Média	4,24	8,78	37,24	31,18	8,37
Dpadr	0,01	0,02	0,12	3,62	0,96
C.V. (%)	0,1	0,2	0,3	11,6	11,5

Protótipos 04 – CP de prismas de três blocos - Idade 247 dias

CP	a (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	P (kN)	fa (MPa)
4-1	4,25	8,79	37,36	28,70	7,68
4-2	4,24	8,76	37,14	35,10	9,45
4-3	4,22	8,74	36,88	31,90	8,65
4-4	4,24	8,77	37,18	29,95	8,05
4-5	4,24	8,80	37,31	40,35	10,81
4-6	4,24	8,80	37,31	39,00	10,45
Média	4,24	8,78	37,20	34,17	9,18
D.P.	0,01	0,02	0,18	4,80	1,28
C.V. (%)	0,23	0,28	0,48	14,05	13,91

Protótipos 01 a 04 – CP de prismas de três blocos.

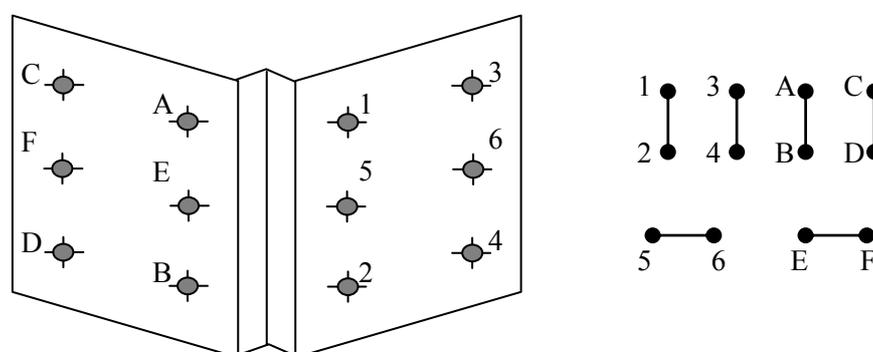
	Médias			Desvio Padrão		
	Área (cm ²)	P (kN)	f _p (MPa)	Área (cm ²)	P (kN)	f _p (MPa)
Protótipo 01	37,14	34,85	9,38	0,12	2,40	0,64
Protótipo 02	36,14	37,98	10,52	0,28	2,85	0,79
Protótipo 03	37,24	31,18	8,37	0,12	3,62	0,96
Protótipo 04	37,20	34,17	9,18	0,18	4,80	1,28

10.3 Paredinhas

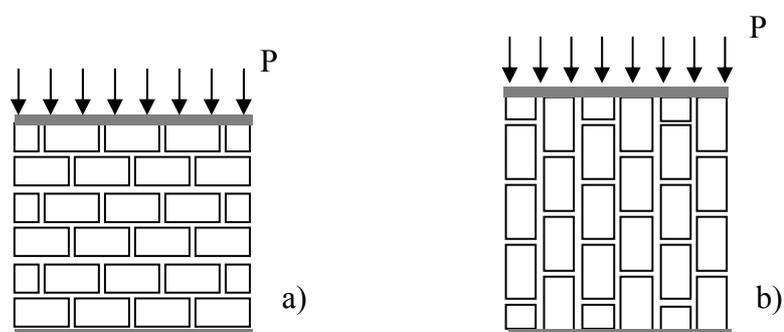
Para cada uma das paredinhas ensaiadas apresenta-se uma tabela com as deformações em mm/m para as seis medições feitas, conforme esquema apresentado na Figura 5.18 (reapresentada abaixo). Apresenta-se também o diagrama tensão/deformação para as seis medições efetuadas.

Em cada face foram feitas duas leituras verticais e uma horizontal. O valor da deformação específica (mm/m) refere-se ao produto da deformação medida pelo fator de multiplicação fornecido pelo fabricante do Demec gauge (0,000008) e os valores médios verticais e horizontais (também em mm/m) referem-se respectivamente às médias das quatro deformações específicas verticais e das duas horizontais.

As paredinhas P01 a P15 são carregadas normalmente, observando-se que as P01 a P09 foram executadas e ensaiadas na UFSC e as P10 a P15 executadas e ensaiadas na UEM. As paredinhas PL1 a PL4 são carregadas lateralmente, observando-se que foram executadas e ensaiadas na UEM.



Esquema das leituras horizontais e verticais



Paredinhas carregadas normal e lateralmente.

Paredinha 01

Idade 28 dias – a=4,20 cm b=35,30 cm

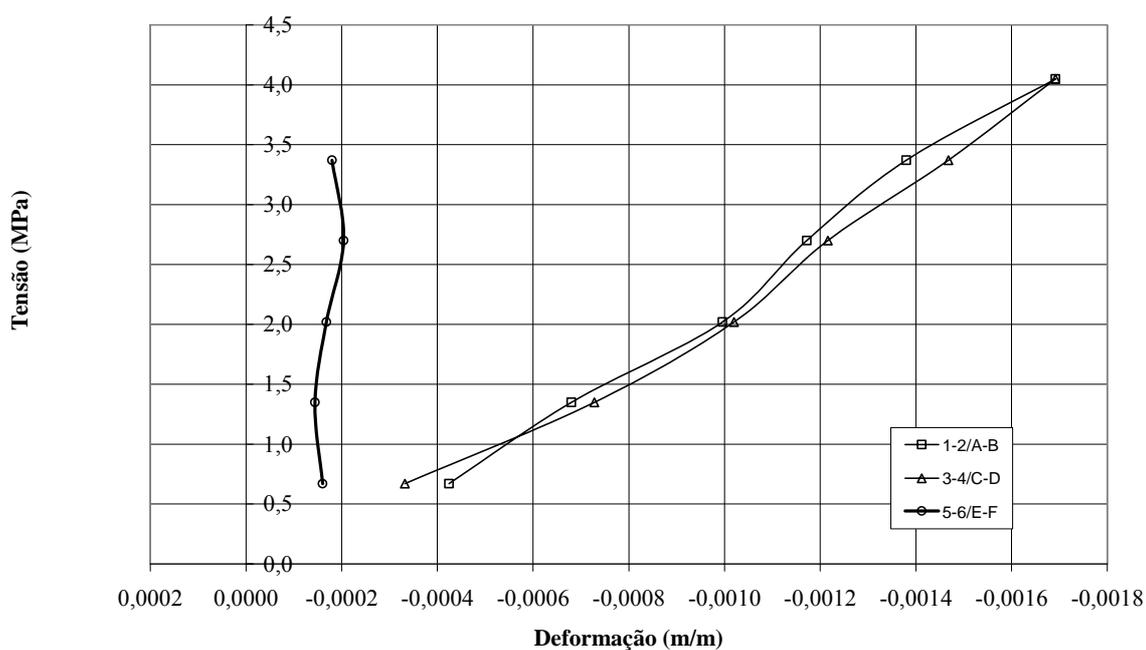
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 168 kN

Tensão de ruptura = 1,13 kN/cm² (11,33 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000
10	-0,520	-0,432	-0,176	-0,328	-0,232	-0,144	0,7	-0,378	-0,160
20	-0,816	-0,984	-0,216	-0,544	-0,472	-0,072	1,4	-0,704	-0,144
30	-1,176	-1,336	-0,200	-0,816	-0,704	-0,136	2,0	-1,008	-0,168
40	-1,424	-1,688	-0,192	-0,920	-0,744	-0,216	2,7	-1,194	-0,204
50	-1,672	-1,984	-0,168	-1,088	-0,952	-0,192	3,4	-1,424	-0,180
60	-1,960	-2,256	-0,280	-1,424	-1,128	-0,248	4,1	-1,692	-0,264
70	-2,200	-2,536	-0,280	-1,664	-1,376	-0,240	4,7	-1,944	-0,260

Médias - Paredinha 01 - UFSC



Paredinha 02

Idade 28 dias – a=4,10 cm b=35,30 cm

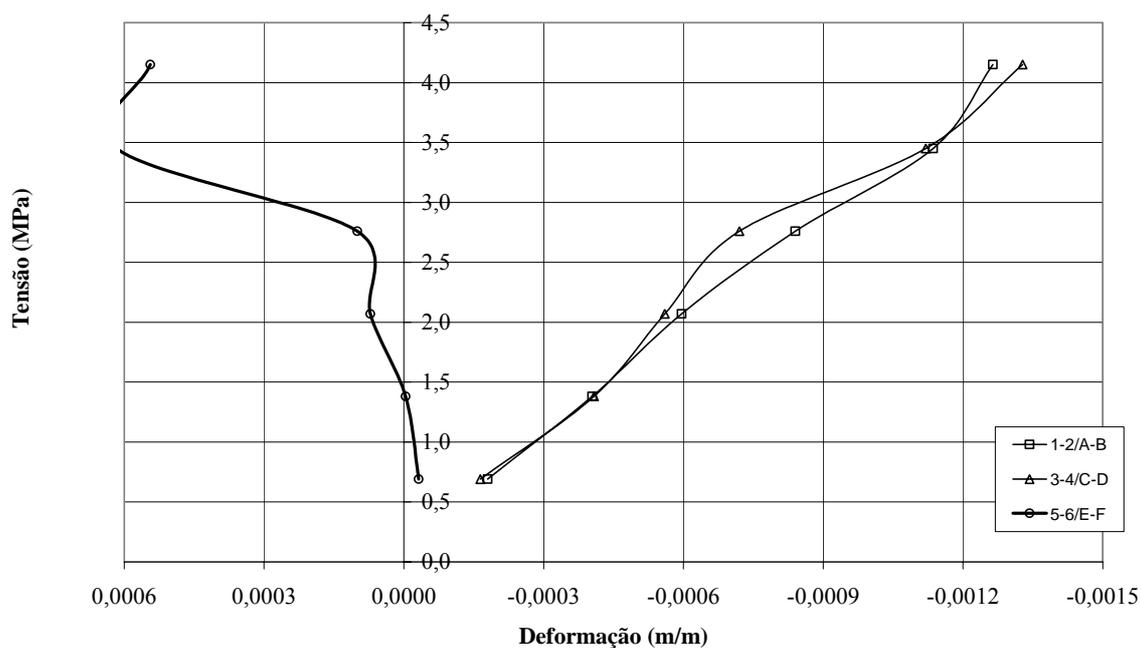
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 148,7 kN

Tensão de ruptura = 1,03 kN/cm² (10,27 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0
10	-0,248	-0,112	0,016	-0,112	-0,216	-0,080	0,7	-0,172	-0,032
20	-0,400	-0,472	-0,064	-0,408	-0,344	0,056	1,4	-0,406	-0,004
30	-0,504	-0,664	-0,016	-0,688	-0,456	0,160	2,1	-0,578	0,072
40	-0,688	-0,760	0,032	-0,992	-0,680	0,168	2,8	-0,780	0,100
50	-0,872	-1,400	0,384	-1,400	-0,840	0,848	3,5	-1,128	0,616
60	-0,976	-1,608	0,520	-1,552	-1,048	0,568	4,2	-1,296	0,544
70	-1,160	-1,880	0,760	-2,160	-1,288	0,768	4,8	-1,622	0,764

Médias - Paredinha 02 - UFSC



Paredinha 03

Idade 28 dias – a=4,20 cm b=36,30 cm

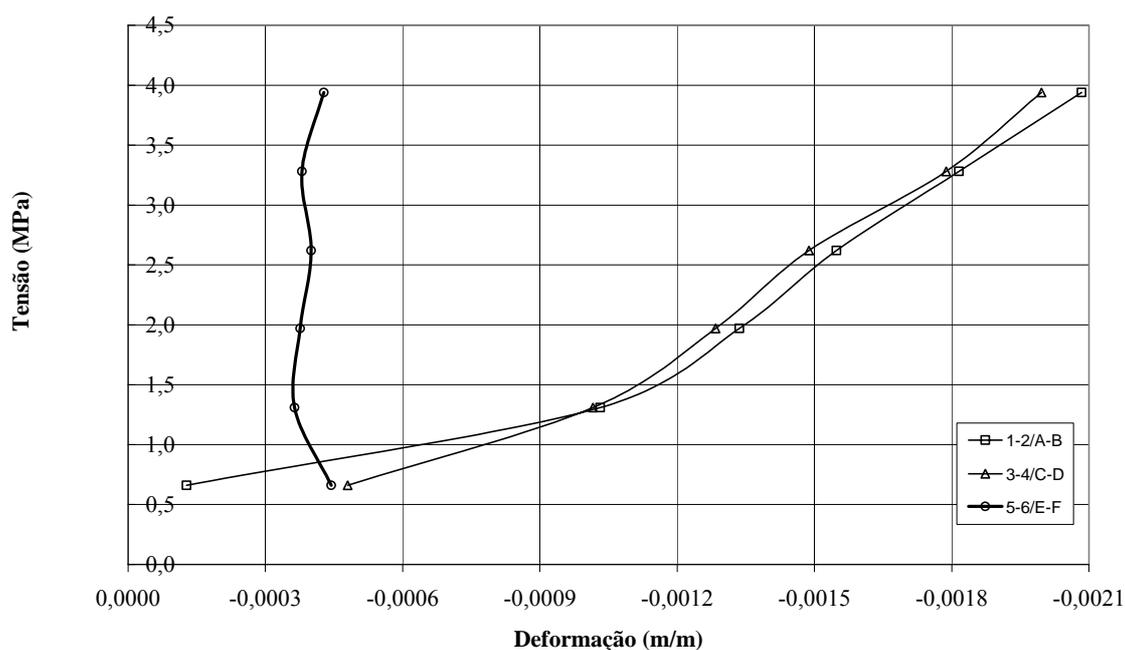
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 225,8 kN

Tensão de ruptura = 1,48 kN/cm² (14,81 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000
10	-0,208	-0,240	-0,392	-0,048	-0,720	-0,496	0,66	-0,304	-0,444
20	-0,896	-1,000	-0,280	-1,168	-1,032	-0,448	1,32	-1,024	-0,364
30	-1,136	-1,232	-0,328	-1,536	-1,336	-0,424	1,98	-1,310	-0,376
40	-1,344	-1,440	-0,328	-1,752	-1,536	-0,472	2,65	-1,518	-0,400
50	-1,568	-1,744	-0,288	-2,064	-1,832	-0,472	3,31	-1,802	-0,380
60	-1,864	-1,984	-0,320	-2,304	-2,008	-0,536	3,97	-2,040	-0,428
70	-2,056	-2,256	-0,312	-2,552	-2,200	-0,488	4,63	-2,266	-0,400

Médias - Paredinha 03 - UFSC



Paredinha 04

Idade 28 dias – a=4,10 cm b=35,70 cm

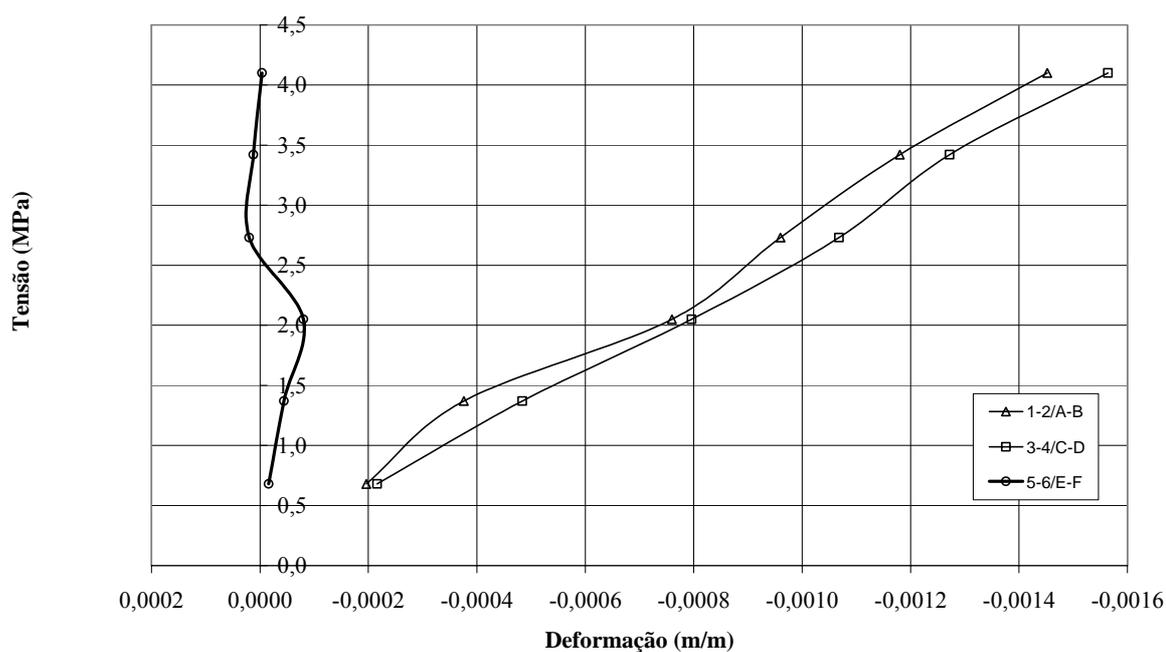
Fator de multiplicação (Demec gauge) = 0,000008

Carga de ruptura = 149 kN

Tensão de ruptura = 1,02 kN/cm² (10,19 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,312	-0,160	-0,040	-0,080	-0,272	0,008	0,68	-0,206	-0,016
20	-0,544	-0,416	-0,048	-0,208	-0,552	-0,040	1,37	-0,430	-0,044
30	-0,920	-0,736	-0,160	-0,600	-0,856	0,000	2,05	-0,778	-0,080
40	-1,240	-0,976	-0,056	-0,680	-1,160	0,096	2,73	-1,014	0,020
50	-1,440	-1,160	-0,024	-0,920	-1,384	0,048	3,42	-1,226	0,012
60	-1,768	-1,408	0,048	-1,136	-1,720	-0,056	4,10	-1,508	-0,004
70	-2,184	-1,744	0,368	-1,400	-2,136	-0,016	4,78	-1,866	0,176

Médias - Paredinha 04 - UFSC



Paredinha 05

Idade 28 dias – a=4,20 cm b=35,70 cm

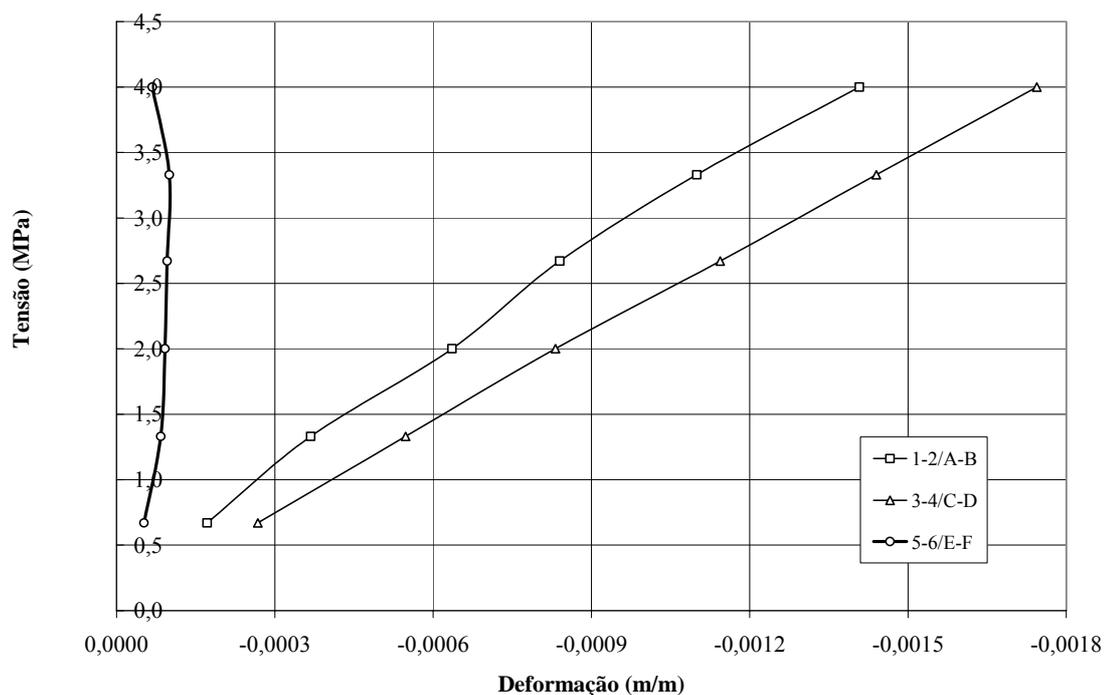
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 91,8 kN

Tensão de ruptura = 0,61 kN/cm² (6,12 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,176	-0,232	-0,088	-0,168	-0,304	-0,016	0,67	-0,220	-0,052
20	-0,360	-0,488	-0,136	-0,376	-0,608	-0,032	1,33	-0,458	-0,084
30	-0,568	-0,752	-0,160	-0,704	-0,912	-0,024	2,00	-0,734	-0,092
40	-0,744	-0,992	-0,192	-0,936	-1,296	0,000	2,67	-0,992	-0,096
50	-0,936	-1,200	-0,200	-1,264	-1,680	0,000	3,33	-1,270	-0,100
60	-1,168	-1,400	-0,168	-1,648	-2,088	0,032	4,00	-1,576	-0,068
70	-1,584	-1,544	0,072	-2,112	-2,512	0,160	4,67	-1,938	0,116

Médias - Paredinha 05 - UFSC



Paredinha 06

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=35,20 cm

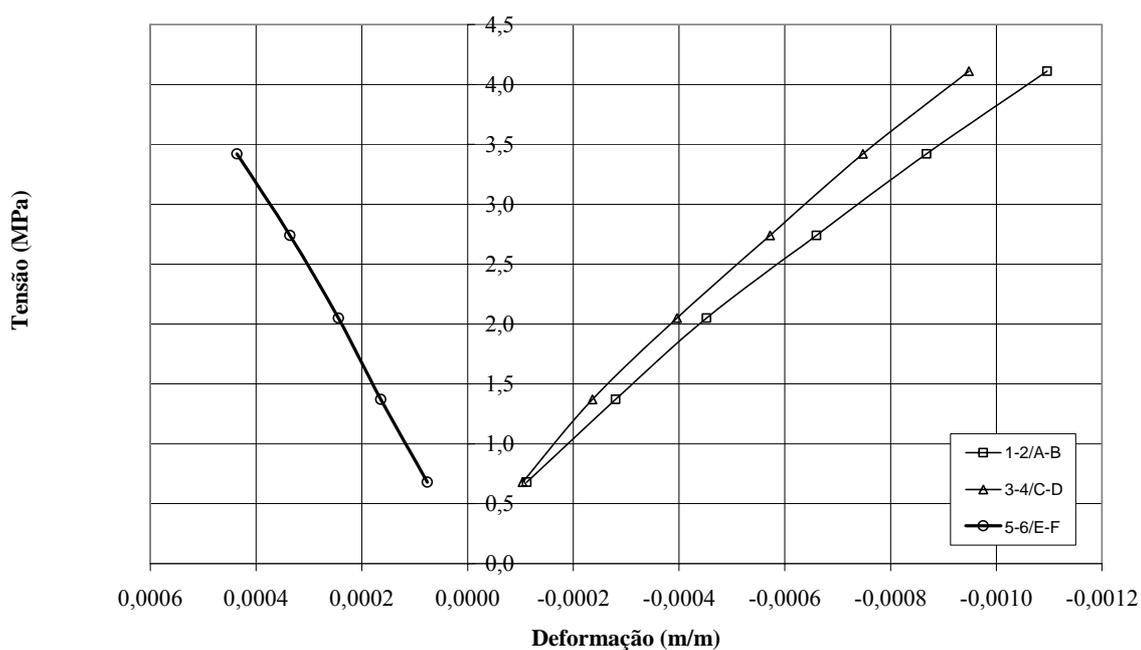
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 169,1 kN

Tensão de ruptura = 1,16 kN/cm² (11,58 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,192	-0,176	0,080	-0,032	-0,032	0,072	0,68	-0,108	0,076
20	-0,424	-0,352	0,176	-0,136	-0,120	0,152	1,37	-0,258	0,164
30	-0,640	-0,552	0,280	-0,264	-0,240	0,208	2,05	-0,424	0,244
40	-0,872	-0,736	0,384	-0,448	-0,408	0,288	2,74	-0,616	0,336
50	-1,104	-0,912	0,496	-0,632	-0,584	0,376	3,42	-0,808	0,436
60	-1,344	-1,112	0,600	-0,848	-0,784	0,448	4,11	-1,022	0,524
70	-1,576	-1,272	0,680	-1,080	-0,976	0,528	4,79	-1,226	0,604

Médias - Paredinha 06 - UFSC



Paredinha 07

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=35,30 cm

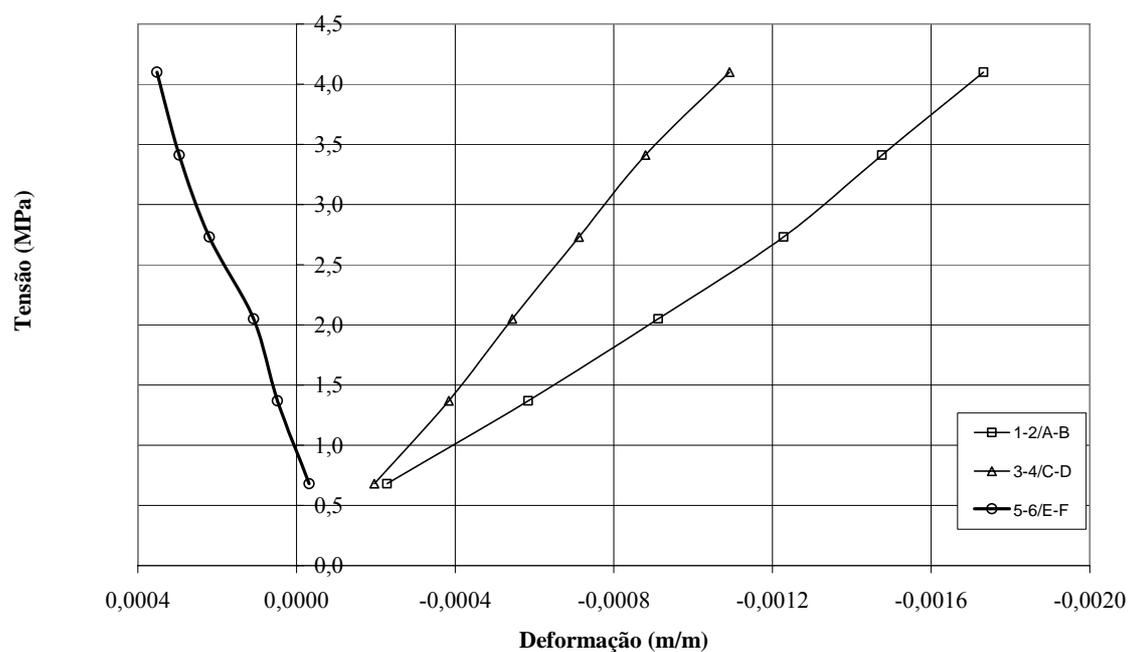
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 140,6 kN

Tensão de ruptura = 0,96 kN/cm² (9,60 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,176	-0,240	-0,032	-0,280	-0,152	-0,032	0,68	-0,212	-0,032
20	-0,504	-0,456	0,016	-0,664	-0,312	0,080	1,37	-0,484	0,048
30	-0,792	-0,616	0,064	-1,032	-0,472	0,152	2,05	-0,728	0,108
40	-1,072	-0,784	0,200	-1,384	-0,640	0,240	2,73	-0,970	0,220
50	-1,328	-0,944	0,296	-1,624	-0,816	0,296	3,41	-1,178	0,296
60	-1,656	-1,152	0,368	-1,808	-1,032	0,336	4,10	-1,412	0,352
70	-2,032	-1,408	0,456	-1,944	-1,320	0,416	4,78	-1,676	0,436

Médias - Paredinha 07 - UFSC



Paredinha 08

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=35,80 cm

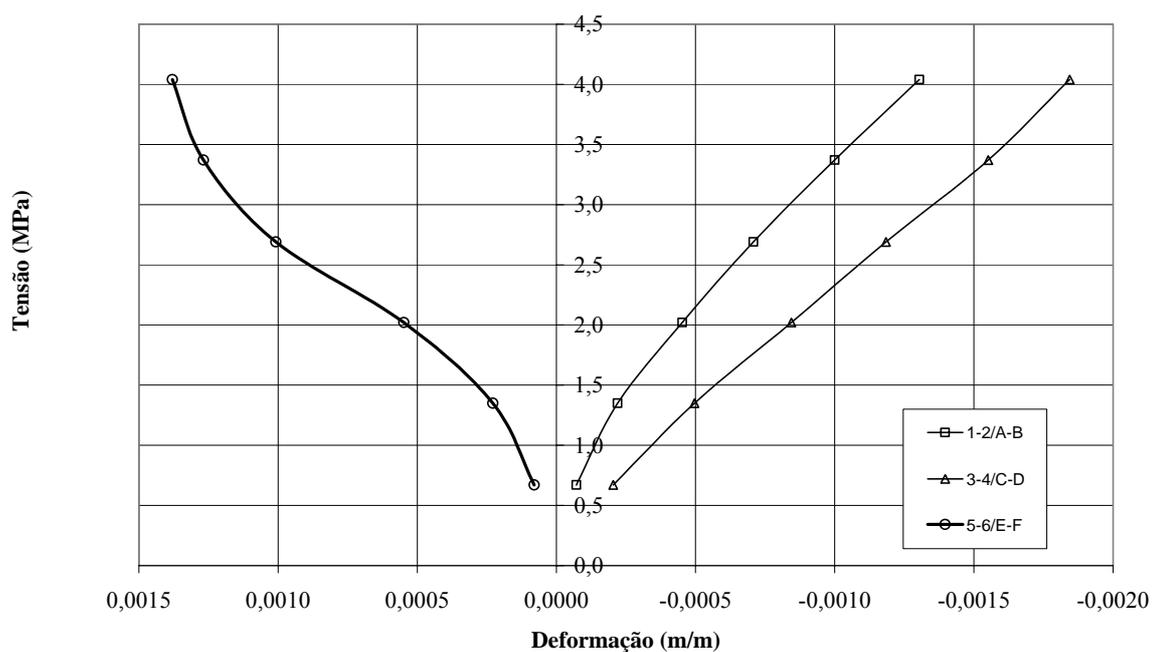
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 136,6 kN

Tensão de ruptura = 0,92 kN/cm² (9,19 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,144	-0,296	0,072	0,000	-0,112	0,088	0,67	-0,138	0,080
20	-0,304	-0,608	0,232	-0,136	-0,384	0,224	1,35	-0,358	0,228
30	-0,552	-1,008	0,528	-0,352	-0,680	0,568	2,02	-0,648	0,548
40	-0,808	-1,368	0,976	-0,608	-1,000	1,040	2,69	-0,946	1,008
50	-1,104	-1,800	1,264	-0,896	-1,304	1,272	3,37	-1,276	1,268
60	-1,416	-2,120	1,376	-1,192	-1,568	1,384	4,04	-1,574	1,380
70	-1,736	-2,496	1,544	-1,536	-1,872	1,544	4,71	-1,910	1,544

Médias - Paredinha 08 - UFSC



Paredinha 09

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=35,10 cm

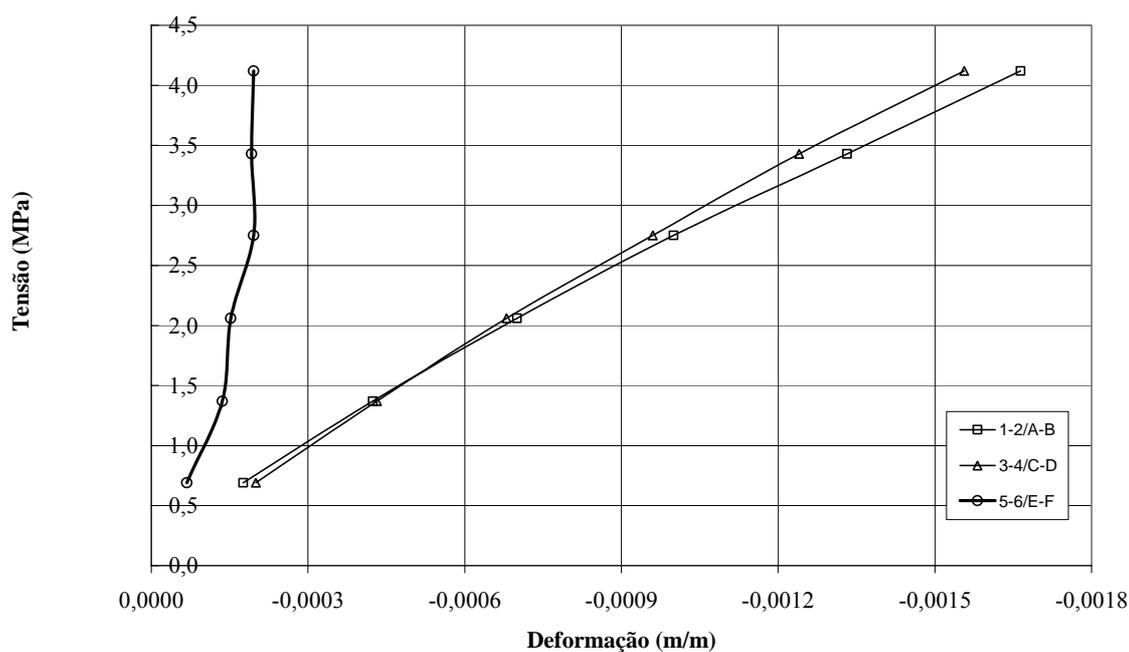
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 141,8 kN

Tensão de ruptura = 0,97 kN/cm² (9,73 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,152	-0,208	-0,048	-0,200	-0,192	-0,088	0,69	-0,188	-0,068
20	-0,440	-0,488	-0,096	-0,408	-0,376	-0,176	1,37	-0,428	-0,136
30	-0,752	-0,784	-0,112	-0,648	-0,576	-0,192	2,06	-0,690	-0,152
40	-1,088	-1,120	-0,160	-0,912	-0,800	-0,232	2,75	-0,980	-0,196
50	-1,472	-1,456	-0,152	-1,192	-1,024	-0,232	3,43	-1,286	-0,192
60	-1,872	-1,840	-0,168	-1,456	-1,272	-0,224	4,12	-1,610	-0,196
70	-2,264	-2,232	-0,160	-1,760	-1,568	-0,216	4,81	-1,956	-0,188

Médias - Paredinha 09 - UFSC



Paredinha 10

Idade 28 dias – a=4,18 cm b=35,80 cm

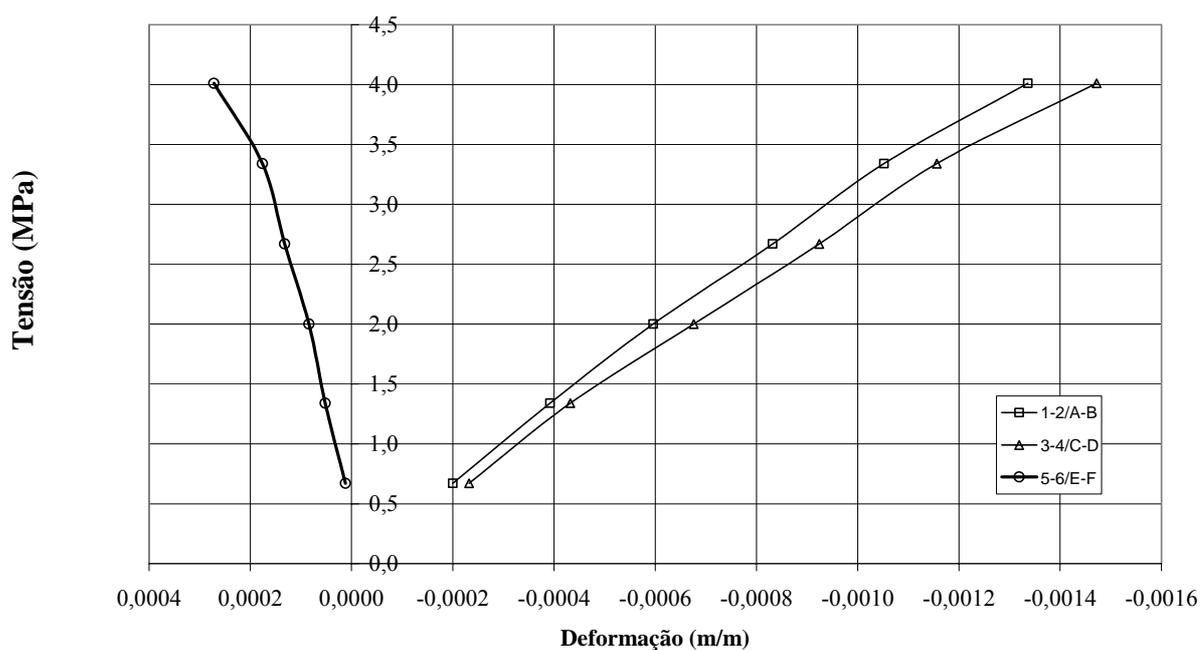
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 102,4 kN

Tensão de ruptura = 0,684 kN/cm² (6,84 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,352	-0,408	0,040	-0,048	-0,056	-0,016	0,67	-0,216	0,012
20	-0,704	-0,736	0,064	-0,080	-0,128	0,040	1,34	-0,412	0,052
30	-1,056	-1,104	0,080	-0,136	-0,248	0,088	2,00	-0,636	0,084
40	-1,392	-1,424	0,128	-0,272	-0,424	0,136	2,67	-0,878	0,132
50	-1,688	-1,688	0,152	-0,416	-0,624	0,200	3,34	-1,104	0,176
60	-2,088	-2,072	0,216	-0,584	-0,872	0,328	4,01	-1,404	0,272
70	-1,768	-1,704	0,320	0,032	-1,088	0,400	4,68	-1,132	0,360

Médias - Paredinha 10 - UEM



Paredinha 11

Idade 28 dias – a=4,2 cm b=35,90 cm

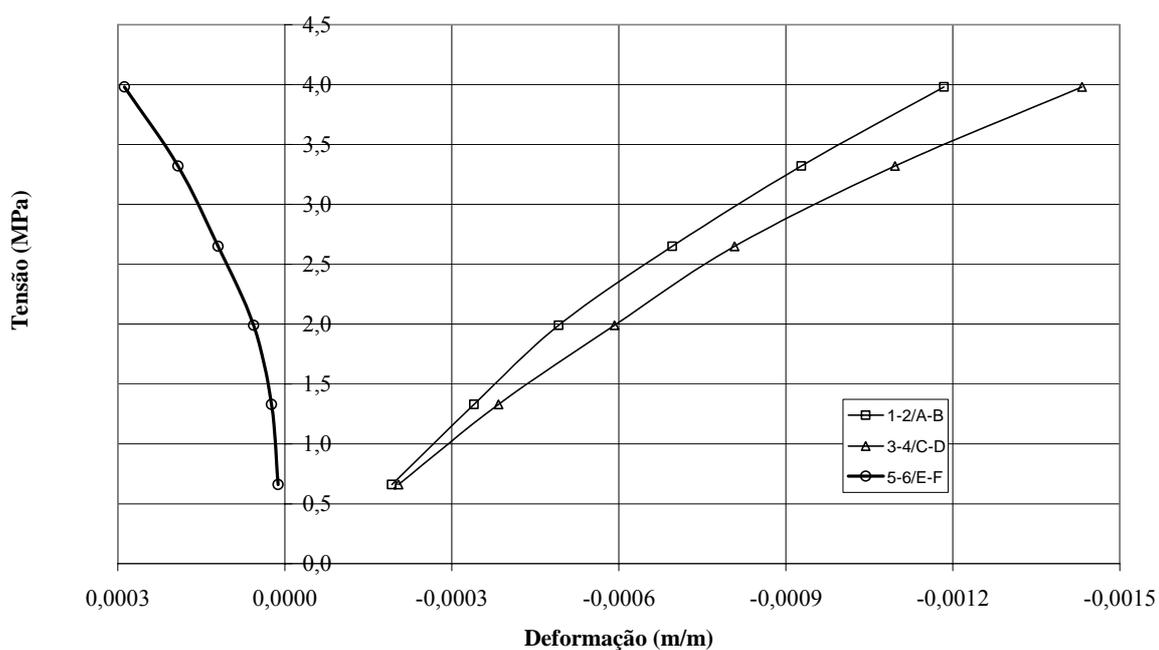
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 94,0 kN

Tensão de ruptura = 0,62 kN/cm² (6,23 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,112	-0,256	0,008	-0,272	-0,152	0,016	0,66	-0,198	0,012
20	-0,216	-0,480	0,024	-0,464	-0,288	0,024	1,33	-0,362	0,024
30	-0,312	-0,720	0,048	-0,672	-0,464	0,064	1,99	-0,542	0,056
40	-0,464	-0,968	0,112	-0,928	-0,648	0,128	2,65	-0,752	0,120
50	-0,664	-1,240	0,176	-1,192	-0,952	0,208	3,32	-1,012	0,192
60	-0,872	-1,584	0,280	-1,496	-1,280	0,296	3,98	-1,308	0,288
70	-1,096	-1,208	0,368	-1,760	-1,600	0,400	4,64	-1,416	0,384

Médias - Paredinha 11 - UEM



Paredinha 12

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=36,10 cm

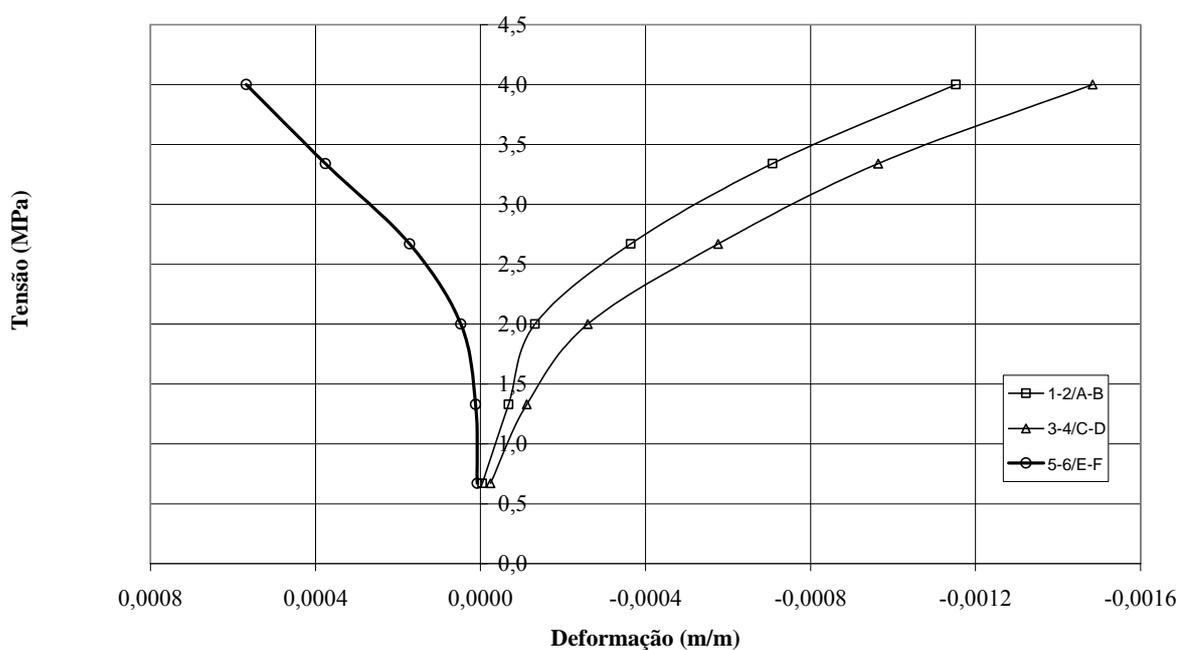
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 97,1 kN

Tensão de ruptura = 0,65 kN/cm² (6,5 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,008	0,000	0,016	0,000	-0,048	0,000	0,67	-0,014	0,008
20	-0,056	-0,088	0,008	-0,080	-0,136	0,016	1,33	-0,090	0,012
30	-0,104	-0,216	0,056	-0,160	-0,304	0,040	2,00	-0,196	0,048
40	-0,360	-0,536	0,184	-0,368	-0,616	0,160	2,67	-0,470	0,172
50	-0,752	-0,952	0,360	-0,664	-0,976	0,392	3,34	-0,836	0,376
60	-1,248	-1,496	0,576	-1,056	-1,472	0,560	4,00	-1,318	0,568
70	-1,808	-2,048	0,680	-1,352	-1,968	0,664	4,67	-1,794	0,672

Médias - Paredinha 12 - UEM



Paredinha 13

Idade 28 dias – a=4,16 cm b=35,70 cm

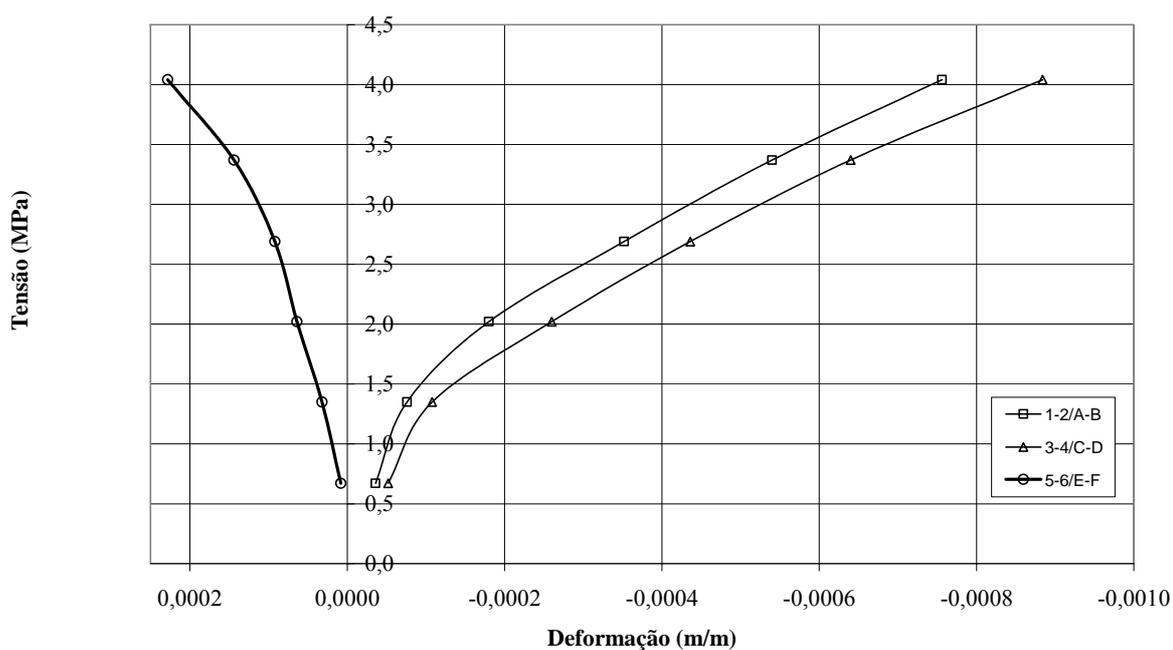
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 100,2 kN

Tensão de ruptura = 0,68 kN/cm² (6,75 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,024	-0,032	0,008	-0,048	-0,072	0,008	0,67	-0,044	0,008
20	-0,040	-0,080	0,024	-0,112	-0,136	0,040	1,35	-0,092	0,032
30	-0,120	-0,200	0,040	-0,240	-0,320	0,088	2,02	-0,220	0,064
40	-0,232	-0,360	0,080	-0,472	-0,512	0,104	2,69	-0,394	0,092
50	-0,392	-0,552	0,120	-0,688	-0,728	0,168	3,37	-0,590	0,144
60	-0,568	-0,784	0,192	-0,944	-0,984	0,264	4,04	-0,820	0,228
70	-0,768	-1,032	0,288	-1,184	-1,224	0,368	4,71	-1,052	0,328

Médias - Paredinha 13 - UEM



Paredinha 14

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=36,0 cm

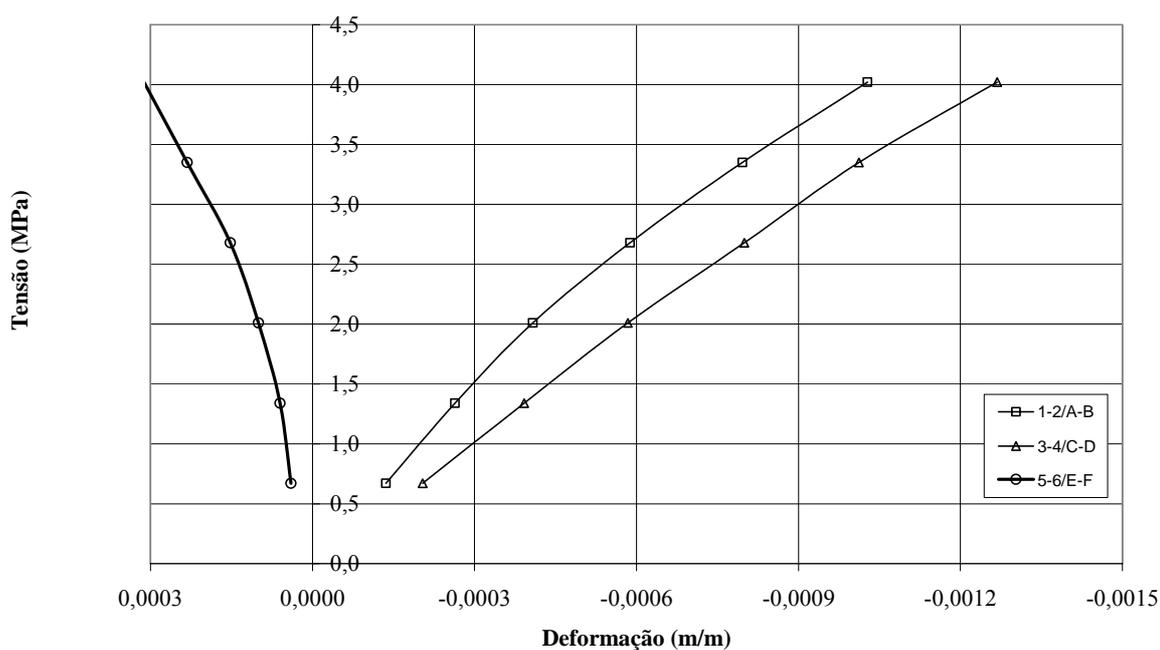
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 126,4 kN

Tensão de ruptura = 0,85 kN/cm² (8,46 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,120	-0,184	0,040	-0,152	-0,224	0,040	0,67	-0,170	0,040
20	-0,296	-0,424	0,072	-0,232	-0,360	0,048	1,34	-0,328	0,060
30	-0,456	-0,648	0,112	-0,360	-0,520	0,088	2,01	-0,496	0,100
40	-0,616	-0,856	0,176	-0,560	-0,744	0,128	2,68	-0,694	0,152
50	-0,816	-1,056	0,264	-0,776	-0,968	0,200	3,35	-0,904	0,232
60	-1,048	-1,304	0,352	-1,008	-1,232	0,272	4,02	-1,148	0,312
70	-1,312	-1,584	0,496	-1,304	-1,528	0,392	4,69	-1,432	0,444

Médias - Paredinha 14 - UEM



Paredinha 15

Idade 28 dias – a=4,16 cm b=35,80 cm

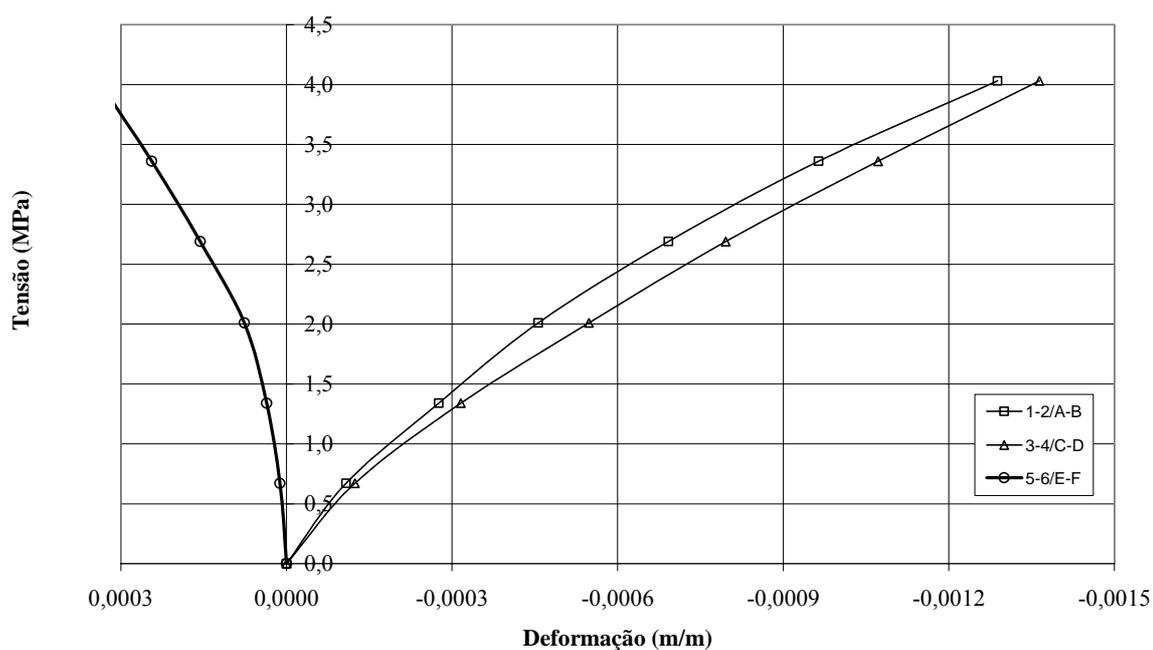
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 87,8 kN

Tensão de ruptura = 0,59 kN/cm² (5,9 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,040	-0,048	0,016	-0,176	-0,200	0,008	0,67	-0,116	0,012
20	-0,184	-0,216	0,024	-0,368	-0,416	0,048	1,34	-0,296	0,036
30	-0,344	-0,416	0,064	-0,568	-0,680	0,088	2,01	-0,502	0,076
40	-0,544	-0,640	0,128	-0,840	-0,952	0,184	2,69	-0,744	0,156
50	-0,792	-0,888	0,216	-1,136	-1,256	0,272	3,36	-1,018	0,244
60	-1,088	-1,176	0,296	-1,488	-1,552	0,384	4,03	-1,326	0,340
70	-1,384	-1,496	0,432	-1,840	-1,880	0,496	4,70	-1,650	0,464

Médias - Paredinha 15 - UEM



Paredinha L01

Idade 28 dias – a=4,2 cm b=35,20 cm

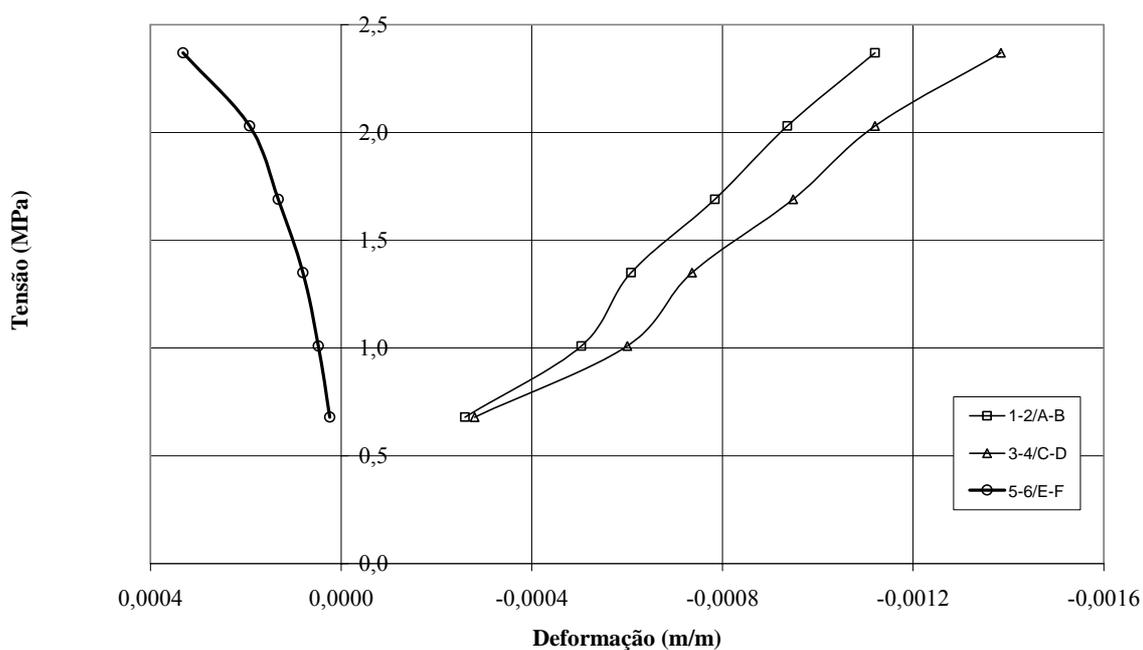
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 53,6 kN

Tensão de ruptura = 0,36 kN/cm² (3,63 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,192	-0,200	0,016	-0,328	-0,360	0,032	0,68	-0,270	0,024
15	-0,384	-0,464	0,024	-0,624	-0,736	0,072	1,01	-0,552	0,048
20	-0,456	-0,584	0,064	-0,760	-0,888	0,096	1,35	-0,672	0,080
25	-0,584	-0,752	0,120	-0,984	-1,144	0,144	1,69	-0,866	0,132
30	-0,688	-0,904	0,184	-1,184	-1,336	0,200	2,03	-1,028	0,192
35	-0,808	-1,120	0,312	-1,432	-1,648	0,352	2,37	-1,252	0,332
40	-0,976	-1,280	0,440	-1,696	-1,944	0,496	2,71	-1,474	0,468

Médias - Paredinha L1 - UEM



Paredinha L02

Idade 28 dias – a=4,2 cm b=34,80 cm

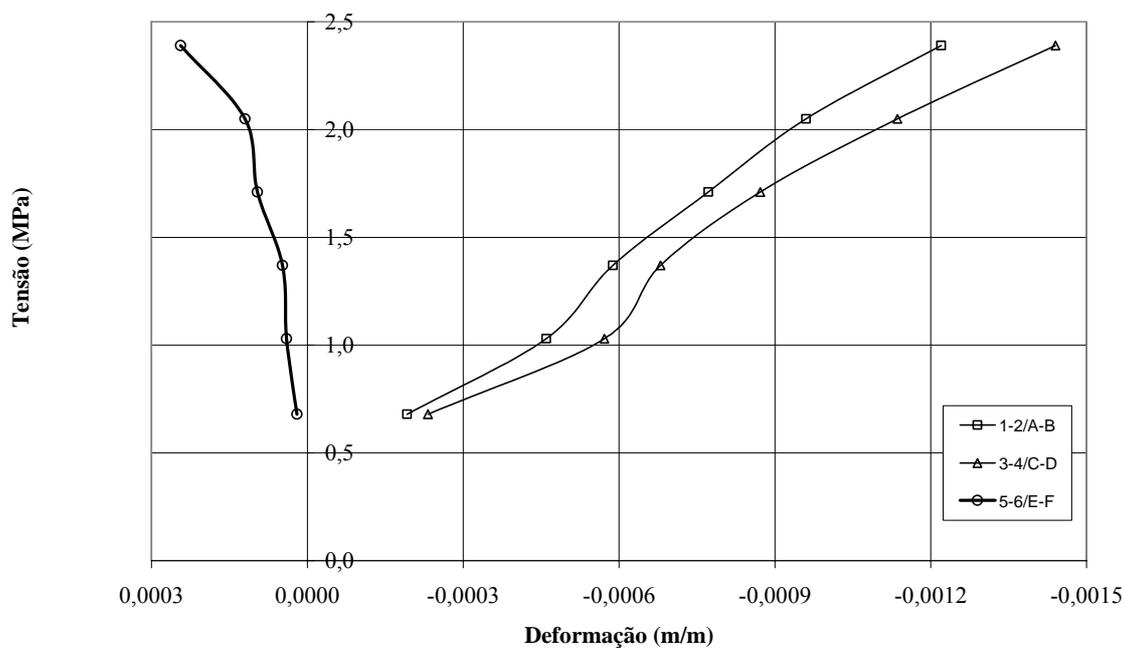
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 43,0 kN

Tensão de ruptura = 0,29 kN/cm² (2,94 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,176	-0,248	0,024	-0,208	-0,216	0,016	0,68	-0,212	0,020
15	-0,400	-0,576	0,032	-0,520	-0,568	0,048	1,03	-0,516	0,040
20	-0,536	-0,696	0,040	-0,640	-0,664	0,056	1,37	-0,634	0,048
25	-0,696	-0,896	0,088	-0,848	-0,848	0,104	1,71	-0,822	0,096
30	-0,864	-1,208	0,088	-1,056	-1,064	0,152	2,05	-1,048	0,120
35	-1,032	-1,552	0,184	-1,408	-1,328	0,304	2,39	-1,330	0,244

Médias - Paredinha L2 - UEM



Paredinha L03

Idade 28 dias – a=4,18 cm b=35,40 cm

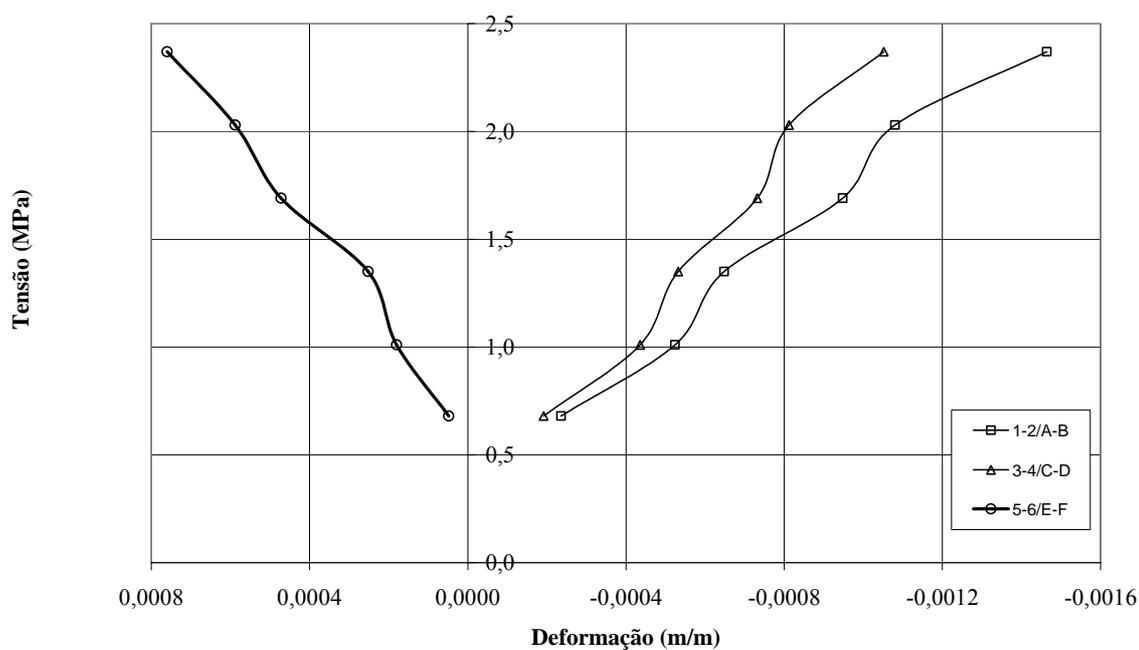
Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 34,8 kN

Tensão de ruptura = 0,2,4 kN/cm² (2,35 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,248	-0,216	0,056	-0,224	-0,168	0,040	0,68	-0,214	0,048
15	-0,528	-0,464	0,208	-0,520	-0,408	0,152	1,01	-0,480	0,180
20	-0,680	-0,576	0,288	-0,616	-0,488	0,216	1,35	-0,590	0,252
25	-0,968	-0,760	0,504	-0,928	-0,704	0,440	1,69	-0,840	0,472
30	-1,112	-0,840	0,648	-1,048	-0,784	0,528	2,03	-0,946	0,588
35	-1,544	-1,160	0,808	-1,384	-0,944	0,712	2,37	-1,258	0,760

Médias - Paredinha L3 - UEM



Paredinha L04

Idade 28 dias – a=4,15 cm b=35,20 cm

Fator de multiplicação (Demec gauge) =0,000008

Carga de ruptura = 43,4 kN

Tensão de ruptura = 0,3 kN/cm² (2,97 Mpa)

Carga kN	1-2	3-4	5-6	A-B	C-D	E-F	Tensão MPa	Valores Médios	
	Deformações (mm/m)							Vert.	Hor.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
10	-0,152	-0,168	0,152	-0,368	-0,408	0,120	0,68	-0,274	0,136
15	-0,248	-0,320	0,304	-0,656	-0,736	0,272	1,03	-0,490	0,288
20	-0,336	-0,392	0,424	-0,928	-0,976	0,360	1,37	-0,658	0,392
25	-0,480	-0,536	0,536	-1,240	-1,368	0,464	1,71	-0,906	0,500
30	-0,608	-0,648	0,632	-1,512	-1,680	0,544	2,05	-1,112	0,588
35	-0,816	-0,832	0,688	-1,832	-2,080	0,640	2,40	-1,390	0,664

Médias - Paredinha L4 - UEM

