

ELIAN MARCOS DA SILVA MOREIRA



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL EM ESCALA REDUZIDA DE
LIGAÇÕES ENTRE PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS SUBMETIDAS
A AÇÕES VERTICAIS**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Assoc. Márcio Roberto Silva Corrêa

São Carlos

2007

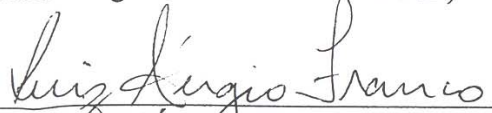
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ELIAN MARCOS DA SILVA MOREIRA**

Dissertação defendida e julgada em 15/01/2007 perante a Comissão Julgadora:




Prof. Associado **MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



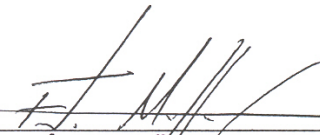
Prof. Dr. **LUIS SÉRGIO FRANCO**
(Escola Politécnica/USP) APROVADO



Prof. Associado **JEFFERSON SIDNEY CAMACHO**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP-Campus de Ilha Solteira) Aprovado



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **FÁBIO MÜLLER GUERRINI**
Vice-Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC
em Exercício

**Dedico à minha esposa Késia, companheira
e cúmplice deste trabalho.**

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, o melhor amigo em todas as horas.

À minha esposa pelo amor, carinho e companheirismo sempre demonstrado.

Aos meus pais e à minha irmã pelo apoio que me deram sempre em toda minha vida.

Ao professor Márcio Corrêa pela orientação, ensino, paciência e dedicação ao longo de toda a pesquisa.

Ao professor e amigo que encontrei Valentim Capuzzo Neto pela fundamental ajuda no trabalho.

A todos os funcionários do Laboratório de Estruturas da EESC–USP, que auxiliaram no programa experimental.

Ao professor Dirceu Spinelli do Departamento de Engenharia de Materiais da EESC-USP pela ajuda nos ensaios de caracterização dos grampos metálicos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da pesquisa, através da bolsa de mestrado.

Aos professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP pelo carinho com que me receberam no programa de pós-graduação.

Aos especiais amigos Eimair, Ricardo e Cláudius, pessoas que marcaram minha passagem por São Carlos.

Aos amigos do departamento que me ensinaram grandes lições, Alice, Buttler, Codá, Danilo, Danusa, Edson, Eduardo, Freitas, George, Gustavo, Marlos, Rafaele, Rodolfo, Sandra, Tatianne, Thais e Walter.

“É melhor caminhar devagar junto do que depressa sozinho.”

Henri Nouwen, 1932 a 1996.

RESUMO

MOREIRA, Elian M. S. (2007). *Análise experimental em escala reduzida de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos submetidas a ações verticais*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Este trabalho apresenta uma análise comparativa com três tipos de ligações entre paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. O primeiro tipo de ligação é feito através de amarração direta de paredes de alvenaria. O segundo por amarração indireta solidarizada por telas metálicas e o terceiro, também com amarração indireta, porém, enrijecida por grampos metálicos ancorados em furos grauteados. O estudo é baseado em resultados obtidos por meio de um programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Os modelos utilizados são paredes em formato “H”, com cinco fiadas, em escala reduzida 1:3, os quais foram propostos por Capuzzo Neto (2005). A partir da análise experimental é obtida a resistência ao cisalhamento da interface no plano vertical de ligação entre a parede central e o flange todos os modelos ensaiados. Conclui-se que os modelos com amarração direta possuem maiores resistências ao cisalhamento, o que reforça o fenômeno da interação de paredes submetidas a ações verticais, além de apresentarem forma de ruptura caracterizada como frágil. Os modelos com amarração indireta, tanto com telas quanto com grampos, possuem resistências ao cisalhamento aproximadamente igual a 60% da encontrada para amarração direta, contudo, apresentam ruptura dúctil, com destaque para a ligação com grampos.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, blocos cerâmicos, ligações, telas metálicas, interação, modelos reduzidos.

ABSTRACT

MOREIRA, Elian M. S. (2007). *Experimental small-scale analysis of the connections between structural clay block work masonry walls submitted to vertical loads*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

This work presents a comparative analysis of three types of connections between structural masonry walls under vertical loads. The first type is a set of running bond interconnected masonry walls. The second connection is obtained by means of steel meshes and the third, also stack bond, is hardened by metallic staples anchored in grouted holes. The study is based on an experimental program carried out in the Laboratory of Structures of the EESC-USP. The test specimens are “H” shaped third scale walls, with five courses, as proposed by Capuzzo Neto (2005). The experimental analysis allows for the evaluation of the shear strength of the vertical interface between the central wall and the flanges. The study shows that the models with running bond provide the largest shear strength, which corroborates the phenomenon of the walls’ interaction under vertical loads, and a fragile failure type. Both the stack bond specimens present a shear strength of roughly 60% of the running bond type, with ductile failure, specially for the stapled connection.

Keywords: structural masonry, clay blocks, connections, steel meshes, interaction, small-scale models.

Lista de figuras

FIGURA 1.1 - AMARRAÇÃO DIRETA	2
FIGURA 1.2 - AMARRAÇÃO INDIRETA.....	2
FIGURA 2.1 - INTERAÇÃO DE PAREDES SOB CARREGAMENTO VERTICAL.....	8
FIGURA 2.2 - ESPALHAMENTO DO CARREGAMENTO	9
FIGURA 2.3 - INTERAÇÃO DE PAREDES EM REGIÃO DE JANELA	9
FIGURA 2.4 - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NUMA PAREDE DO EDIFÍCIO	15
FIGURA 2.5 - ESQUEMAS DE CARREGAMENTO	16
FIGURA 2.6 – FOTOS DOS ENSAIOS DE SINHA E HENDRY (1979).....	17
FIGURA 2.7 - TORRES ENSAIADAS POR CAMACHO (1995).....	19
FIGURA 2.8 - DEFORMAÇÕES PARA TORRE NA ESCALA 1:3	20
FIGURA 2.9 - FORMA DE RUPTURA DAS TORRES	20
FIGURA 2.10 - PAINÉIS DE ALVENARIA CONSTRUÍDOS.....	21
FIGURA 2.11 - FORMA DE RUPTURA DOS PAINÉIS.....	22
FIGURA 2.12 - ESQUEMA DO ENSAIO E VISÃO GERAL DA PAREDE	23
FIGURA 2.13 - FORMA DE RUPTURA E FISSURAÇÃO DO PAINEL.....	23
FIGURA 2.14 - ENSAIO DE CISALHAMENTO EM UNIDADES	24
FIGURA 2.15 - TIPOS DE MODELOS DE CISALHAMENTO EM ESCALA REDUZIDA (1:3)	26
FIGURA 2.16 – GEOMETRIA DO MODELO COM CINCO FIADAS EM ESCALA NATURAL.....	26
FIGURA 2.17 - FIBRAS DE VIDRO POLIMÉRICAS UTILIZADAS POR LISSEL, SHRIVE E PAGE (2000).....	28
FIGURA 2.18 - ESQUEMA DO ENSAIO DE LISSEL, SHRIVE E PAGE (2000)	29
FIGURA 2.19 - FORMAS DE RUPTURA DE LISSEL, SHRIVE E PAGE (2000).....	29
FIGURA 2.20 – FOTOS DOS ENSAIOS EM PAREDE “H” DE CAMACHO (2001).....	31
FIGURA 2.21 - MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA (PHTG).....	33
FIGURA 2.22 – MODELO COM AMARRAÇÃO DIRETA (PHCV).....	34
FIGURA 2.23 - EXEMPLOS DE UTILIZAÇÃO DE TELAS METÁLICAS NA LIGAÇÃO PAREDE-PILAR.....	35
FIGURA 2.24 - DETALHES DE INSTALAÇÃO DA TELA METÁLICA PARA LIGAÇÃO ENTRE PAREDE E PILAR	36
FIGURA 2.25 - DETALHE DE LIGAÇÃO ENTRE PAREDES EMPREGANDO TELA METÁLICA.....	37
FIGURA 2.26 – FORMAS DO USO DE FERROS CABELO	38
FIGURA 3.1 – BLOCO, MEIO-BLOCO E BLOCO CANALETA (ESC 1:3).....	44
FIGURA 3.2 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA	49
FIGURA 3.3 – ENSAIO DE COMPRESSÃO DA ARGAMASSA	50
FIGURA 3.4 – ENSAIO DE COMPRESSÃO DE PRISMAS.....	51
FIGURA 3.5 – ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA NAS MINI-PAREDES	53
FIGURA 3.6 – FOTOS DO ENSAIO DAS MINI-PAREDES	53
FIGURA 3.7 – DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DAS MINI-PAREDES	54
FIGURA 3.8 – MINI-PAREDES APÓS A RUÍNA	55
FIGURA 3.9 – GRAMPO UTILIZADO NORMALMENTE EM ESCALA NATURAL	56

FIGURA 3.10 – DETALHES DO GRAMPO UTILIZADO NAS LIGAÇÕES	57
FIGURA 3.11 – GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DOS GRAMPOS DE AÇO.....	59
FIGURA 3.12 – ESPECIFICAÇÕES DAS TELAS METÁLICAS COMERCIALIZADAS	60
FIGURA 3.13 – EXEMPLO DE DETALHE DA ARMADURA EM TELA (MODULAÇÃO DE 10 CM).....	61
FIGURA 3.14 – ESPECIFICAÇÕES DA TELA UTILIZADA NO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	62
FIGURA 4.1 – MODELO FÍSICO DESENVOLVIDO POR CAPUZZO NETO (2005).....	63
FIGURA 4.2 – LAJE VAZADA E POSIÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DO MODELO	64
FIGURA 4.3 – FÔRMAS E ARMADURAS DAS LAJES	65
FIGURA 4.4 – CORPO-DE-PROVA DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	66
FIGURA 4.5 – CONJUNTO DE GABARITOS EM ALUMÍNIO	66
FIGURA 4.6 – DISPOSIÇÃO DAS FIADAS E DIMENSÕES DOS MODELOS COM AMARRAÇÃO DIRETA (M AD)	67
FIGURA 4.7 – DISPOSIÇÃO DAS FIADAS E DIMENSÕES DOS MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA.....	67
FIGURA 4.8 – ETAPAS DE ASSENTAMENTO DOS BLOCOS PARA A CONSTRUÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS	69
FIGURA 4.9 – COLOCAÇÃO DAS TELAS PARA LIGAÇÃO EM AMARRAÇÃO INDIRETA	70
FIGURA 4.10 – COLOCAÇÃO DOS GRAMPOS E DO GRAUTE PARA LIGAÇÃO COM AMARRAÇÃO INDIRETA	71
FIGURA 4.11 – MODELO FÍSICO EXECUTADO	72
FIGURA 4.12 – ARMAÇÃO DAS CINTAS	72
FIGURA 4.13 – GRAUTEAMENTO DA CINTA.....	73
FIGURA 4.14 – EXEMPLAR DE UM MODELO EXECUTADO	73
FIGURA 4.15 - FORMA DE APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO.....	74
FIGURA 4.16 – ÁREA DE INTERSEÇÃO ENTRE A PAREDE CENTRAL COM O FLANGE.....	75
FIGURA 4.17 – PÓRTICO DE REAÇÃO E ATUADOR HIDRÁULICO SERVO CONTROLADO DA MARCA INSTRON	76
FIGURA 4.18 – ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS (ESC 1:3)	77
FIGURA 4.19 – FOTOS DA INSTRUMENTAÇÃO PADRÃO DE TODOS OS MODELOS	77
FIGURA 5.1 – FOTOS DOS MODELOS COM AMARRAÇÃO DIRETA APÓS A RUPTURA	81
FIGURA 5.2 – FISSURAS TÍPICAS NA PAREDE CENTRAL (M AD).....	82
FIGURA 5.3 – FISSURAS TÍPICAS NOS FLANGES (M AD).....	82
FIGURA 5.4 – GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NA PAREDE CENTRAL (M AD)	83
FIGURA 5.5 - GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NOS FLANGES (M AD)	84
FIGURA 5.6 - GRÁFICO FORÇA X DESLOCAMENTO VERTICAL (M AD)	84
FIGURA 5.7 – FISSURAS TÍPICAS NA PAREDE CENTRAL (M AI-T)´	86
FIGURA 5.8 – FISSURAS TÍPICAS NOS FLANGES (M AI-T)	86
FIGURA 5.9 - FOTOS DOS MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM TELAS APÓS A RUPTURA.....	87
FIGURA 5.10 - GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NA PAREDE CENTRAL (M AI-T)	88
FIGURA 5.11 – GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NOS FLANGES (M AI-T).....	89
FIGURA 5.12 – GRÁFICO FORÇA X DESLOCAMENTO VERTICAL (M AI-T).....	89
FIGURA 5.13 - FOTOS DOS MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM GRAMPOS APÓS A RUPTURA	92
FIGURA 5.14 – FISSURAS TÍPICAS E DETALHE DO GRAMPO (M AI-G)	93
FIGURA 5.15 – FISSURAS TÍPICAS NOS FLANGES (M AI-G).....	94
FIGURA 5.16 – GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NA PAREDE CENTRAL (M AI-G)	94

FIGURA 5.17 – GRÁFICO FORÇA DEFORMAÇÃO NOS FLANGES (M AI-G).....	95
FIGURA 5.18 – GRÁFICO FORÇA X DESLOCAMENTO (M AI-G)	96
FIGURA 5.19 – GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NA PAREDE CENTRAL	98
FIGURA 5.20 – GRÁFICO FORÇA X DEFORMAÇÃO NOS FLANGES	98
FIGURA 5.21 – GRÁFICO FORÇA X DESLOCAMENTO VERTICAL	99

Lista de tabelas

TABELA 2.1 - TIPOS DE ARGAMASSA SEGUNDO O CÓDIGO BRITÂNICO BS 5628 (1992).....	13
TABELA 3.1 – DIMENSÕES DO BLOCO.....	44
TABELA 3.2 – DIMENSÕES DO MEIO-BLOCO	45
TABELA 3.3 – DIMENSÕES DO BLOCO CANALETA.....	45
TABELA 3.4 – MEDIDAS INDIVIDUAIS DOS BLOCOS	45
TABELA 3.5 – MEDIDAS INDIVIDUAIS DOS MEIOS-BLOCOS	45
TABELA 3.6 – MEDIDAS INDIVIDUAIS DOS BLOCOS CANALETA	45
TABELA 3.7 – FORÇA DE RUPTURA E TENSÃO ÚLTIMA DOS BLOCOS	46
TABELA 3.8 – FORÇA DE RUPTURA E TENSÃO ÚLTIMA DOS MEIOS-BLOCOS	46
TABELA 3.9 – PROPRIEDADES DOS BLOCOS.....	47
TABELA 3.10 – ENSAIO GRANULOMÉTRICO DA AREIA.....	48
TABELA 3.11 – CARACTERÍSTICAS DA ARGAMASSA UTILIZADA	49
TABELA 3.12 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO.....	50
TABELA 3.13 – FORÇA DE RUPTURA E TENSÃO ÚLTIMA DOS PRISMAS DE TRÊS BLOCOS	52
TABELA 3.14 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MINI-PAREDES	54
TABELA 3.15 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE PARA AS CINTAS	56
TABELA 3.16 – TENSÕES LÍMITES E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO PARA OS GRAMPOS	58
TABELA 3.17 – ENSAIO DE TRAÇÃO NO AÇO UTILIZADO PARA OS GRAMPOS	58
TABELA 3.18 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE PARA LIGAÇÕES COM GRAMPOS.....	60
TABELA 5.1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MODELOS COM AMARRAÇÃO DIRETA	80
TABELA 5.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA COM TELAS	85
TABELA 5.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA COM GRAMPOS	90
TABELA 5.4 - COMPARAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS MÉDIAS AO CISALHAMENTO PARA DIFERENTES TIPOS DE LIGAÇÕES ENTRE PAREDES.....	96
TABELA 5.5 – VALORES OBTIDOS POR DIFERENTES TRABALHOS EXPERIMENTAIS	101

Sumário

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. JUSTIFICATIVAS	4
1.4. METODOLOGIA	5
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. O FENÔMENO DA INTERAÇÃO DE PAREDES.....	7
2.2.1. <i>Resistência da Interface</i>	11
2.2.1.1. Prescrições Normatizadas.....	11
2.2.2. <i>Pesquisas sobre o tema</i>	14
2.2.2.1. Trabalho de Stockbridge (1967).....	14
2.2.2.2. Trabalho de Sinha e Hendry (1979)	16
2.2.2.3. Trabalho de Camacho (1995).....	18
2.2.2.4. Trabalho de Capuzzo Neto (2000)	21
2.2.2.5. Trabalho de Signor e Roman (2002)	22
2.2.2.6. Modelo proposto por Silva (2003)	24
2.2.2.7. Trabalho de Bosiljkov, Simundic e Page (2004)	25
2.2.2.8. Modelos propostos por Capuzzo Neto (2005)	26
2.2.2.9. Trabalho de Andolfato (2006).....	27
2.3. LIGAÇÕES DE PAREDES	28
2.3.1. <i>Ligações com Amarração Direta</i>	28
2.3.2. <i>Ligações com Grampos</i>	30
2.3.2.1. Trabalho de Camacho (2001).....	30
2.3.2.2. Trabalho de Silva (2003).....	33
2.3.3. <i>Ligações com Telas</i>	35
2.4. MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS	39
2.5. SÍNTESE	40
3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	43
3.1. INTRODUÇÃO	43
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS BLOCOS CERÂMICOS (ESC 1:3)	43
3.2.1. <i>Análise dimensional</i>	44
3.2.2. <i>Resistência à compressão</i>	46
3.2.3. <i>Outras propriedades</i>	47
3.3. CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA.....	47

3.3.1.	<i>Argamassa de assentamento</i>	48
3.3.2.	<i>Prismas de três blocos</i>	51
3.3.3.	<i>Mini-paredes</i>	52
3.3.4.	<i>Graute para cintas</i>	55
3.4.	CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ENRIJECEDORES	56
3.4.1.	<i>Grampos</i>	56
3.4.2.	<i>Graute para ligações com grampos</i>	59
3.4.3.	<i>Telas</i>	60
3.5.	SÍNTESE	62
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	63
4.1.	INTRODUÇÃO	63
4.2.	MODO DE EXECUÇÃO DOS MODELOS	64
4.2.1.	<i>Produção das lajes de apoio</i>	64
4.2.2.	<i>Produção da argamassa de assentamento</i>	65
4.2.3.	<i>Execução dos modelos</i>	66
4.2.4.	<i>Execução das cintas</i>	72
4.3.	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS FINAIS	74
4.3.1.	<i>Procedimentos adotados</i>	74
4.3.2.	<i>Equipamentos utilizados</i>	76
4.4.	SÍNTESE	78
5.	RESULTADOS E ANÁLISES	79
5.1.	INTRODUÇÃO	79
5.2.	MODELOS COM AMARRAÇÃO DIRETA (M AD)	79
5.3.	MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA - TELAS (M AI-T)	85
5.4.	MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA - GRAMPOS (M AI-G)	90
5.5.	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÕES.....	96
5.6.	ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA AO CISALHAMENTO	100
5.7.	SÍNTESE	101
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
6.1.	CONCLUSÕES	103
6.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	105
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
	APÊNDICE A – ANÁLISE DE VALORES ESPÚRIOS	111
	APÊNDICE B – ANÁLISE DE VARIÂNCIA	115

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA

A palavra **alvenaria**, segundo a Enciclopédia Século XX (1977), é definida como: “Elemento construtivo representado pela superposição de pedras e outros materiais, unidos ou não por argamassa. Conjunto que compõe paredes e muros, com finalidade estrutural ou de vedação”.

Há indícios de sua utilização desde 4.000 a.C. Não obstante o fato de a alvenaria ser uma das formas mais antigas de construção, apenas a partir de 1920 começou a existir estudos baseados em princípios científicos e análises laboratoriais, os quais apresentaram um avanço significativo (DICKY e SCHNEIDER, 1994).

No Brasil, a alvenaria estrutural atingiu seu apogeu na década de 80 do século XX, quando houve um grande investimento tecnológico para torná-la mais vantajosa. Esse investimento se deu em grande parte pela iniciativa privada, principalmente por construtoras.

Em virtude do avanço tecnológico e científico desse sistema, hoje se sabe com mais amplitude e rigor o que é construir em alvenaria estrutural e como há a necessidade de um estudo criterioso dos detalhes que fogem aos procedimentos convencionais. Almeida (2002) alerta para que esse sistema construtivo não repita experiências conhecidas onde a “*pseudo-inovação*” construtiva, ou seja, uma tentativa frustrada de inovação, acarreta economia de custos fictícia e problemas posteriores como patologias, deterioração prematura, necessidade de reparos emergenciais, entre outros.

Como observado por Corrêa (2003), a alvenaria estrutural deixou de ser um processo desvalorizado para ser uma opção construtiva com diversas características positivas como: custos, produtividade, qualidade e desempenho, tais que a colocam de uma forma totalmente competitiva entre os diversos sistemas construtivos disponíveis. Daí o interesse em desenvolver pesquisa nesse tema, nos aspectos que ainda necessitem de esclarecimento.

Nesse contexto, um dos temas estudados por outros autores, porém ainda pouco entendido e, sobretudo, divergente quanto às conclusões, é a interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a forças verticais diferenciadas.

Capuzzo Neto (2005) estudou o assunto de forma a dar contribuições substanciais ao entendimento do fenômeno da interação de paredes e alerta: é necessário estudar melhor as possíveis trajetórias de tensões ao longo da estrutura, caso contrário, o projeto pode tornar-se inviável ou a estrutura apresentar problemas relativos às condições de segurança.

Como parâmetro para o estudo do assunto, a NBR 10.837:1989, em seu item 5.4.9, cujo título é interseção de paredes, especifica que a união e solidarização de paredes que se cruzam podem ocorrer por um dos seguintes métodos:

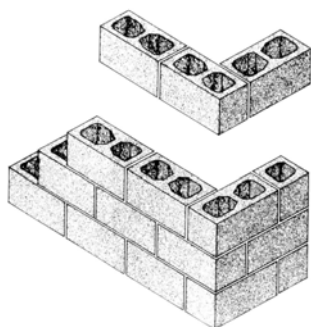


Figura 1.1 – Amarração direta

Fonte: ABCI (1990)

b) amarração indireta: a solidarização se dá através de barras metálicas convenientemente dispostas ou em forma de treliças e telas soldadas; ou ainda com o uso de peças em forma de chapa metálica de resistência comprovada.

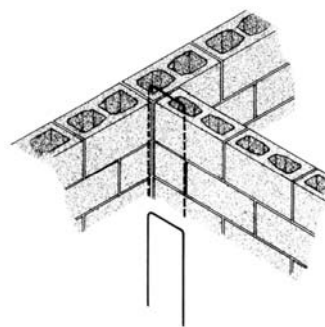


Figura 1.2 – Amarração indireta

Fonte: ABCI (1990)

A amarração direta é mais conhecida e utilizada com maior frequência quando se trata de alvenaria estrutural, ou seja, alvenaria capaz de suportar esforços. Há divergências entre estudos com relação à transmissão de forças nas ligações entre paredes adjacentes. No entanto, há indicações dessa transmissão que podem ser encontradas em algumas normas internacionais, tais como a BS 5628 (1992) e AS 3700 (1978).

Para o caso de amarração indireta não há um consenso sobre o grau de interação das paredes, por isso, em relação a esse tema, alguns estudos vêm sendo realizados sobre a avaliação da eficiência das ligações entre paredes de alvenaria como os trabalhos de Medeiros e Franco (1999), Camacho (2001) e Silva (2003).

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal desse trabalho é realizar uma investigação experimental com a finalidade de analisar diferentes formas de enrijecer as ligações da alvenaria submetidas a ações verticais, com ênfase na amarração indireta com uso de telas, visto que este tipo de ligação ainda não foi contemplado na bibliografia internacional.

Pretende-se, através do programa experimental, obter resultados que possam contribuir ao estudo da interação entre paredes de alvenaria estrutural. Podem ser considerados secundários os seguintes objetivos:

- Reforçar a tese de que há interação de paredes de alvenaria estrutural sob ações verticais, seja com amarração direta ou com amarração indireta solidarizada através de telas ou grampos metálicos.
- Aumentar o banco de dados dos programas experimentais com a utilização de modelos físicos reduzidos.
- Avaliar três tipos de amarração entre paredes – (a) direta, (b) indireta com telas, (c) indireta com grampos grauteados.

1.3. JUSTIFICATIVAS

A utilização dos métodos construtivos de alvenaria estrutural, em todo o seu potencial, será possível por meio do conhecimento real das propriedades dos componentes e, principalmente, da maneira correta de sua aplicação.

Atualmente, grande parte dos projetos desenvolvidos no Brasil é baseada em normas estrangeiras, adequadas à realidade econômica, social e tecnológica dos países de origem. Esta prática pode conduzir a problemas advindos das necessárias adaptações à realidade nacional, com eventual comprometimento de aspectos econômicos e construtivos.

Assim, é importante que sejam realizados estudos mais intensos e profundos a respeito do comportamento da alvenaria estrutural visando o desenvolvimento de métodos e equipamentos de ensaios adequados à sua caracterização e, também, para que sirvam ao desenvolvimento das normas existentes e sua adequação à realidade nacional.

Quanto ao conhecimento em relação à interação de paredes resistentes a carregamentos verticais e da real distribuição dessas ações, podem ser obtidos modelos de cálculo mais representativos do comportamento estrutural do sistema, propiciando dimensionamentos mais adequados, maior confiabilidade à estrutura além da eventual redução de custos.

Para que tal conhecimento seja possível é necessário desenvolver procedimentos que permitam avaliar as tensões na interface vertical de paredes e as suas respectivas resistências ao cisalhamento (CORRÊA, 2003). Além disso, também é necessário verificar a transferência das ações verticais entre as paredes resistentes para diferentes níveis de solicitação presentes na estrutura e para as diferentes formas de amarração usualmente utilizadas no Brasil (CAMACHO, 2001).

Portanto, programas experimentais nessa linha de pesquisa são relevantes não apenas para evidências meramente acadêmicas como também para serem estendidas à prática de projeto e construção civil de obras em alvenaria.

1.4. METODOLOGIA

O trabalho resume-se a um programa experimental composto por três grupos de modelos físicos reduzidos de blocos cerâmicos, baseados nos modelos desenvolvidos por Capuzzo Neto (2005), formados por seis exemplares cada um. A diferença entre eles reside na interseção de paredes, conforme se descreve a seguir:

- Para o primeiro grupo (**M AD**), a interseção das paredes é constituída por amarração direta.
- No segundo (**M AI-T**), essa interseção se faz com amarração indireta e utilização de telas metálicas alojadas em juntas horizontais.
- O terceiro (**M AI-G**), também com amarração indireta, porém com solidarização através de grampos metálicos inseridos em furos adjacentes grauteados.

Todos os modelos são submetidos a um carregamento vertical progressivo aplicado na parede central do mesmo até a ruptura.

Após o programa experimental, são realizadas análises dos resultados e definidas as peculiaridades de cada grupo. Por fim são feitas comparações entre eles, apontando vantagens e desvantagens de cada uma das modalidades de ligação.

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre a interação de paredes em alvenaria estrutural. Apresenta-se um estudo da influência da interação no procedimento de distribuição e transferência das ações verticais, além de serem resumidos alguns programas de pesquisa numéricos e experimentais sobre o tema. Neste capítulo também são abordados os diferentes tipos ligações entre paredes dando destaque para os dois tipos de amarração indireta utilizados na pesquisa. Ao final, faz-se um breve comentário sobre os modelos físicos reduzidos, citando trabalhos que comprovam a viabilidade de sua utilização em alvenaria, inclusive com ensaios de modelos já realizados no Brasil por outros pesquisadores.

No capítulo 3 apresenta-se a caracterização de todos os materiais utilizados na pesquisa. São eles: blocos, prismas, mini-paredes, argamassa, grautes, telas e grampos.

Já no capítulo 4, que trata do programa experimental, descreve-se todo o procedimento adotado para a confecção dos modelos e a execução dos ensaios laboratoriais.

Os resultados obtidos e suas análises são apresentados no capítulo 5, onde se investigam os três citados tipos de ligações entre paredes.

Finalmente, no capítulo 6 são expostas as considerações finais do trabalho, onde são apresentadas em síntese as conclusões e sugeridos alguns temas de pesquisa futura na área.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a idéia geral do tema, destacando-se os pontos de maior relevância ao presente trabalho. Além disso, são descritos trabalhos de outros pesquisadores que estudam a distribuição das ações verticais em painéis de alvenaria. A partir da interpretação das diferentes idéias sugeridas, são analisados os resultados dos respectivos programas experimentais, os quais podem ser comparados posteriormente.

Apresentam-se a seguir alguns comentários sobre o fenômeno da interação de paredes, estudos de alguns autores e suas divergências, além de um breve resumo sobre o uso de elementos enrijecedores, tais como telas mecânicas e grampos metálicos ancorados em furos adjacentes grauteados.

2.2. O FENÔMENO DA INTERAÇÃO DE PAREDES

O fenômeno da interação ocorre sempre que duas ou mais paredes se interceptam tendendo a um deslocamento relativo entre elas, fato ocasionado pela transferência de forças por meio da sua interface comum. Este fenômeno ocorre tanto sob ações horizontais quanto verticais. O primeiro caso já é muito conhecido nos meios técnicos e acadêmicos, além de estar bem caracterizado, normatizado e difundido (CORRÊA, 2003). São exemplos desse caso o empuxo em paredes diafragma e a ação do vento sobre o sistema de contraventamento

lateral em edifícios. Já o segundo caso, onde paredes carregadas verticalmente e submetidas a tensões de compressão distintas, se interceptam, também há a tendência de movimentação relativa na interface provocando o aparecimento de forças cisalhantes, como ilustra a Figura 2.1.

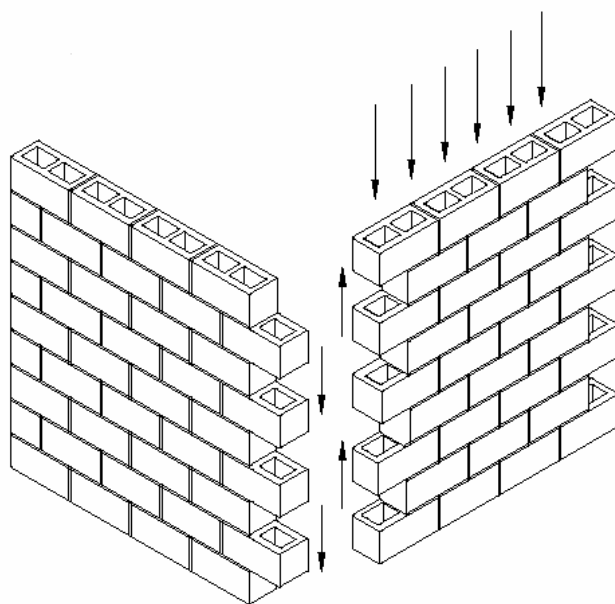


Figura 2.1 - Interação de paredes sob carregamento vertical

Adaptado de Silva (2003)

A interação de paredes sob carregamentos verticais, embora menos estudada, é de extrema importância, sobretudo no comportamento estrutural de edifícios altos, como observa Corrêa (2003). Isso porque, em edifícios baixos, de até quatro pavimentos, apesar de o fenômeno ocorrer, ele não será relevante na determinação da resistência à compressão das unidades.

Considerando o espalhamento de cargas em paredes planas ao longo de sua altura (Figura 2.2a), prescrito pela norma NBR 10.837:1989 segundo um ângulo de 45° , Ramalho e Corrêa (2003) propõem que esse espalhamento possa também ocorrer em cantos e bordas (Figura 2.2b), especialmente quando a amarração é realizada intercalando-se blocos numa e noutra direção, isto é, sem a existência de juntas a prumo. Dessa maneira, a construção de um canto apresenta um comportamento muito semelhante à própria parede plana.

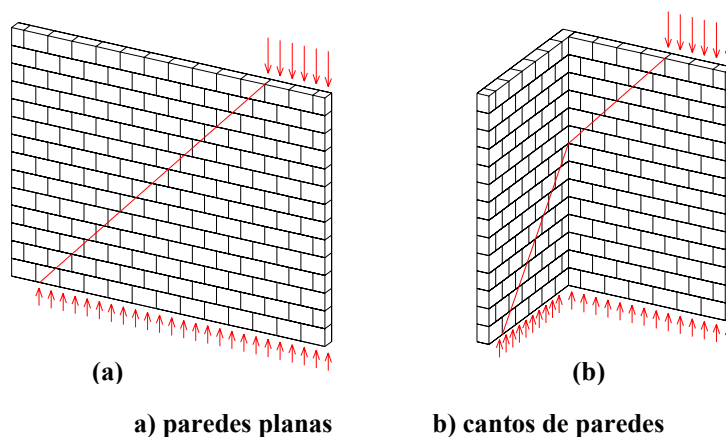


Figura 2.2 - Espalhamento do carregamento

Adaptado de Curtin et al. (1984)

O fenômeno pode ainda ocorrer em paredes com presença de aberturas, onde, usualmente, a existência destas é considerada como um limite entre paredes, pois a abertura define a interrupção do elemento (RAMALHO e CORRÊA, 2003). A Figura 2.3 mostra um exemplo de parede com abertura, no caso uma janela.

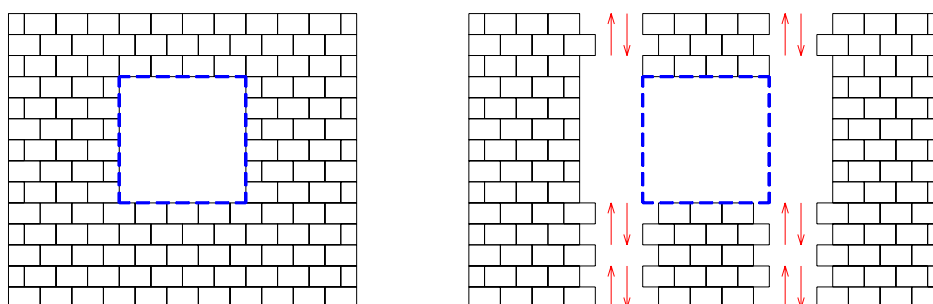


Figura 2.3 - Interação de paredes em região de janela

Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003)

Dada a ocorrência de interação, haverá espalhamento e uniformização de tensões, sendo necessária criteriosa avaliação dos níveis de interação, que podem ser relativamente grandes ou muito baixos.

É importante ressaltar que, normalmente, as cargas verticais que atuam sobre as paredes, num determinado nível da edificação, apresentam valores muito diferentes entre si (RAMALHO e CORRÊA, 2003). Sendo assim, a parede mais solicitada define a resistência dos blocos. Para a racionalização do processo construtivo, além da garantia de que num pavimento sejam sempre utilizados blocos com a mesma resistência, torna-se e necessária a

uniformização das cargas verticais. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), quanto maior for essa uniformização, maiores os benefícios para a economia, pois haverá uma redução das máximas resistências dos blocos a serem especificados.

Para auxiliar a definição da distribuição de cargas verticais, apresentam-se alguns dos procedimentos mais indicados, a saber:

- **Paredes Isoladas:** procedimento no qual cada parede é considerada independente das demais. Suas principais vantagens residem no fato de ser simples e rápido para se executar, além de seguro para a alvenaria. Entretanto, penaliza a economia com cargas pouco uniformes e pode gerar distorções nas cargas dos apoios, tornando-se desfavorável à segurança para as fundações.
- **Grupos Isolados de Paredes:** considera-se um grupo, o conjunto de paredes totalmente solidárias, sendo que cada grupo não interage com os demais. Continua a ser um procedimento simples e rápido, normalmente seguro, favorável à economia e resulta em cargas adequadas para estruturas de apoio. Contudo, é importante que os grupos sejam definidos corretamente e que realmente ocorram forças de interação entre paredes.
- **Grupos de Paredes com Interação:** neste caso cada grupo pode interagir com os demais, de acordo com taxas de uniformização definidas. É seguro, quando bem utilizado, muito favorável à economia e resulta em cargas adequadas para estruturas de apoio. Também depende da correta definição dos grupos e taxas de interação, além da garantia de que haja resistência para absorver as forças de interação entre paredes e entre grupos.
- **Modelagem Tridimensional em Elementos Finitos:** modela-se a estrutura discretizada com elementos de membrana ou chapa, colocando-se os carregamentos ao nível de cada pavimento. É um procedimento interessante, mas ainda não é considerado viável para projetos usuais.

2.2.1. RESISTÊNCIA DA INTERFACE

Havendo interação entre paredes, como já dito anteriormente, sabe-se que na interface comum entre elas ocorre transferência de forças. É importante destacar que se esta interação for efetiva, Corrêa (2003) sugere a possibilidade de um substancial aumento na capacidade de absorver cargas.

A interface de paredes que se interceptam necessita de uma resistência suficiente para a absorção das tensões de cisalhamento que a solicitam (CORRÊA, 2003). Portanto, o projetista necessita de informações específicas a respeito da capacidade da alvenaria transferir as forças cisalhantes que aparecem nas interfaces das paredes interconectadas.

Antes de tudo, há a necessidade do desenvolvimento de modelos capazes de determinar a resistência ao cisalhamento vertical da alvenaria. Corrêa (2003) ainda especifica que a utilização de modelos com um número grande de fiadas não parece adequado, pois, nesse caso, os resultados podem estar mascarados pela variação da tensão de cisalhamento ao longo da altura da parede.

2.2.1.1. PRESCRIÇÕES NORMATIZADAS

Os códigos de prática ou normas para alvenaria estrutural contêm informações essenciais para o dimensionamento das estruturas. Vários aspectos de projeto dessas normas basearam-se no que era considerada boa prática na época em que foram elaboradas (HENDRY, SINHA e DAVIES, 1997), cabendo sempre o acréscimo de informações pertinentes, em função dos desenvolvimentos realizados nos ambientes acadêmicos, que demandam análises cada vez mais apuradas.

Contudo, esses documentos são de extrema utilidade, uma vez que permitem ao projetista a adição de conhecimento relativo aos materiais utilizados e às ações de projeto intervenientes no dimensionamento da estrutura (HENDRY, SINHA e DAVIES, 1997).

Há necessidade explícita de estudos cautelosos de cada norma em questão e da sua aplicação específica. Como afirma Hendry, Sinha e Davies (1997), há uma certa dificuldade desses estudos, pois as normas freqüentemente são escritas com termos que ocultam algumas

incertezas ou indefinições dos redatores, sendo raramente acompanhadas de comentários que definam as suas limitações.

Segundo Corrêa (2003), embora o problema da interação de paredes devido ao carregamento vertical não seja tratado de maneira particular pelas normas internacionais, pode-se encontrar, em algumas delas, indicações considerando a resistência das interfaces verticais. Será descrita a seguir essa questão, segundo algumas das mais importantes normas em vigor, com base nas análises realizadas por Corrêa (2003).

▪ **Código britânico BS 5628 (1992)**

O código britânico BS 5628 (1992) em seu item 25 prescreve que:

“... A resistência característica ao cisalhamento f_v da alvenaria com amarração direta na direção vertical do plano vertical pode ser adotada como:

a) para tijolo maciço:

- 0,7 N/mm² para argamassas (i) e (ii);
- 0,5 N/mm² para argamassas (iii) e (iv);

b) para bloco de concreto maciço de agregado denso com resistência mínima de 7 N/mm²:

- 0,35 N/mm² (para argamassas (i), (ii) e (iii).”

Lembrando que a resistência deve ser dividida pelo fator 2,5 (controle de construção especial e controle especial de manufatura das unidades estruturais) enquanto as ações devem ser majoradas por coeficiente igual a 1,4 para a ação permanente e 1,6 para a ação variável, no caso em que são desfavoráveis.

A Tabela 2.1 apresenta os tipos de argamassa com seus respectivos traços em volume segundo a BS 5628 (1992).

Tabela 2.1 - Tipos de argamassa segundo o Código Britânico BS 5628 (1992)

Tipo	Traço em volume			Resistência à compressão aos 28 dias	
	Cimento	Cal	Areia	Laboratório (N/mm ²)	Obra (N/mm ²)
(i)	1	0 a 0,25	3	16,0	11,0
(ii)	1	0,5	4 a 4,5	6,5	4,5
(iii)	1	1	5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1	2	8 a 9	1,5	1,0

▪ **Norma australiana AS 3700 (1978)**

A norma australiana AS 3700 (1978) postula em seu item 3.3.4 (c) que:

“... a resistência característica ao cisalhamento f'_{ms} na direção vertical deve ser dada por:

a) sem conectores ou unidades interceptando o plano de cisalhamento

➤ zero

b) com conectores... atravessando o plano de cisalhamento

➤ para juntas de argamassa – $1,25 f'_{mt}$ ou 0,35 MPa, o que for menor; ou

➤ para juntas delgadas – zero; e

c) para alvenaria com amarração direta usual, ou se existe unidades de alvenaria atravessando o plano de cisalhamento –

➤ para unidades de alvenaria diferentes do tipo AAC – $1,2 r_h$ MPa

➤ para alvenaria construída com unidades AAC – $0,6 r_h$ MPa”

O coeficiente r_h é a proporção do plano vertical que é atravessado por unidades de alvenaria, por exemplo, para o caso de amarração direta comum, onde 50% dos blocos cruzam a interface vertical, r_h será 0,50.

Unidades AAC são de concreto autoclavado e f'_{mt} é a resistência característica de tração na flexão.

O valor característico deve ser reduzido por um fator 0,6 e as ações majoradas com coeficientes que valem 1,25 para ações permanentes e 1,50 para as variáveis.

- **ACI 530-95 (1995)**

O ACI 530-95 (1995), para alvenaria não-armada, prescreve o valor da tensão de cisalhamento admissível em seu item 6.5:

“6.5.2 Tensões de cisalhamento em comportamento de membrana não devem exceder:

a) $0,125 f_m^{0,5}$

b) 0,83 MPa

c) $v + 0,45 N_v/N_a$

onde v é igual a:

- 0,26 MPa para alvenaria com amarração direta e não grauteada
- 0,26 MPa para alvenaria sem amarração direta mas com extremos grauteados
- 0,41 MPa para alvenaria com amarração direta e grauteada

- d) 0,10 MPa nas demais condições de amarração.”

- **Norma brasileira NBR 10837:1989**

A norma brasileira NBR 10.837:1989 não faz nenhuma menção explícita à resistência ao cisalhamento em planos verticais.

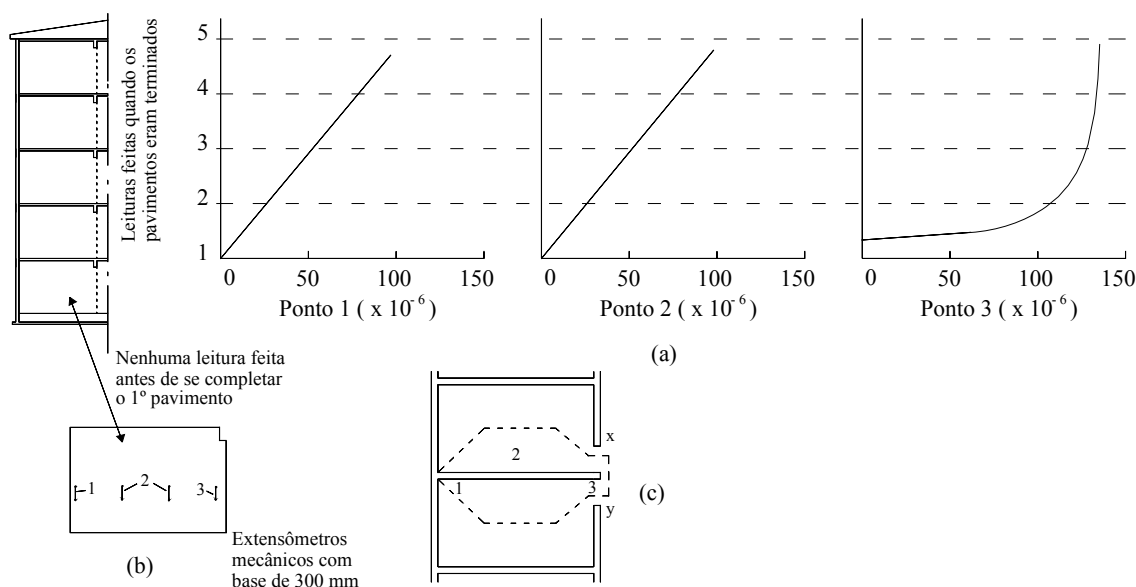
2.2.2. PESQUISAS SOBRE O TEMA

2.2.2.1. TRABALHO DE STOCKBRIDGE (1967)

Esta pesquisa é de extrema importância, pois é considerada a primeira a fornecer informações sobre a interação de paredes. O trabalho é uma tese de doutorado de Stockbridge desenvolvida na universidade de Edimburgo, Escócia em 1967.

Neste trabalho, através de medidas de deformações tomadas em um edifício de cinco pavimentos, são encontradas evidências de que as tensões de compressão tendem a se uniformizar nos pavimentos inferiores, tanto em paredes isoladas como em grupos de paredes que se interceptam. Tais observações comprovam um dos aspectos importantes do fenômeno citados por Corrêa (2003): a existência de forças de interação nas interfaces de paredes que se interceptam.

A Figura 2.4 apresenta os resultados para medidas de deformações em uma parede do edifício durante sua construção.



a) Medidas feitas na parede do 1º pavimento; b) Localização dos extensômetros mecânicos (mesma disposição na face oposta); c) área de contribuição estimada

Figura 2.4 - Deformações medidas numa parede do edifício

Fonte: STOCKBRIDGE (1967) apud CAPUZZO NETO (2005)

A partir das constatações feitas por Stockbridge (1967), entende-se que as tensões normais possuem valores com forte tendência de uniformização, sendo que isto possui características mais relevantes nos edifícios altos, devido à presença de um maior número de pavimentos.

2.2.2.2. TRABALHO DE SINHA E HENDRY (1979)

Um trabalho relevante no contexto internacional é o artigo publicado por Sinha e Hendry (1979) que relata um programa experimental com o objetivo de comparação da capacidade de carga entre paredes isoladas e paredes enrijecidas.

Os modelos ensaiados consistem em paredes com o formato em planta de um “H”, devido à possibilidade de redução de excentricidades em painéis com essa geometria. Essas paredes são de tijolos cerâmicos maciços e enrijecidas em suas extremidades pela existência de flanges feitos com amarração direta.

Para a aplicação do carregamento, duas situações são discriminadas (Figura 2.5) para determinar se a presença de enrijecedores (flanges) produz aumento na capacidade portante de paredes sujeitas a compressão. A primeira situação é com carregamento em todas as paredes (central e flanges) e a segunda carrega-se apenas a parede central, justamente para que os flanges se comportem como elementos enrijecedores.

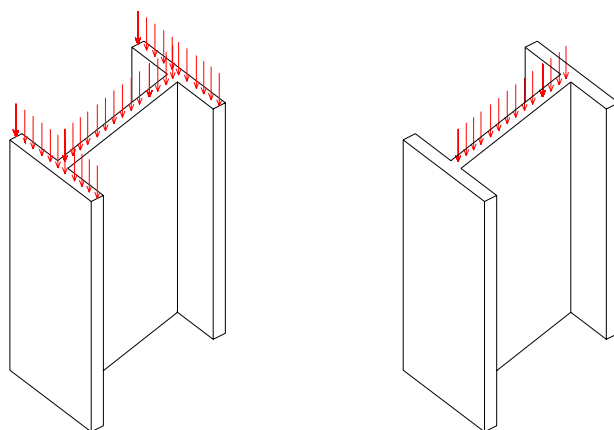
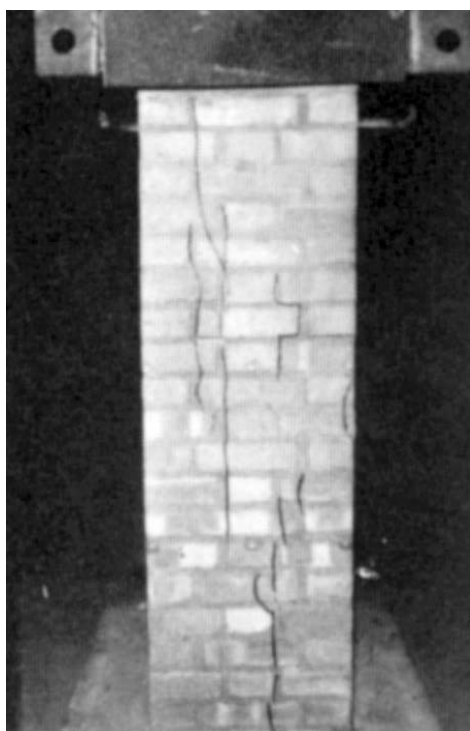


Figura 2.5 - Esquemas de carregamento

Fonte: SINHA e HENDRY (1979)

Sinha e Hendry observam que a curva tensão-deformação linear até 90% do valor da carga de ruptura, fato que evidencia o comportamento conjunto que ocorre desde que se tenha a interação de paredes. Além disso, a separação dos flanges indica uma não-linearidade intensa, uma vez que a ruptura é frágil, podendo ser considerada interação total até esse limite de 90%.

Os ensaios realizados mostram que para o caso onde se aplica força em todas as paredes, as fissuras aparecem em ambos os flanges e nos dois lados, dividindo o flange em duas partes (Figura 2.6a). Já para o caso onde apenas se aplica força na parede central, as fissuras aparecem na interseção entre o flange e a parede central (Figura 2.6b).



a) Carregamento em todas as paredes



b) Carregamento apenas na parede central

Figura 2.6 – Fotos dos ensaios de Sinha e Hendry (1979)

Pode-se destacar que as duas principais conclusões desse trabalho são:

- O enrijecimento não produz aumento da resistência à compressão das paredes, comparando-se com as paredes planas.
- Antes da fissuração há a indicação da efetiva contribuição dos flanges, sendo as flechas horizontais menores que as relativas à parede sem enrijecimento.

Apesar das conclusões de Sinha e Hendry, Capuzzo Neto (2005) observa que as condições dos ensaios não representam bem a situação de um painel em um edifício de múltiplos andares, pois nos ensaios o carregamento é aplicado em um único nível, existindo uma grande concentração de tensões no topo, o que pode levar a uma ruptura localizada no painel. Corrêa (2003) ainda ressalta que, para o caso de carregamento em todas as paredes,

não há a tendência de movimentação relativa das paredes na interface, portanto, este caso é na verdade uma situação típica de compressão uniforme.

Em resumo, Sinha e Hendry, ao admitirem não haver interação de paredes submetidas a ações verticais, divergem de diversos pesquisadores, os quais aceitam a hipótese de haver o fenômeno e ainda adotam, com frequência, procedimentos de grupos de paredes para distribuição das ações verticais.

2.2.2.3. TRABALHO DE CAMACHO (1995)

Camacho (1995) realiza ensaio de torres de alvenaria estrutural em modelo físico reduzido, nas escalas (1:3) e (1:5), cujas formas e dimensões estão apresentadas na Figura 2.7a. O objetivo do ensaio é verificar se o comportamento das torres é influenciado pelo fator de escala. Para tanto, são realizadas medidas de deformações em vários pontos ao longo da seção e da altura das torres (Figura 2.7b), permitindo, também, avaliar a distribuição da ação vertical. O carregamento aplicado é uma ação distribuída apenas sobre as duas menores paredes.

O autor verifica que o comportamento das torres em relação às deformações é praticamente o mesmo independente da escala utilizada. Apresentam-se aqui apenas os resultados referentes à escala (1:3). Nos gráficos da Figura 2.8, nota-se que próximo ao topo existe uma concentração de tensões nas regiões de aplicação de forças, enquanto que nas paredes não carregadas as deformações são praticamente nulas. Isso acontece porque não há comprimento suficiente para que se mobilizem forças de interação de grande magnitude. À meia altura da torre observa-se que já não existe uma concentração tão acentuada quanto no topo, devida à transferência de forças das paredes menores para as paredes maiores, estas não carregadas diretamente. Na região próxima à base, a tendência é de deformações iguais ou ligeiramente maiores que no centro.

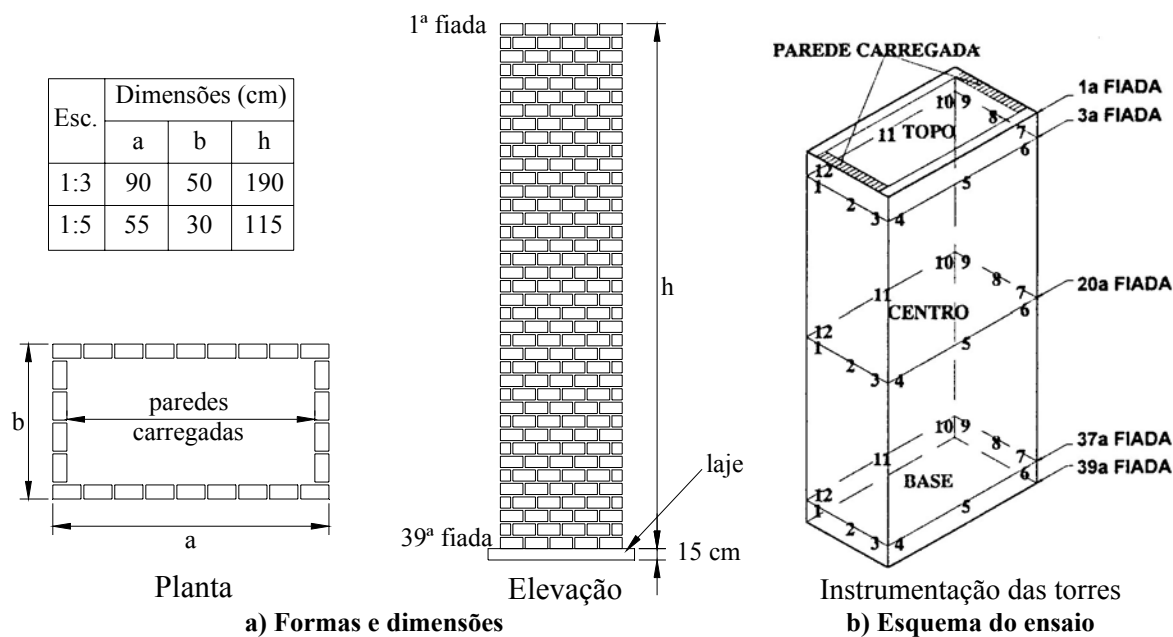


Figura 2.7 - Torres ensaiadas por Camacho (1995)

Os processos de fissuração e ruptura para as torres nas duas escalas são exatamente iguais. O estado de fissuração tem início nas paredes menores, na primeira fiada, nos cantos. Com o aumento do carregamento, as fissuras se prolongam para baixo. Novas fissuras surgem nas paredes maiores, também se iniciando nos cantos e caminhado em forma de escada para o centro da torre, com a indicação clara de transferência de força. A forma de ruptura para as duas escalas é caracterizada pela quebra da parede menor, na região superior da torre, onde é realizada a aplicação do carregamento. Tal fato indica uma ruptura localizada devida à concentração de tensão, que também é observada pelas leituras de deformação. A Figura 2.9 apresenta fotos da ruptura das duas torres.

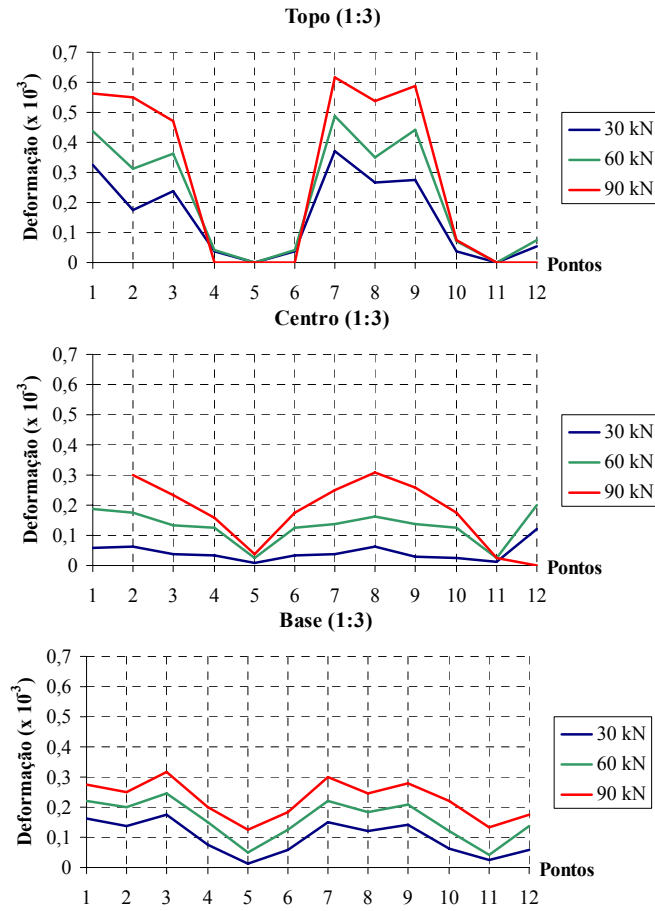
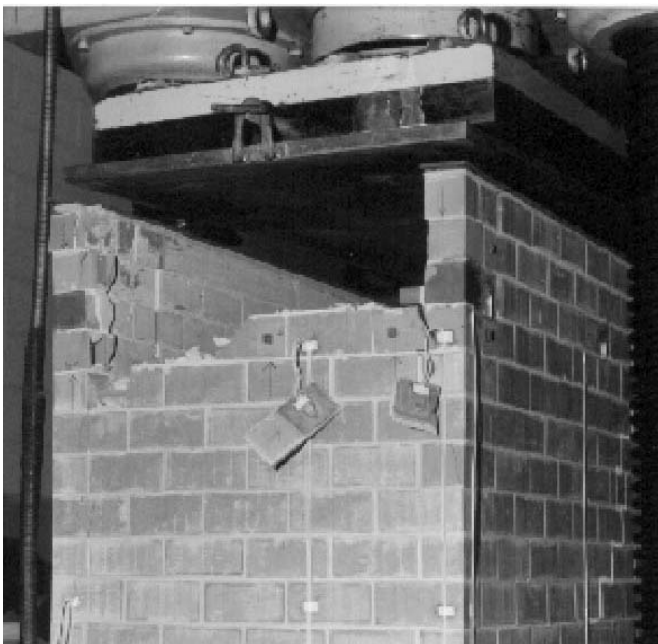
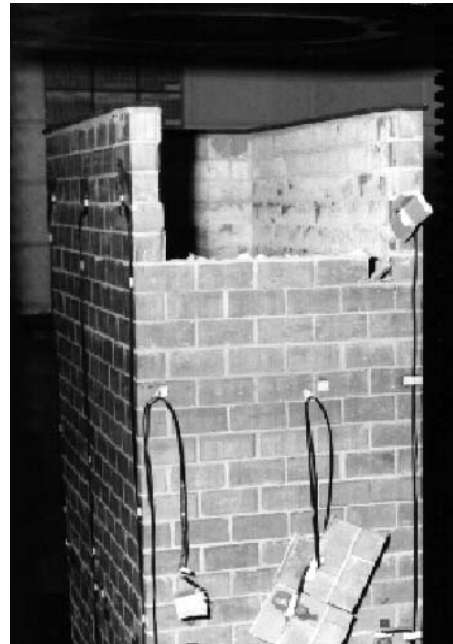


Figura 2.8 - Deformações para torre na escala 1:3

Fonte: CAMACHO (1995)



Escala 1:3



Escala 1:5

Figura 2.9 - Forma de ruptura das torres

Fonte: CAMACHO (1995)

Camacho (1995) observa que é de se esperar uma maior homogeneização das deformações, tanto na região central quanto na base das torres. Afirma a necessidade da realização de mais ensaios, de diferentes tipos e dimensões, com a presença de lajes intermediárias para se poder concluir com maior segurança sobre o assunto.

2.2.2.4. TRABALHO DE CAPUZZO NETO (2000)

Com o objetivo de estudar a interação de paredes e a influência da cinta de amarração à meia altura, Capuzzo Neto (2000) realiza duas séries de ensaios de painéis de alvenaria com amarração direta em escala natural. Os painéis são em formato “H” - adotado para diminuir os efeitos de excentricidades (Figura 2.10).

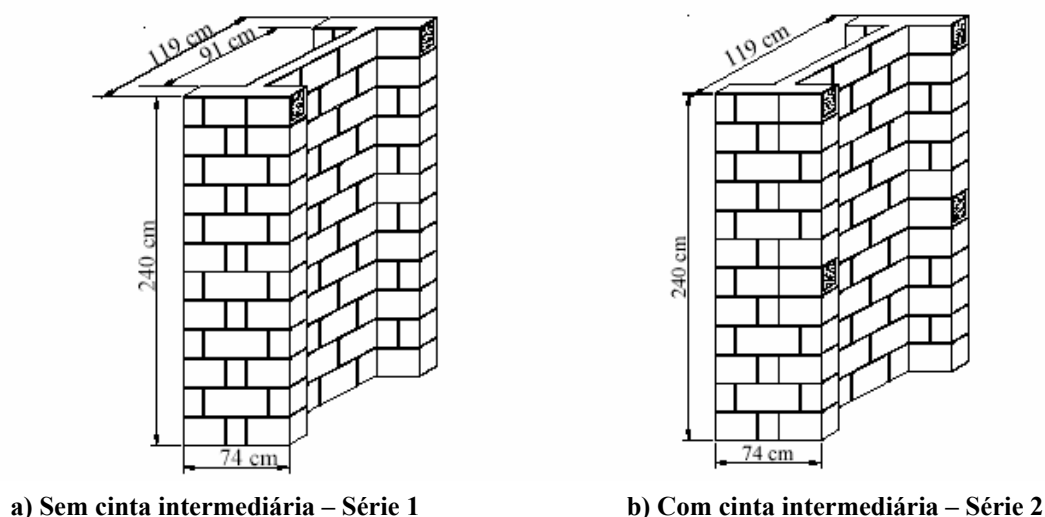


Figura 2.10 - Painéis de alvenaria construídos

Fonte: CAPUZZO NETO (2000)

É obtida a força de ruptura média para os painéis de 467 kN. Este valor se refere à resistência à compressão da parede central, considerada isolada, onde há uma grande concentração de tensões na região superior, pois toda a força aplicada deve passar por esta parede antes de ocorrer a transferência de forças. Segundo Capuzzo Neto (2000), este resultado é o mesmo obtido por Sinha e Hendry (1979) através de ensaios similares, porém com o objetivo de verificar os efeitos de enrijecimento, como já foi comentado anteriormente.

A forma de ruptura do painel evidencia a separação dos flanges, visivelmente detectada através das fissuras que se propagam com o aumento do carregamento, indicando uma ruptura por cisalhamento na interseção entre duas paredes (Figura 2.11).

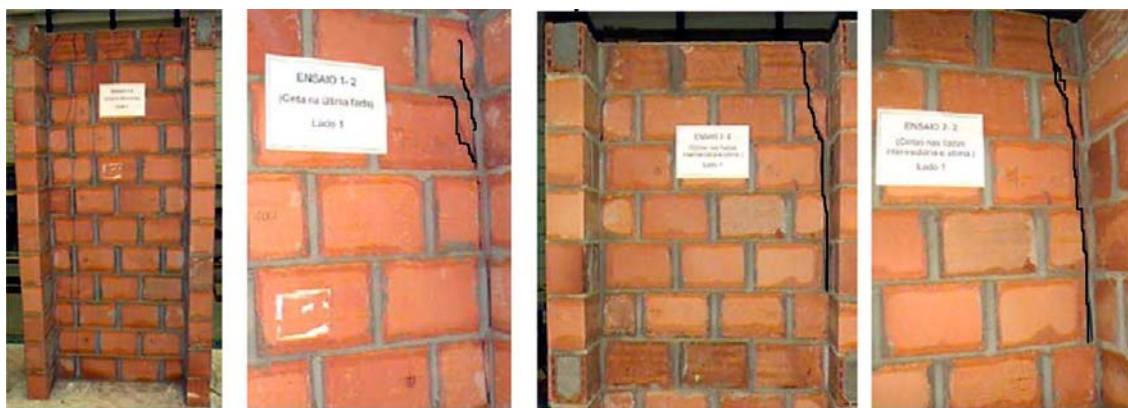


Figura 2.11 - Forma de ruptura dos painéis

Fonte: CAPUZZO NETO (2000)

2.2.2.5. TRABALHO DE SIGNOR E ROMAN (2002)

Signor e Roman (2002) realizam um ensaio em caráter exploratório com um painel com doze fiadas, em formato “H”, de alvenaria de blocos cerâmicos em escala reduzida, com o objetivo de verificar a transferência de ações verticais entre paredes ortogonais. O painel é construído utilizando-se blocos cerâmicos em escala (1:3,33) com amarração direta. Entretanto, por não possuírem o bloco de amarração, os autores utilizam o artifício de serrar dois blocos com septo transversal duplo, de forma a obter a dimensão desejada. A falta de experiência em modelos reduzidos leva a alguns problemas na execução, gerando uma qualidade inferior nas alvenarias normalmente executadas. Mesmo assim, os autores consideram a parede satisfatória, visto a natureza investigatória do ensaio.

O carregamento é aplicado de forma distribuída apenas na parede central por um dispositivo da prensa, que mantém o topo da parede articulado. A Figura 2.12 apresenta o esquema do ensaio, assim como uma visão geral da parede construída. Ressalta-se que toda a base do painel está apoiada, inclusive a parede central.

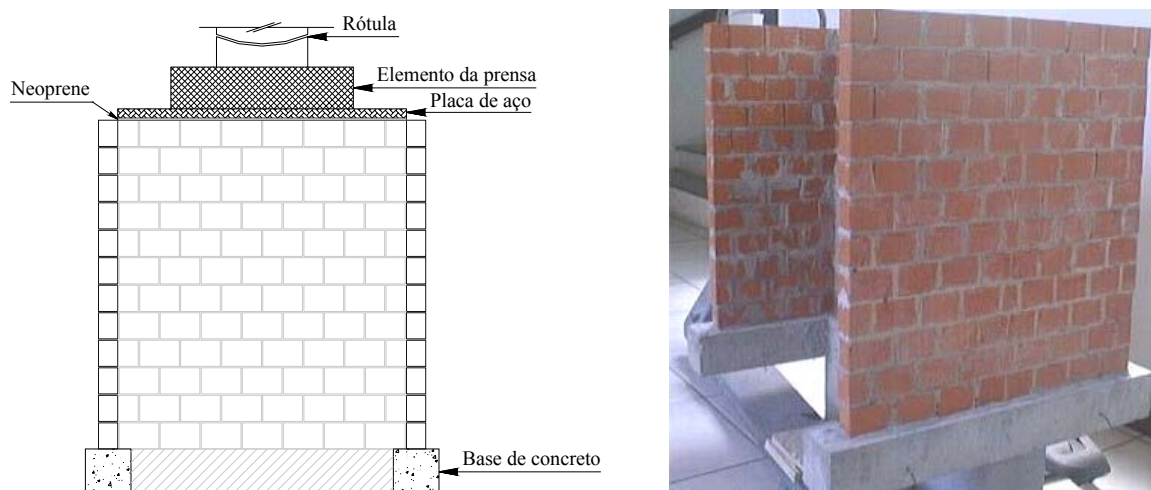


Figura 2.12 - Esquema do ensaio e visão geral da parede

Fonte: Signor e Roman (2002) apud Capuzzo Neto (2005)

Desde o início do ensaio, Signor e Roman (2002), por meio de medições de deformações, verificam a transferência de forças para os flanges. Também observam uma certa excentricidade do carregamento, o que gera tensões de tração em um dos flanges e conseqüentemente uma maior compressão no outro flange. O acréscimo de deformações na base da parede central é relativamente linear desde o começo até a ruptura, indicando a interação das paredes.

A ruptura do painel ocorre para uma tensão de compressão na parede central igual a 4,6 MPa. O colapso da estrutura é devido a uma ruptura localizada da parede central (Figura 2.13a). Na mesma figura nota-se o cisalhamento da parede central, no lado onde há transferência de esforços de compressão, além de fissuras próximas à base de um dos flanges, devido a tensões de tração. Nas Figuras 2.13b e 2.13c verifica-se um espalhamento da força a cerca de 45°, isto pela forma de fissuração no flange comprimido.

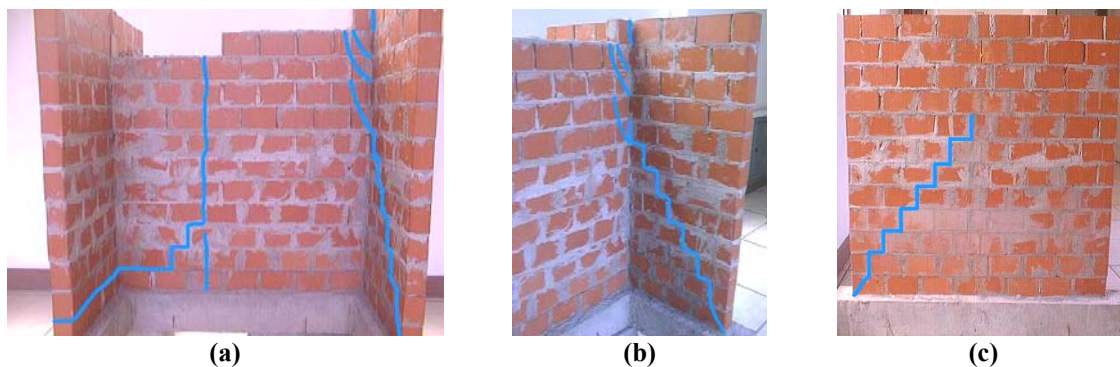


Figura 2.13 - Forma de ruptura e fissuração do painel

Fonte: Signor e Roman (2002) apud Capuzzo Neto (2005)

Signor e Roman (2002) concluem que a adoção de processos que levam em conta a interação de paredes é bastante razoável. Isso considerando que nas estruturas reais a qualidade de execução é boa, além de existir a utilização do bloco de amarração e da cinta de respaldo, esta última, importante para auxiliar a distribuição do carregamento. Observa-se que essas condições são mais favoráveis que as existentes no ensaio realizado.

2.2.2.6. MODELO PROPOSTO POR SILVA (2003)

Na tentativa de se projetar um ensaio padronizado para obtenção da resistência ao cisalhamento de unidades submetidas a ações verticais, Silva (2003) desenvolve um experimento a partir de um dispositivo utilizado em ensaios de cisalhamento em peças de madeira (Figura 2.14a). Os ensaios são realizados no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da UNESP-FEIS (Universidade Estadual Paulista – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira).

O objetivo é analisar uma possível correlação entre a resistência ao cisalhamento do bloco (unidade) e a resistência apresentada em paredes tipo “H” com amarração direta.



a) Dispositivo utilizado



b) Aplicação do sistema rotulado

Figura 2.14 - Ensaio de cisalhamento em unidades

Fonte: SILVA (2003)

Para minimizar o surgimento de esforços solicitantes de flexão, aplica-se a força próxima à região de engaste para que as tensões se concentrem nesta região. Toma-se o cuidado de se fixar o dispositivo na base da prensa para reduzir a possibilidade de aplicações de forças em pontos diferenciados dos corpos-de-prova.

Utiliza-se, para a aplicação da força de ensaio, a prensa universal de ensaios da FEIS com um sistema articulado que possibilita a eliminação de possíveis forças excêntricas, como mostra a Figura 2.14b.

No entanto, a força de ruptura média encontrada para as unidades em escala natural não se correlaciona com as paredes tipo “H”. A estimativa para a força de ruptura é 62% superior ao valor obtido no ensaio dos painéis (SILVA, 2003).

É difícil entender o motivo para tal fato, porém, a partir de hipóteses geradas ao discutir-se a questão, imagina-se que uma concentração de tensões nas unidades (blocos) possa perturbar os resultados das forças de ruptura.

Nesse aspecto, acredita-se que a utilização de outro esquema com juntas de assentamento e a inserção de mais unidades acima e abaixo do corpo-de-prova, respectivamente, possa minimizar essa concentração de tensões.

2.2.2.7. TRABALHO DE BOSILJKOV, SIMUNDIC E PAGE (2004)

Bosiljkov, Simundic e Page (2004) desenvolvem um programa experimental com paredes feitas de tijolos cerâmicos maciços, também em formato “H”, variando sua altura e analisando diferentes níveis de pré-compressão dos flanges. São consideradas a amarração direta e a ligação com tirantes metálicos.

Suas conclusões são muito pertinentes ao presente trabalho, a saber:

- As condições de contorno e carregamento nos flanges influenciam significativamente a resistência ao cisalhamento dos modelos. O confinamento dos flanges deve ser atingido nos ensaios para assegurar-se que o modo de ruptura por cisalhamento seja obtido.
- O nível de pré-compressão nos flanges influencia também a resistência ao cisalhamento, mas somente até um determinado limite. Em níveis mais elevados os resultados estabilizam-se e são, também, menos influenciados pela dimensão do modelo. O nível de pré-compressão é menos significativo para os modelos mais altos.

- Modelos muito baixos (duas fiadas) produzem uma força de cisalhamento mais elevada. Um modelo de pelo menos cinco fiadas deve ser utilizado para obter um resultado representativo.

2.2.2.8. MODELOS PROPOSTOS POR CAPUZZO NETO (2005)

Dando continuidade aos estudos de interação de paredes, e com o objetivo de projetar um ensaio que possa avaliar adequadamente a resistência ao cisalhamento da interface, Capuzzo Neto (2005) desenvolve um modelo com cinco fiadas, cuja configuração esquemática é apresentada na Figura 2.15 e também na Figura 2.16.

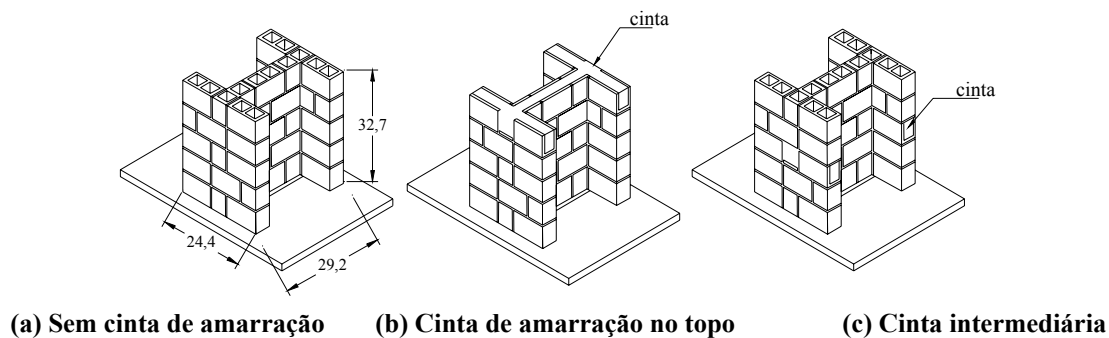


Figura 2.15 - Tipos de modelos de cisalhamento em escala reduzida (1:3)

Fonte: CAPUZZO NETO (2005)

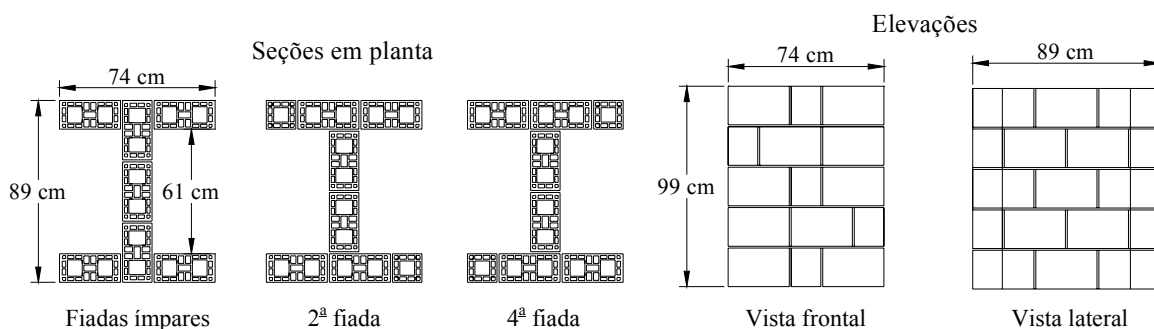


Figura 2.16 – Geometria do modelo com cinco fiadas em escala natural

Fonte: CAPUZZO NETO (2005)

A maioria dos modelos é realizada em escala 1:3, ensaiando-se apenas um modelo em escala natural para comparação.

Da investigação experimental, é possível observar algumas conclusões obtidas por Capuzzo Neto (2005), a saber:

- É nítida a ruptura por cisalhamento dos modelos propostos.
- Para a alvenaria em escala 1:3, a resistência ao cisalhamento é de 2,35 MPa nos modelos sem cinta de amarração, enquanto que para a escala natural é de 1,21 MPa, confirmando fator de escala similar ao obtido anteriormente para a ruptura por compressão simples de mini-paredes.
- A cinta de amarração apresenta individualmente uma maior resistência ao cisalhamento, contudo, na resistência final do modelo o aumento é inferior a 20%.
- É obtida uma resistência ao cisalhamento na interface para os modelos com cinta de amarração no topo de 2,76 MPa.

Em síntese, análises numéricas e experimentais demonstram a representatividade do modelo para a avaliação da resistência ao cisalhamento da interface.

2.2.2.9. TRABALHO DE ANDOLFATO (2006)

A tese apresentada na EESC-USP por Andolfato (2006) fornece um importante banco de dados com medições em um edifício real de alvenaria estrutural em blocos de concreto.

Através de modelagem numérica em elementos finitos e prova de carga da edificação já executada, Andolfato (2006) conclui que a utilização do procedimento das paredes isoladas leva a maiores diferenças entre os resultados teóricos e os experimentais. São evidentes as maiores proximidades nos valores quando as estimativas teóricas são realizadas com o procedimento do grupo de paredes sem interação, ou o grupo de paredes com interação de 50% e 100%.

Andolfato (2006) ainda sugere que sejam feitos mais trabalhos com instrumentação em edifícios reais e observa que esse tipo de pesquisa permite avaliar não só a interação de paredes como também a forte influência da rotação da laje na flexão das paredes.

2.3. LIGAÇÕES DE PAREDES

2.3.1. LIGAÇÕES COM AMARRAÇÃO DIRETA

A amarração direta está definida pela NBR 10.837:1989 como a interseção de paredes com 50% dos blocos penetrando alternadamente na parede interceptada.

Lissel, Shrive e Page (2000) ao realizarem um trabalho experimental com o objetivo de estudar paredes diafragma protendidas com cabos não aderentes percebem a influência do tipo de amarração no comportamento e resistência das mesmas. Observam que a ligação entre parede central e flange realizada por amarração direta aumenta a resistência ao cisalhamento desta interseção quando comparada à amarração indireta.

Desta maneira, Lissel, Shrive e Page (2000) decidem realizar ensaios em modelos com seção transversal em formato “H”, tendo como objetivo, estudar a influência da amarração na resistência da ligação entre parede central e flange. Os modelos são construídos utilizando tijolos de acordo com a norma australiana e juntas em argamassa comum. Dois tipos de fibras de vidro poliméricas (GFRP 60 e GFRP 120) são utilizados como material alternativo para os conectores no caso da amarração indireta, como mostra a Figura 2.17.

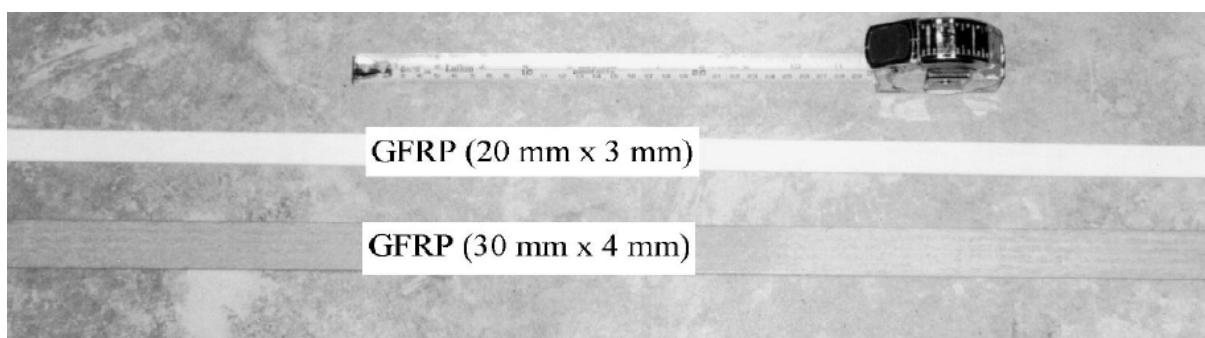


Figura 2.17 - Fibras de vidro poliméricas utilizadas por Lissel, Shrive e Page (2000)

São realizados ensaios com cinco tipos de combinação entre amarração e tipo de conector, sendo dois modelos por combinação. Em todos os ensaios aplica-se nos flanges uma força de pré-compressão, com a finalidade de estabilizar o modelo antes e durante o ensaio. Esta força é aproximadamente equivalente à força normal de um pavimento. A Figura 2.18 apresenta o esquema de ensaios, onde se observa que a parede central não é apoiada, podendo se deslocar.

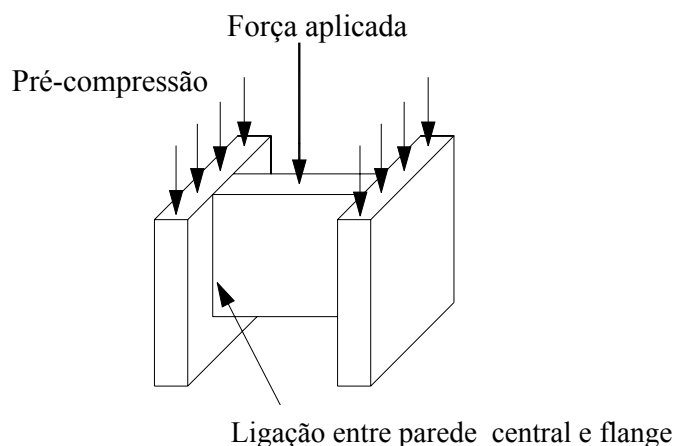


Figura 2.18 - Esquema do ensaio de Lissel, Shrive e Page (2000)

As rupturas típicas para a amarração indireta e para a direta estão apresentadas na Figura 2.19. Nota-se que, para o caso da amarração indireta (Figura 2.19a), fica clara a ruptura das juntas de argamassa e dos conectores, enquanto que para a amarração direta (Figura 2.19b) ocorre ruptura dos tijolos e instabilidade dos flanges, causadas pelas forças de intertravamento proporcionadas pela amarração dos tijolos.

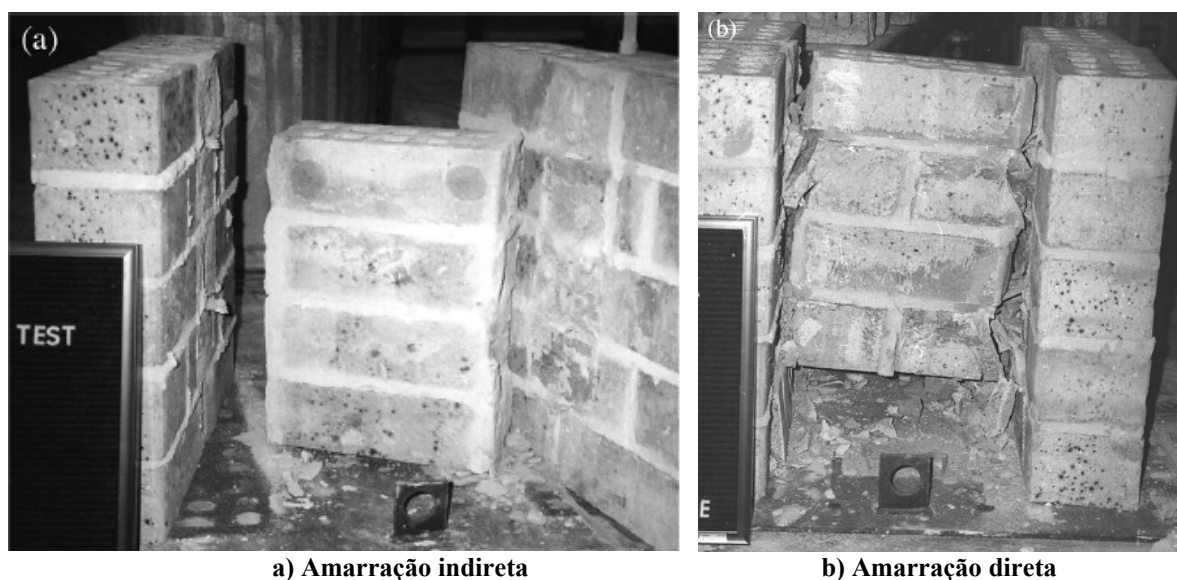


Figura 2.19 - Formas de ruptura de Lissel, Shrive e Page (2000)

Segundo os autores, os resultados desta pequena série de ensaios indicam que o intertravamento mecânico gerado pela amarração direta da ligação entre parede central e flange proporciona uma significativa vantagem estrutural em relação à amarração indireta. As forças aplicadas nos modelos com amarração direta são, em média, três vezes maiores do que

os com amarração indireta. A tensão de cisalhamento média obtida para o caso da amarração direta sem conector é de 1,82 MPa, considerando que a seção resistente ao cisalhamento é igual à área da interface.

2.3.2. LIGAÇÕES COM GRAMPOS

2.3.2.1. TRABALHO DE CAMACHO (2001)

Um importante trabalho desenvolvido por Camacho (2001) apresenta resultados teóricos e experimentais sobre a eficiência das ligações entre paredes de alvenaria estrutural cerâmica submetidas a ações verticais. Os modelos principais utilizados no programa experimental são construídos a partir de blocos cerâmicos na escala 1:3.

São apresentados os resultados dos principais modelos estudados, os quais são constituídos de paredes em formato “H”, com apoio contínuo somente sob os flanges, uma vez que o carregamento vertical é aplicado apenas no topo da parede central. Dessa forma, todo o carregamento aplicado é transmitido para os flanges através das ligações e, portanto, pode-se avaliar a sua eficiência.

Três tipos de ligações são analisados, conforme indicados a seguir:

- **PHCV** – Paredes com amarração direta simples, ou seja, sem graute no encontro.
- **PHCG** – Paredes com amarração direta com graute no encontro.
- **PHTG** – Paredes com amarração indireta enrijecida por grampos metálicos ancorados em furos grauteados.

O trabalho ainda realiza ensaios de prismas e cavaletes para tentar correlacionar os valores entre si, além de comparar os resultados experimentais com valores teóricos, obtidos através da análise em elementos finitos e parâmetros elásticos.

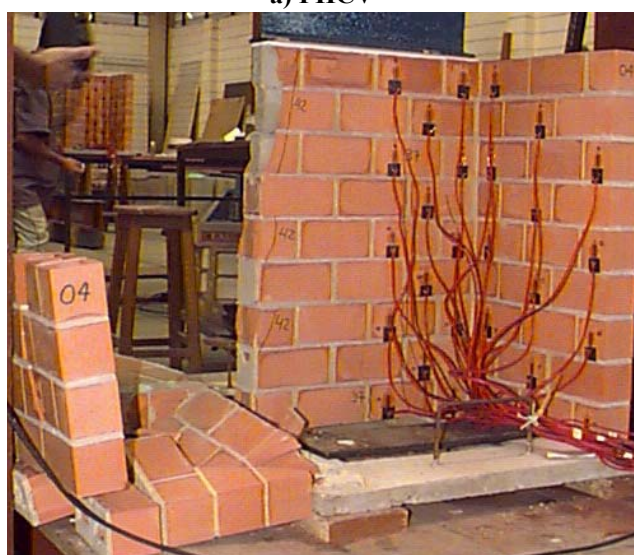
A Figura 2.20 mostra as formas de ruptura apresentadas pelas paredes tipo “H”, nas quais é característico o aparecimento de fissuras inclinadas no encontro da parede central com os flanges, principalmente para os modelos com amarração direta simples e com graute (PHCV e PHCG, respectivamente).



a) PHCV



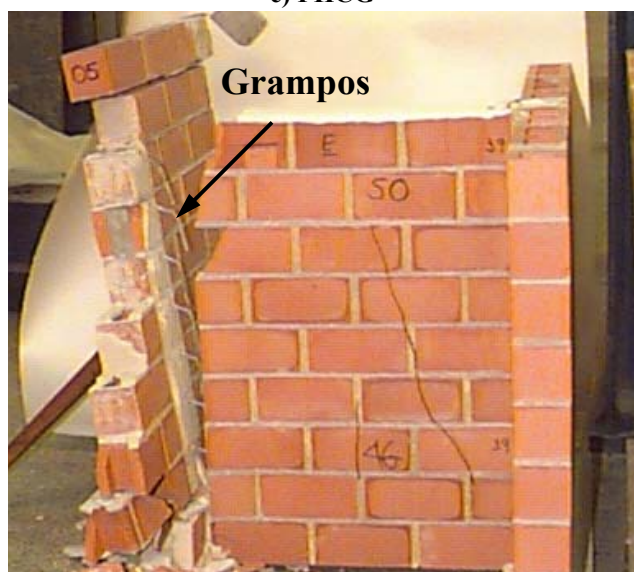
b) PHCV (detalhe)



c) PHCG



d) PHCG (detalhe)



e) PHTG



f) PHTG (detalhe)

Figura 2.20 – Fotos dos ensaios em parede “H” de Camacho (2001)

Para as paredes PHCV e PHCG a ruptura sempre é definida como frágil, caracterizando-se pelo desprendimento de todo o flange lateral, com e sem desmonte.

No caso das paredes tipo PHTG (amarração indireta enrijecida por grampos metálicos ancorados em furos grauteados), a ruptura passa a ser dúctil, mesmo conduzindo a parede a grandes deslocamentos verticais. Nelas é comum o aparecimento de fissuras horizontais nos flanges, até com desprendimento dos blocos.

Segundo Camacho (2001), em termos de comportamento global das paredes tipo “H”, os resultados dos ensaios realizados indicam que:

- A forma de ruptura das paredes tipo PHCV e PHCG são semelhantes, caracterizando-se sempre por uma ruptura frágil. De um modo geral, fica bem caracterizada a ruptura por corte na interface de ligação entre a parede central (carregada) e as paredes laterais.
- Com a colocação dos grampos metálicos (paredes tipo PHTG), a forma de ruptura apresenta modificação importante, ou seja, a ruptura de frágil passa a apresentar um comportamento dúctil, não ocorrendo a separação brusca entre a parede central e os flanges. O deslocamento vertical da parede carregada, no instante da ruptura é menor do que o verificado para as outras paredes. Contudo, mesmo após a ruptura, a parede resiste ao carregamento imposto, apresentando então grandes deslocamentos verticais na parede central. Também para esse caso, a forma de ruptura fica caracterizada pelo corte na interface de ligação entre a parede carregada e os flanges.
- Com relação à resistência de ruptura das paredes, Camacho (2001) conclui que não há diferença significativa entre os três tipos de ligação estudados. O autor destaca que, segundo a opinião de alguns pesquisadores, a colocação de grampos metálicos ao invés da solução com amarração direta, reduz fortemente a resistência final do conjunto, fato não demonstrado pelos resultados obtidos. Cabe ressaltar que a análise pode ter sido prejudicada pela grande dispersão de resultados, associada ao pequeno número de exemplares.

Com relação aos ensaios de cisalhamento conduzidos nos blocos, os resultados obtidos permitem supor que em relação às paredes do tipo PHCV e PHCG, a resistência final

corresponde a aproximadamente um somatório do número de blocos efetivamente contrafiados na ligação. As paredes foram construídas com nove fiadas, sendo que em cinco delas houve a inserção do bloco da parede carregada no flange, totalizando assim dez blocos contrafiados. Comparando as resistências finais das paredes e dos blocos, é razoável supor que exista uma distribuição uniforme de forças ao longo da ligação parede carregada e flange, sendo a resistência do bloco ao cisalhamento o parâmetro definidor da resistência final da parede.

2.3.2.2. TRABALHO DE SILVA (2003)

Dando continuidade às pesquisas de Camacho (2001), Silva (2003) em sua dissertação de mestrado faz uma investigação experimental da distribuição das ações verticais entre paredes construídas com blocos cerâmicos estruturais, em escala natural e reduzida. O objetivo também é avaliar a eficiência das ligações entre paredes submetidas à ação de carga uniformemente distribuída.

O trabalho de Silva, realizado na UNESP-FEIS, cujos modelos são construídos com paredes em formato “H”, apresenta a análise de dois tipos de ligações usuais:

- Amarração direta com blocos contrafiados sem graute no encontro (**PHCV**).
- Amarração indireta com utilização de grampos metálicos grauteados (**PHTG**), como mostra a Figura 2.21.



a) Modelo de parede em formato “H”



b) Detalhe do grampo metálico grauteado

Figura 2.21 - Modelos com amarração indireta (PHTG)

Fonte: SILVA (2003)

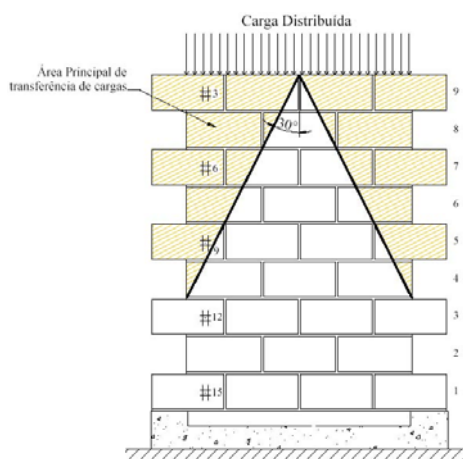
Além das paredes, também são realizados ensaios em prismas especiais do tipo “cavalete” e ensaios ao cisalhamento em unidades, tentando levantar uma possível correlação com as paredes.

Entre as duas formas de ligações estudadas, observa-se que a transferência de forças entre a parede central e os flanges apresenta comportamento diferenciado ao longo da altura das paredes. Segundo Silva (2003), este comportamento está relacionado com a diferença de rigidez das ligações.

Um fato interessante que pode ser observado é a carga de ruptura das paredes com amarração direta em escala natural, cerca de 53% maior que a obtida pela amarração indireta com a utilização de grampos. Trata-se de um resultado importante, pois Camacho (2001), trabalhando com escala reduzida 1:3, obtém resultados em que não há diferença significativa entre os três tipos de ligação estudados.



a) Detalhe das fissuras no modelo após a ruptura



b) Biela de tensões e blocos contrafiados

Figura 2.22 – Modelo com amarração direta (PHCV)

Fonte: SILVA (2003)

Para carga de fissuração, Silva (2003) obtém para as paredes com amarração direta (Figura 2.22), tensões com valores de aproximadamente 34% acima das paredes com amarração indireta.

Quanto à forma de ruptura, as conclusões de Silva (2003) são as mesmas de Camacho (2001), caracterizada como frágil para amarração direta e dúctil para indireta, devido ao uso de grampos metálicos inseridos em furos adjacentes grauteados nesta última.

Com relação à tentativa de se correlacionar numericamente a resistência ao cisalhamento dos cavaletes e das unidades com as paredes em formato “H”, não são encontradas relações satisfatórias.

2.3.3. LIGAÇÕES COM TELAS

A idéia de usar reforços nas paredes de alvenaria é análoga à do concreto, como explicam Pfefferman e Haseltine (1992) apud Medeiros e Franco (1999), uma vez que o material apresenta resistência limitada tanto à tração quanto ao cisalhamento.

Medeiros e Franco (1999) fazem um estudo sobre o uso de telas soldadas como um dispositivo de ligação e ressaltam que o surgimento de fissuras e trincas em paredes de alvenaria pode ser evitado através do uso de telas metálicas.

Na alvenaria, três casos distintos podem necessitar do uso desse tipo de dispositivo, a saber:

- Ligações de paredes com elementos estruturais
- Ligações de paredes com paredes
- Ligações de componentes com paredes

A Figura 2.23 mostra exemplos de aplicação de telas em ligações entre paredes e pilares.



Figura 2.23 - Exemplos de utilização de telas metálicas na ligação parede-pilar

O primeiro caso, mais comum, é normalmente utilizado para ligar uma parede de vedação a um pilar. Neste caso, elas são necessárias para evitar fissuras, à quais ocorrem com frequência, principalmente nas situações em que os deslocamentos dos elementos de apoio das paredes são significativos. A Figura 2.24 apresenta um detalhamento da instalação do dispositivo.

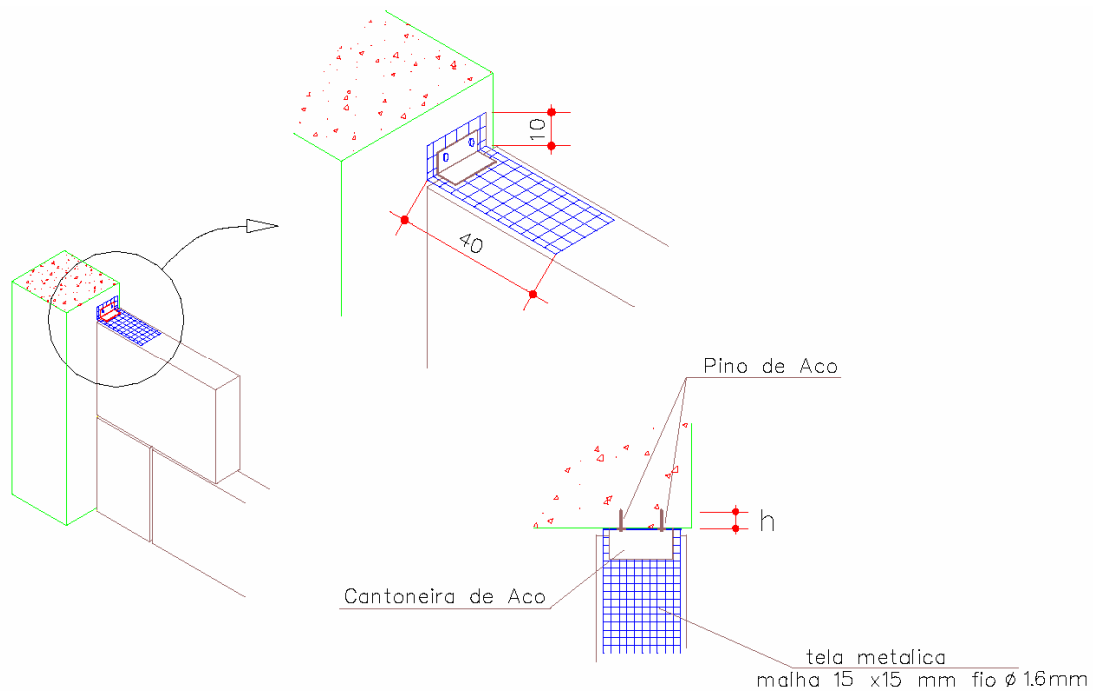


Figura 2.24 - Detalhes de instalação da tela metálica para ligação entre parede e pilar

Fonte: MEDEIROS e FRANCO (1999)

O segundo caso acontece quando há a necessidade de ligar uma parede à outra, por exemplo: alvenarias duplas ou com cavidade interna, cantos ou encontros de duas ou mais paredes, etc. A Figura 2.25 apresenta um detalhamento de ligação entre paredes empregando tela metálica.

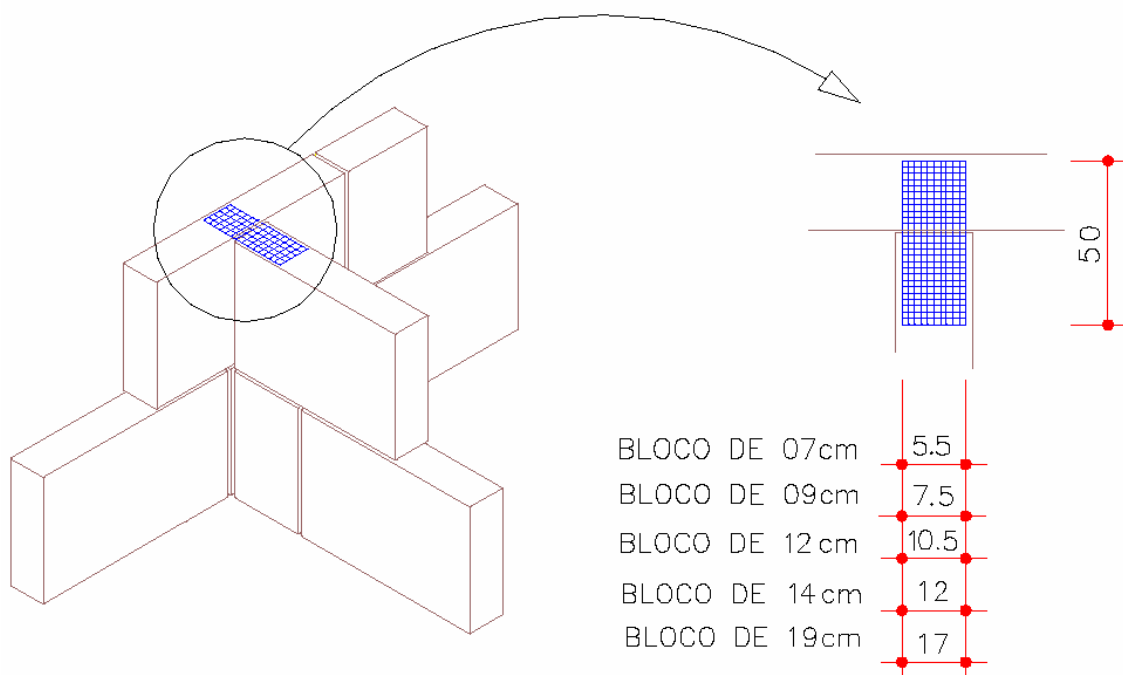


Figura 2.25 - Detalhe de ligação entre paredes empregando tela metálica

Fonte: MEDEIROS e FRANCO (1999)

No último caso, mais raro, as telas são usadas para unir a alvenaria a outros componentes da construção como espaletas, batentes de porta, esquadros de janela, revestimentos, entre outros.

Segundo Medeiros e Franco (1999), vários são os fatores que levaram ao uso inicial das telas soldadas como componentes de ligação entre parede e pilar, como por exemplo, a redução do tempo de instalação do dispositivo de ligação. Os mesmos autores ressaltam que o uso de telas deixadas para as amarrações posteriores facilita a execução prévia das paredes de fachada para elevação em uma segunda fase das paredes internas, o que pode representar um ganho de até 20% na produtividade das equipes de alvenaria em função da complexidade do projeto.

As telas também facilitam a amarração entre paredes construídas com blocos de diferentes dimensões ou ainda em amarrações de paredes com ângulos diferentes de 90°. O mesmo acontece nas situações onde as amarrações entre paredes e encontros com pilares são de difícil execução como espaletas (*bonecas*), peitoris, paredes de meia altura e paredes de escada.

Através do acompanhamento de obras entre 1997 e 1999, Medeiros e Franco (1999) observaram que as telas soldadas empregadas conjuntamente nas amarrações entre paredes e ligações de paredes com pilares podem representar um ganho de produtividade na execução das alvenarias entre 20 e 40% quando comparadas às soluções convencionais como o ferro cabelo e a amarração direta. Esses tradicionais ferros cabelo são fios de aço de espessura ente 4 e 6 mm, empregados para ancorar as paredes e prevenir as fissuras de interface, como mostra a Figura 2.26.

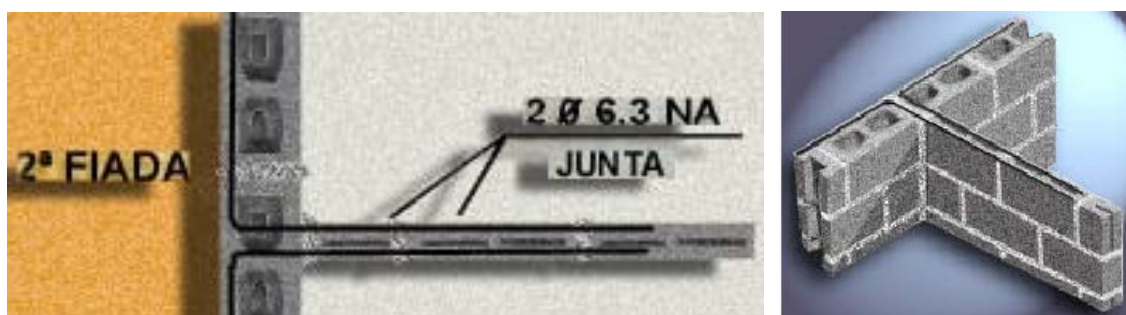


Figura 2.26 – Formas do uso de ferros cabelo

Fonte: CEHOP [199-?]

Além de menos produtivos, os ferros cabelo são de baixa eficiência, sendo menos recomendável sua utilização, principalmente para ligação de parede com parede.

Um dos motivos para a melhor eficiência das telas pode estar no fato delas trabalharem como uma argamassa armada, uma vez que são assentadas sob a junta de assentamento, na qual a argamassa penetra a tela garantindo uma boa ancoragem. No entanto, poucos estudos experimentais têm sido realizados para avaliar o real comportamento desse dispositivo.

No Brasil, a utilização das telas é relativamente recente havendo ainda muito espaço para crescimento de seu uso.

Segundo Medeiros e Franco (1999), situações em que o projetista pretende tornar as paredes mais resistentes à fissuração precoce, as telas também são recomendáveis, podendo armar as juntas horizontais para combater esforços de flexão. São exemplos dessas situações: paredes apoiadas sobre vigas e lajes em balanço ou em vigas e lajes de grandes vãos que apresentem deformabilidade significativa.

Beall (1987) apud Medeiros e Franco (1999) observa que as ancoragens construídas com tela resistem bem melhor à tração do que ao cisalhamento. Senda assim, elas devem ser consideradas conectores flexíveis e seus efeitos limitados para situações onde esforços de cisalhamento são concentrados e de grande magnitude.

Com relação à normatização do uso de telas metálicas em alvenarias, diversos códigos de obra, manuais técnicos e normas internacionais apenas especificam o emprego de telas para fins de reforços de alvenarias ou para a análise de seu desempenho para reforço de juntas de paredes. No caso específico do uso das telas soldadas para ligação entre paredes, tema abordado no presente trabalho, pouco foi desenvolvido. Sendo assim, esta aplicação ainda não está consolidada. No Brasil, as normas técnicas tratam apenas de telas metálicas destinadas a armaduras de concreto armado.

2.4. MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS

Há muitos anos pesquisas e cálculos de estruturas utilizam modelos físicos reduzidos. Esta técnica se mostra altamente viável quando comparada a ensaios em escala natural, com experiências bem sucedidas em modelos com problemas não-lineares de concreto armado e protendido, tendo carregamentos estáticos e dinâmicos [ROCHA (1952), PREECE et al. (1964), LITTLE e PAPANONI (1966), SABNIS e ROLL (1971), HOOSDORF (1972), CHOWDHURY e WHITE (1977), SABNIS et al. (1983), ACI C-444 (1987), HARRIS e SABNIS (1999), entre outros].

Harris e Sabnis (1999) indicam que o principal motivo para a realização de ensaios experimentais em escala reduzida é a redução de custos, a qual se deve a dois fatores:

- Diminuição dos equipamentos de aplicação de força e seus respectivos pórticos de reação;
- Redução nos custos de fabricação, preparação e transporte da estrutura.

Ainda que esses fatores sejam evidentes em diversas pesquisas realizadas, há uma resistência no meio técnico. Segundo Hossdorf (1972), as críticas se fundamentam na incerteza dos próprios métodos de ensaio que podem gerar imprecisão dos resultados das medições, maior tempo de construção e montagem dos ensaios, e ainda, em alguns casos mais

raros, custos mais altos. Esses fatores têm se tornado cada vez menos significativos com o desenvolvimento da instrumentação e uso de dispositivos mais precisos na aplicação dos esforços.

Capuzzo Neto (2005) lembra que o ACI C-444 (1987) indica o uso de modelos físicos reduzidos para projetos de complexas estruturas não-usuais, para casos em que a ruptura da estrutura leve a conseqüências catastróficas ou para quando o projetista utiliza técnicas analíticas não comprovadas experimentalmente. Nestes casos, os modelos reduzidos são fundamentais para modificar, suplementar ou comprovar a análise realizada. Há ainda importantes aplicações na área de pesquisas, onde eles podem servir como base para especificações de normas e comprovação de modelos analíticos propostos.

Camacho (1995) obtém resultados que comprovam o fato dos modelos físicos reduzidos poderem ser empregados no estudo do comportamento da alvenaria preenchida com graute. Além disso, de maneira geral, o estudo do comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pode ser conduzido através de ensaios com modelos físicos reduzidos. Inúmeras são as vantagens, contudo, há a necessidade de estudos complementares, o que não impossibilita o desenvolvimento de outras pesquisas estabelecendo correlações prévias com a escala natural.

Utilizações bem sucedidas de modelos reduzidos em alvenaria estrutural têm ocorrido nos últimos anos no Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP, em trabalhos como os de Capuzzo Neto (2005), Nascimento Neto (2003) e Holanda Jr. (2002).

2.5. SÍNTESE

A partir de toda a revisão bibliográfica apresentada neste capítulo, alguns itens devem ser destacados.

Primeiro, o fenômeno da interação de paredes sob ações verticais é relativamente bem caracterizado por diversos autores. Torna-se imprescindível sua consideração na distribuição das forças verticais, sendo, portanto, necessário compreender e determinar a resistência da interface onde ocorre a transferência do carregamento.

Para o desenvolvimento deste trabalho, algumas pesquisas são destacadas, por tratarem de assuntos mais diretamente relacionados.

No caso geral, os trabalhos de Bosiljkov (2004) e Capuzzo Neto (2005) direcionam como devem ser os modelos para ensaios.

Com relação à ligação com utilização de grampos metálicos, os trabalhos de Camacho (2001) e Silva (2003) apresentam detalhadamente as formas de ruptura e resultados obtidos para a resistência ao cisalhamento, os quais podem ser comparados posteriormente.

Para o uso de telas metálicas, poucas pesquisas têm sido desenvolvidas, o que torna o trabalho de Medeiros e Franco (1999) extremamente importante, além de justificar ainda mais a pesquisa sobre o uso de telas metálicas.

Finalmente, a utilização dos modelos físicos reduzidos é viável econômica e tecnicamente, o que pode ser comprovado por diversos autores.

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados todos os materiais utilizados na pesquisa, assim como os ensaios de caracterização dos principais materiais. A caracterização é dividida em três partes, a saber, blocos em escala reduzida (1:3), a alvenaria (argamassa de assentamento, prismas e mini-paredes) e os elementos enrijecedores (grampos e telas para as ligações). Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, com exceção da caracterização do aço utilizado para os grampos, que foi feita no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia de Materiais, Aeronáutica e Automobilística da EESC-USP.

A importância dos ensaios de caracterização reside na necessidade de se conhecerem as propriedades físicas e mecânicas dos materiais a serem utilizados nos ensaios dos modelos físicos.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS BLOCOS CERÂMICOS (ESC 1:3)

Realizada por Capuzzo Neto (2005), para a caracterização dos blocos é realizada a análise dimensional, com a medida das dimensões reais e da área líquida, e a determinação da resistência à compressão. Seguem-se as recomendações dispostas nas normas brasileiras com adaptações necessárias à escala.

A Figura 3.1 apresenta os blocos, meios-blocos e blocos canaleta utilizados na pesquisa.

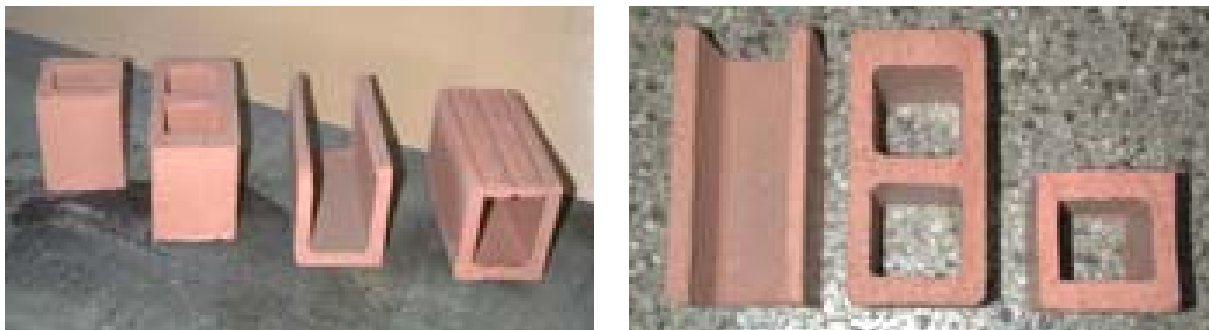


Figura 3.1 – Bloco, meio-bloco e bloco canaleta (Esc 1:3)

3.2.1. ANÁLISE DIMENSIONAL

De acordo com a NBR 7171:1992, as dimensões nominais correspondem às dimensões médias das arestas, medidas pelo alinhamento de 24 blocos escolhidos aleatoriamente. Segundo a referida norma, as tolerâncias máximas de fabricação para as dimensões das arestas são de ± 3 mm, aqui adaptadas para ± 1 mm, por serem os blocos reduzidos na escala 1:3. Segundo Capuzzo Neto (2005), esta redução proporcional à escala gera um critério excessivamente rigoroso.

Os equipamentos utilizados são réguas metálicas para a leitura das dimensões reais e um paquímetro com precisão de 0,1 mm para a leitura das medidas individuais.

As Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 apresentam, respectivamente, as dimensões nominais e reais dos blocos, meios-blocos e blocos canaleta.

Tabela 3.1 – Dimensões do bloco

	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)
Nominal	4,70	6,30	9,70
Real	4,81	6,27	9,65

Tabela 3.2 – Dimensões do meio-bloco

	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)
Nominal	4,70	6,30	4,70
Real	4,78	6,29	4,83

Tabela 3.3 – Dimensões do bloco canaleta

	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)
Nominal	4,70	6,30	9,70
Real	4,81	6,30	9,75

São realizadas medidas individuais dos blocos, dos meios-blocos e dos blocos canaleta, cujos resultados são apresentados nas Tabelas 3.4, 3.5 e 3.6, respectivamente.

Tabela 3.4 – Medidas individuais dos blocos

	Largura	Altura	Comp.	Septos transversais	Paredes laterais
	(cm)	(cm)	(cm)	Espessura (cm)	Espessura (cm)
Média	4,70	6,23	9,54	1,00	0,72
Máximo	4,74	6,33	9,65	1,28	0,84
Mínimo	4,58	6,13	9,34	0,81	0,62
Coef. de Variação	0,78%	0,89%	0,76%	3,75%	7,00%

Tabela 3.5 – Medidas individuais dos meios-blocos

	Largura	Altura	Comp.	Septos transversais	Paredes laterais
	(cm)	(cm)	(cm)	Espessura (cm)	Espessura (cm)
Média	4,68	6,26	4,75	0,91	0,69
Máximo	4,71	6,43	4,81	0,95	0,77
Mínimo	4,65	6,03	4,70	0,87	0,63
Coef. de Variação	0,42%	1,47%	0,52%	1,61%	7,55%

Tabela 3.6 – Medidas individuais dos blocos canaleta

	Largura	Altura	Comp.	Septos transversais	Paredes laterais
	(cm)	(cm)	(cm)	Espessura (cm)	Espessura (cm)
Média	4,72	6,25	9,68	0,83	0,71
Máximo	4,74	6,35	9,75	0,89	0,77
Mínimo	4,61	6,05	9,52	0,78	0,65
Coef. de Variação	0,61%	0,90%	0,56%	3,12%	4,09%

Os valores mostram que, de maneira geral, as medidas não ultrapassam a tolerância especificada pela norma brasileira. A largura do bloco comum e do canaleta e o comprimento do meio-bloco ultrapassam ligeiramente a tolerância (1,1 mm; 1,1 mm e 1,3 mm). Contudo, como se pode observar, as diferenças são da ordem de décimos de milímetros e, portanto, aceitáveis dada a variabilidade natural do material cerâmico.

3.2.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As resistências à compressão dos blocos e meios-blocos são determinadas com base nas especificações da NBR 6461:1983. Algumas adaptações à norma são necessárias, como romper os blocos com umidade normal e não úmidos como recomendado pela referida norma. Esta adaptação deve-se ao fato das unidades serem capeadas com pasta de enxofre.

São ensaiadas vinte e nove unidades para a amostra de blocos e quinze para a de meios-blocos. O resultado pode se expresso tanto em relação à área bruta quanto à área líquida.

As unidades são rompidas à compressão na máquina hidráulica da marca ELE, modelo Autotest 2000, a uma velocidade de 1 kN/s. Os resultados são exibidos nas Tabelas 3.7 e 3.8.

Tabela 3.7 – Força de ruptura e tensão última dos blocos

	Força (kN)	Tensão - Área Bruta (MPa)	Tensão - Área Líquida(MPa)
Média	135,9	30,31	59,83
Máximo	194,2	43,78	86,42
Mínimo	74,2	16,5	32,57
Coef. de Variação	21,90%	22,10%	22,10%

Tabela 3.8 – Força de ruptura e tensão última dos meios-blocos

	Força (kN)	Tensão - Área Bruta (MPa)	Tensão - Área Líquida(MPa)
Média	59,1	26,56	49,14
Máximo	79,7	35,93	66,47
Mínimo	42,7	19,05	35,24
Coef. de Variação	18,70%	19,00%	19,00%

3.2.3. OUTRAS PROPRIEDADES

Capuzzo Neto (2005) também caracteriza outras propriedades dos blocos cerâmicos. A Tabela 3.9 exibe os valores obtidos para absorção, massa específica, área líquida, porcentagem da área líquida em relação à área bruta e taxa de absorção inicial (IRA), que têm importância menor para os objetivos do presente trabalho.

Tabela 3.9 – Propriedades dos blocos

	Absorção (%)	Massa específica (g/cm ³)	Área líquida (cm ²)	A _{líq} / A _{bruta} (%)	IRA (kg/min/m ²)
Média	15,00	1,88	22,73	50,70	1,42
Máximo	16,30	1,96	23,00	51,10	1,53
Mínimo	12,00	1,84	21,50	50,30	1,29
Coef. de Variação	7,44%	1,70%	1,82%	0,57%	7,20%

3.3. CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

Além de caracterizar a unidade (bloco) também é necessário o estudo do comportamento da alvenaria, ou seja, o conjunto formado por blocos e juntas de argamassa. No presente trabalho são realizados alguns ensaios com diferentes corpos-de-prova, a saber: prismas de três blocos e mini-paredes, além do ensaio de corpos-de-prova cilíndricos da argamassa para juntas.

Os exemplares de alvenaria são todos construídos pelo mesmo pedreiro, tomando os devidos cuidados para garantir o nível, o prumo e a espessura constante das juntas horizontais e verticais de argamassa com aproximadamente 3 mm.

Devido à dificuldade encontrada pelo pedreiro em trabalhar com os blocos na umidade natural, adotou-se o procedimento de imersão dos blocos em água antes do seu assentamento. Capuzzo Neto (2005) acredita que por causa do pequeno volume da junta de argamassa, ela seja mais sensível à sucção de água pelo bloco, perdendo mais facilmente a trabalhabilidade, apesar dele não ter apresentado uma taxa de absorção inicial (IRA) acima dos limites usualmente recomendados.

3.3.1. ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

Em todo o trabalho experimental, tanto para a caracterização da alvenaria com os corpos-de-prova (prismas e mini-paredes), quanto para os modelos físicos deve-se empregar uma areia mais fina do que a usual. Isso porque as juntas, que em escalas naturais são de 10 mm, na escala 1:3 se reduz para 3 mm.

A recomendação prática é que o diâmetro máximo do agregado seja inferior a 1/3 da espessura da junta, sendo, portanto, necessária a utilização de uma areia muito fina para corpos-de-prova e modelos em escalas reduzidas.

A Tabela 3.10 mostra os resultados obtidos após o ensaio de composição granulométrica da areia segundo a NBR 7.217:1987.

Tabela 3.10 – Ensaio granulométrico da areia

Abertura	Peneira	Massa retida (g)	Retida (%)	Retida acumulada (%)
4,8 mm	3/4"	0	0,00	0,00
2,4 mm	3/8"	1,9	0,19	0,19
1,2 mm	4	5,4	0,54	0,73
0,6 mm	16	36,8	3,68	4,41
0,3 mm	30	544,7	54,47	58,88
0,15 mm	50	379,1	37,91	96,79
0,075 mm	100	26,4	2,64	99,43
Fundo	200	5,7	0,57	100,00
Total		1000,0	100,00	360,43
Módulo de Finura			1,61	
Dimensão máxima característica			0,6 mm	

Segundo a NBR 7211:1983, a areia se encaixa no intervalo de areia muito fina tendo um módulo de finura de 1,61 e diâmetro máximo de 0,6 mm, sendo este inferior a 1/3 da espessura das juntas de argamassa. Acredita-se que este cuidado é suficiente para a obtenção de argamassas adequadas à escala 1:3.

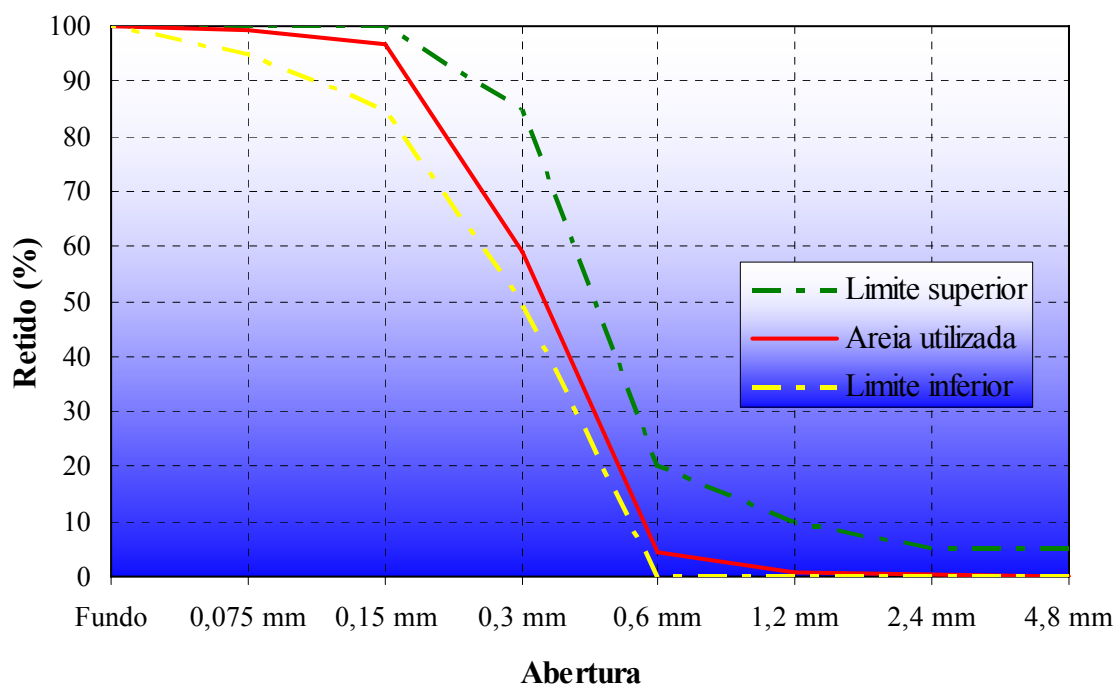


Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia

A Figura 3.2 apresenta a curva granulométrica da areia utilizada na presente pesquisa assim como os limites superior e inferior da areia muito fina, que fixam o intervalo em que ela se encaixa.

O traço em volume da argamassa adotada é de 1:0,5:4,5 (cimento; cal; areia), usualmente empregada em outros trabalhos científicos similares ao presente. Este traço dado em volume corresponde a 1:0,3:6 em massa. O cimento é do tipo CP II E – 32 e a cal hidratada CH III.

A Tabela 3.11 exhibe o traço em volume, as massas específicas reais e aparentes dos materiais, a relação água/cimento pré-definida e o traço em massa da argamassa utilizada. Ressalta-se que toda a produção é realizada controlando-se as massas dos materiais secos.

Tabela 3.11 – Características da argamassa utilizada

Traço em volume	Cimento		Cal		Areia		Água/Cim	Traço em massa
	γ (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	δ (g/cm ³)		
1:0,5:4,5	3,13	1,18	2,65	0,72	2,63	1,57	1,2	1:0,3:0,6

Para alvenaria de blocos de concreto, a NBR 8798:1985 recomenda que a argamassa deva possuir uma consistência de 23 ± 1 cm, o que de maneira indireta limita a relação água/cimento. Contudo, opta-se por determiná-la de modo a se obter a trabalhabilidade da argamassa desejada pelo pedreiro. Este procedimento é mais próximo à realidade encontrada nas obras em geral.

Em cada modelo executado, três corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm de argamassa são confeccionados (Figura 3.3a), totalizando 54 exemplares. Utiliza-se para a determinação da resistência à compressão a máquina hidráulica ELE-Autotest 2000 (Figura 3.3b), empregando-se uma velocidade de carregamento de 0,25 kN/s.



a) Corpo-de-prova de argamassa



b) Máquina ELE-Autotest 2000

Figura 3.3 – Ensaio de compressão da argamassa

A Tabela 3.12 apresenta os resultados obtidos para o ensaio de compressão da argamassa de assentamento.

Tabela 3.12 – Resultados dos ensaios de argamassa de assentamento

	Tensão (MPa)	Consistência (cm)
Média	10,32	23,9
Máximo	13,92	25,6
Mínimo	7,35	21,5
Desvio Padrão	1,94	1,2
Coef. de Variação	18,84%	4,99%

3.3.2. PRISMAS DE TRÊS BLOCOS

Apesar da NBR 8.215:1983 definir o prisma como um corpo-de-prova composto por duas unidades, opta-se pela utilização do prisma de três blocos para o ensaio à compressão, por sua relação entre altura e espessura ser próxima de cinco. Dessa forma, segundo diferentes normas [ASTM C 1314 (1997) e AS 3700 (1978)] a influência das restrições na resistência é pequena.

A Figura 3.4 exibe os prismas de 3 blocos utilizados para caracterização da alvenaria.



a) Prisma de três blocos



b) Prisma colocado da prensa



c) Todos os prismas executados

Figura 3.4 – Ensaio de compressão de prismas

Para cada modelo executado são construídos dois prismas, totalizando 36 exemplares, ensaiados segundo a NBR 8215:1983. O capeamento é feito com enxofre e

utiliza-se para a determinação da tensão de ruptura a máquina hidráulica ELE-Autotest 2000, empregando-se uma velocidade de carregamento de 1 kN/s.

A Tabela 3.13 mostra os resultados obtidos para o ensaio de compressão dos prismas de três blocos, lembrando que todos eles são apenas referidos à área bruta.

Tabela 3.13 – Força de ruptura e tensão última dos prismas de três blocos

	Força (kN)	Tensão (MPa)
Média	60,9	13,59
Máximo	80,9	18,04
Mínimo	45,0	10,04
Desvio Padrão	9,31	2,08
Coef. de Variação	15,29%	15,29%

3.3.3. MINI-PAREDES

Os corpos-de-prova assim denominados são paredes de alvenaria estrutural com dimensões pré-definidas, também chamadas por outros autores de “paredinhas”. Apesar da norma brasileira NBR 8.949:1985 definir um corpo-de-prova de paredes de alvenaria estrutural, adota-se nesta pesquisa um com dimensões menores, os quais são idênticos aos utilizados por Capuzzo Neto (2005). As dimensões adotadas para as mini-paredes são, portanto, 0,40 m x 0,40 m o que equivale a 1,20 x 1,20 em escala natural. Capuzzo Neto (2005) destaca que essas dimensões são recomendadas pela RILEM.

São ensaiados no total seis exemplares para a determinação da resistência à compressão e o módulo de deformação da alvenaria na direção normal à junta de assentamento. O módulo de deformação é calculado segundo as recomendações do ACI 530-92 (1995), admitindo-se o intervalo entre 5% e 33% da tensão de ruptura.

Antes da aplicação da força sem interrupções, realiza-se o escorvamento do corpo-de-prova, isto é, aplicação de alguns ciclos com uma força de aproximadamente 10% da prevista para a ruptura, com o objetivo de acomodação da instrumentação.

A Figura 3.5 mostra o corpo-de-prova adotado com suas dimensões médias e a instrumentação adotada (igual para as duas faces).

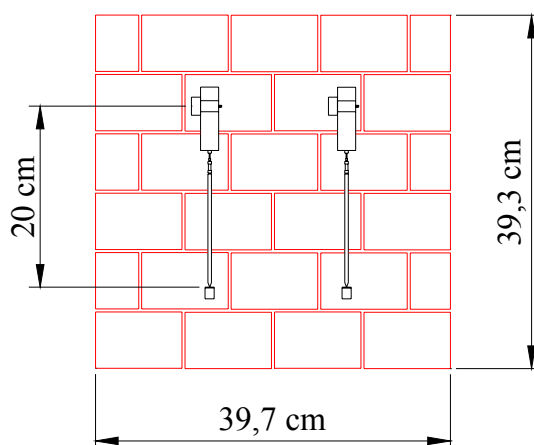


Figura 3.5 – Esquema da instrumentação utilizada nas mini-paredes

Na Figura 3.6 visualiza-se a condição de ensaio da mini-parede, onde pode ser observada a existência de um perfil de aço no topo do corpo-de-prova garantindo rigidez suficiente para que o carregamento seja considerado uniformemente distribuído.

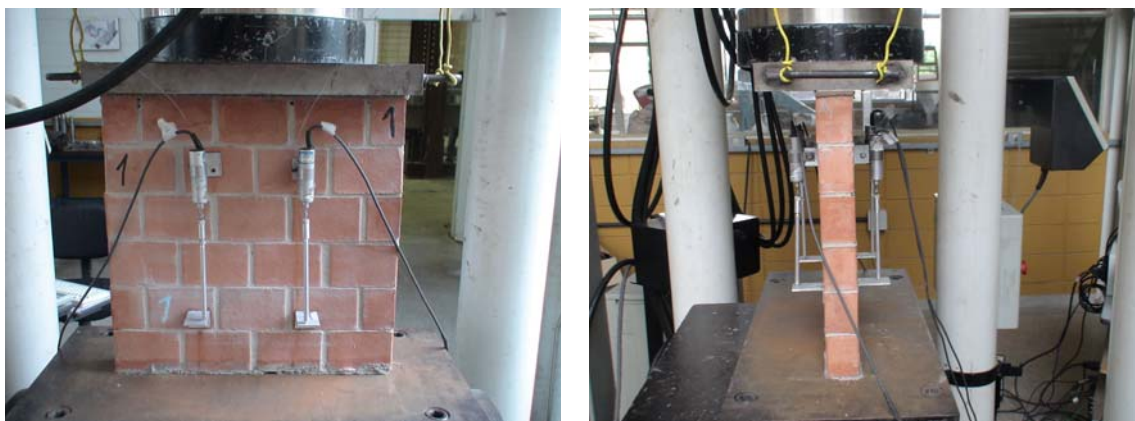


Figura 3.6 – Fotos do ensaio das mini-paredes

Os ensaios são realizados na máquina INSTRON e para a leitura dos dados é utilizado o sistema de aquisição SYSTEM 5000. Os deslocamentos relativos, para determinação das deformações na direção vertical, são medidos por transdutores de deslocamentos à base de extensômetros com curso de 10 mm.

A força é aplicada na mini-parede de maneira que o pistão da máquina se desloque a uma velocidade de 0,01 mm/s. Com o intuito de se evitar uma ruptura brusca, a velocidade é reduzida pela metade quando próximo à ruptura.

A Tabela 3.14 apresenta os resultados obtidos para a força de ruptura, a tensão correspondente referida à área bruta, o módulo de deformação e a deformação na ruptura para os seis corpos-de-prova ensaiados.

Tabela 3.14 – Resultados dos ensaios de mini-paredes

Mini-parede	Força (kN)	Tensão (MPa)	Mód. de deformação (MPa)	Deformação na ruptura
P-1	169,0	9,21	7603,6	-2,07 ‰
P-2	157,0	8,55	8147,1	-1,79 ‰
P-3	127,0	6,92	10382,0	-1,71 ‰
P-4	138,6	7,55	5375,6	-2,00 ‰
P-5	120,3	6,55	6125,7	-1,77 ‰
P-6	152,9	8,33	5118,3	-7,94 ‰*
Média	144,1	7,85	7125,4	-1,87 ‰
Desvio Padrão	18,7	1,02	1998,4	0,16
Coef. de Variação	12,98%	12,98%	28,05%	8,46%

*não considerado no cálculo da média, do desvio padrão e do coef. de variação, pois trata-se de um valor espúrio.

Um conceito muito importante quando se trata da influência da resistência dos blocos na resistência à compressão das paredes é a “eficiência”, ou seja, a relação entre a resistência da parede e a do bloco que a compõe. Neste trabalho a eficiência encontrada é 0,26.

A Figura 3.7 mostra os diagramas tensão x deformação das seis mini-paredes, ilustrando as evoluções das deformações médias na direção vertical em relação à tensão média aplicada para cada uma delas.

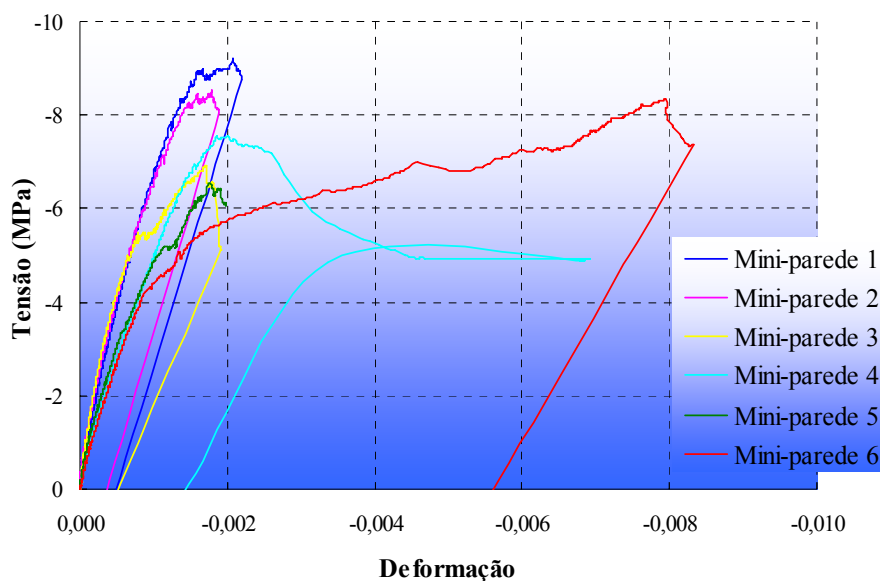


Figura 3.7 – Diagrama tensão x deformação das mini-paredes

Observa-se em quase todos os casos um comportamento praticamente linear até cerca de 75%, em média, da tensão de ruptura, com perda expressiva de rigidez a partir desse nível de tensão. Esse limite de 75% é também indicado por Hendry (1981) para a alvenaria de unidades cerâmicas.

A Figura 3.8 exibe mini-paredes após a ruína, ilustrando as formas usuais de ruptura para os exemplares ensaiados. Podem ser observadas fissuras verticais em sua extensão, destacando-se que, de maneira geral, as mini-paredes têm uma ruptura típica por compressão axial, exceto quando ocorrem fatores externos (excentricidade do carregamento) ou internos (variabilidade heterogênea de rigidez do material) que levem a uma ruptura excêntrica.



a) Mini-parede após ruína

b) Fissuras típicas

c) Detalhe de fissura comum

Figura 3.8 – Mini-paredes após a ruína

3.3.4. GRAUTE PARA CINTAS

O graute utilizado nas cintas localizadas no topo de todos os modelos possui o traço em massa de 1:0,76:1,24 (cimento; areia; pedrisco) com relação água/cimento igual a 0,37, além de 0,9% de aditivo superplastificante. O cimento é do tipo ARI – Plus, a areia é a mesma utilizada para a argamassa e possui granulometria muito fina, conforme caracterizada anteriormente. O pedrisco (6,3 mm) é de origem basáltica e o aditivo é o Glenium 51.

Este é um traço empregado em outros programas de pesquisa em que se obtém uma resistência acima de 50 MPa aos 28 dias. A necessidade de tal valor justifica-se pela opção de se empregar um graute com resistência no mínimo igual à do material cerâmico, cerca de 60 MPa na área líquida.

A Tabela 3.15 mostra os resultados obtidos para a resistência à compressão do graute.

Tabela 3.15 – Resistência à compressão do graute para as cintas

	Força (kN)	Tensão (MPa)
Média	743,6	94,67
Máximo	773,0	98,42
Mínimo	713,8	90,88
Desvio Padrão	26,3	3,35
Coef. de Variação	3,54%	3,54%

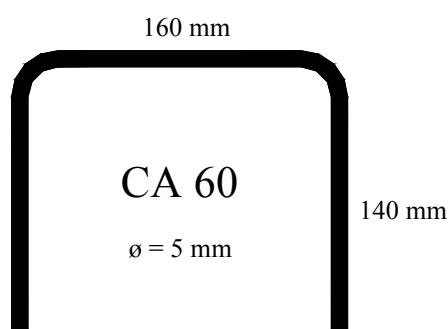
Também é obtida a massa unitária média igual a 2,45 kg/m³.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ENRIJECEDORES

3.4.1. GRAMPOS

A NBR 10.837:1989 especifica que o diâmetro da armadura longitudinal não deve exceder a metade da espessura da camada de argamassa na qual a barra será colocada. Como usualmente essa espessura é de 1 cm, os grampos normalmente são de 5 mm.

A Figura 3.9 mostra as dimensões usuais para grampos utilizados em ligações de paredes de alvenaria em escala natural.



a) Dimensões do grampo

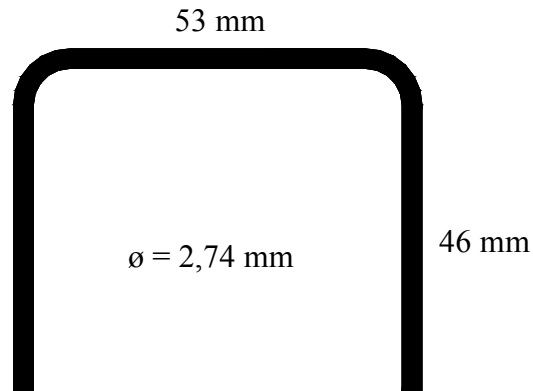


b) Foto de um grampo de 5 mm - CA 60

Figura 3.9 – Grampo utilizado normalmente em escala natural

Fonte: SILVA (2003)

Para o presente trabalho, preserva-se a mesma proporção dos grampos utilizados normalmente, apenas reduzindo para escala 1:3. A Figura 3.10 apresenta a forma e as dimensões dos grampos metálicos utilizados no programa experimental.



a) Dimensões dos grampos em escala 1:3



b) Grampo utilizado



c) Referência da dimensão do grampo

Figura 3.10 – Detalhes do grampo utilizado nas ligações

Os grampos utilizados no programa experimental são ensaiados à tração com deformação controlada no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Mecânica da EESC-USP segundo a norma ASTM E8M (2000).

- Até o início do escoamento: $v = 3 \text{ mm / min}$
- Após o início do escoamento até a ruptura: $v = 5 \text{ mm / min}$

Os resultados para as tensões de limite de resistência e de escoamento, além do módulo de elasticidade do aço, estão apresentados na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Tensões limites e Módulo de Elasticidade do aço para os grampos

Corpo-de-prova	f_r (MPa)	f_e (MPa)	Mód. de Elasticidade (MPa)
1	463,2	328,7	279904,4
2	439,4	345,0	205480,5
3	440,5	365,6	209171,7
4	465,3	379,2	285784,6
5	467,1	370,7	293459,7
6	463,2	385,1	279929,3
7	463,2	372,5	279918,2
8	460,4	372,6	268753,1

Onde,

f_r = Limite de resistência do material

f_e = Limite de escoamento do material

A Tabela 3.17 mostra as leituras feitas antes e depois do escoamento do material até o limite de resistência.

Tabela 3.17 – Ensaio de tração no aço utilizado para os grampos

Corpo-de-prova	D_0 (mm)	D_F (mm)	L_0 (mm)	L_F (mm)	S_0 (mm ²)	Estricção	Alongamento
1	2,74	1,44	50,00	61,04	5,90	72,40%	22,08%
2	2,74	1,45	50,00	60,27	5,90	72,01%	20,54%
3	2,74	1,46	50,00	61,84	5,90	71,62%	23,60%
4	2,74	1,32	50,00	62,17	5,90	76,81%	24,34%
5	2,74	1,36	50,00	61,08	5,90	75,38%	22,16%
6	2,74	1,34	50,00	59,73	5,90	76,10%	19,46%
7	2,74	1,33	50,00	60,84	5,90	76,45%	21,68%
8	2,74	1,30	50,00	59,95	5,90	77,50%	19,90%

Onde,

D_0 = Diâmetro inicial da seção

D_F = Diâmetro final da seção

L_0 = Comprimento inicial entre marcas (base de medida)

L_F = Comprimento final entre marcas (base de medida)

S_0 = Área inicial da seção reta do corpo-de-prova

A Figura 3.11 apresenta o gráfico tensão x deformação dos oito corpos-de-prova de aço ensaiados à tração.

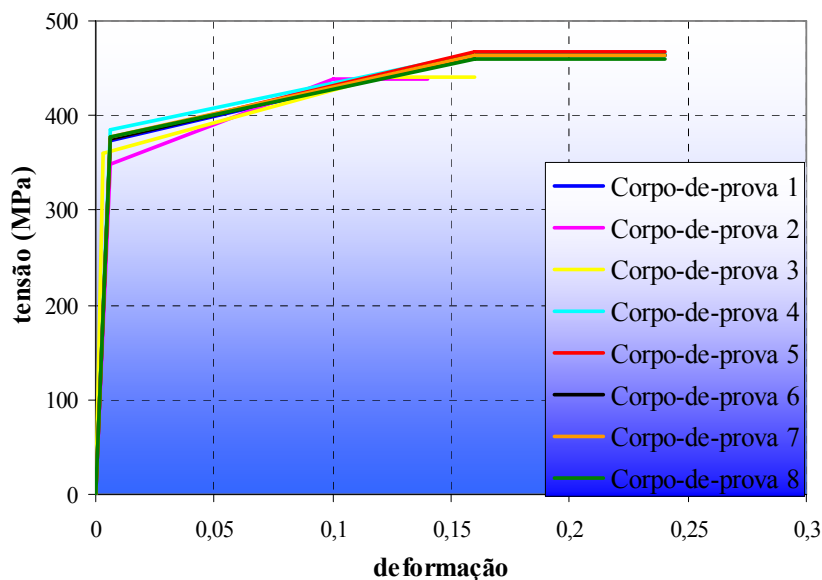


Figura 3.11 – Gráfico tensão x deformação dos grampos de aço

3.4.2. GRAUTE PARA LIGAÇÕES COM GRAMPOS

O graute utilizado para as ligações com grampos é bem semelhante ao usado para as cintas, sendo traço em massa de 1:0,76:1,24 (cimento; areia; pedrisco) com relação água/cimento igual a 0,37. Apenas se diferencia pelo fato de ser ligeiramente mais fluido, sendo usado, portanto, 1,1% de aditivo superplastificante Glenium 51. O cimento é do tipo ARI – Plus, a areia é a mesma utilizada para a argamassa e o pedrisco (6,3 mm) é de origem basáltica. Este é um traço empregado em outros programas de pesquisa em que se obtém uma resistência acima de 50 MPa aos 28 dias. A necessidade de tal valor justifica-se pela opção de se empregar um graute com resistência no mínimo igual à do material cerâmico, cerca de 60 MPa na área líquida.

A Tabela 3.18 mostra os resultados encontrados para a resistência à compressão do graute utilizado.

Tabela 3.18 – Resistência à compressão do graute para ligações com grampos

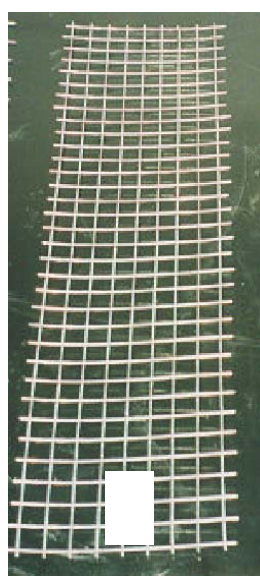
	Força (kN)	Tensão (MPa)
Média	125,1	63,70
Máximo	143,8	73,24
Mínimo	101,6	51,74
Desvio Padrão	19,8	10,07
Coef. de Variação	15,81%	15,81%

3.4.3. TELAS

Com relação às telas, apenas é apresentado um breve comentário sobre seu aspecto geométrico, pois não há uma caracterização mais profunda de suas propriedades mecânicas.

As telas metálicas soldadas encontradas no mercado nacional possuem dimensões padronizadas para os blocos e paredes de edifícios usuais. Como referência para o trabalho destacam-se as telas de arame galvanizado de malha quadrada de 15 mm e fio de 1,65 mm (# 15 mm – Ø 1,65 mm).

A Figura 3.12a mostra uma foto de um exemplo de tela metálica (120 mm x 500 mm) utilizada em amarração de alvenaria e a Figura 3.12b especifica as dimensões disponíveis no mercado de um mesmo fornecedor.



a) Exemplo de tela

LARGURA DO BLOCO OU ESPESSURA DA PAREDE	DIMENSÕES DA TELA largura x comprimento (mm)
140 mm	120 x 500
120 mm	105 x 500
90 mm	75 x 500
70 mm	60 x 500

b) Tabela com dimensões comercializadas pelo fabricante

Figura 3.12 – Especificações das telas metálicas comercializadas

Práticas usuais de projeto recomendam o uso de telas com comprimento mínimo equivalente a duas vezes a modulação adotada além da espessura da parede, como mostra o exemplo da Figura 3.13.

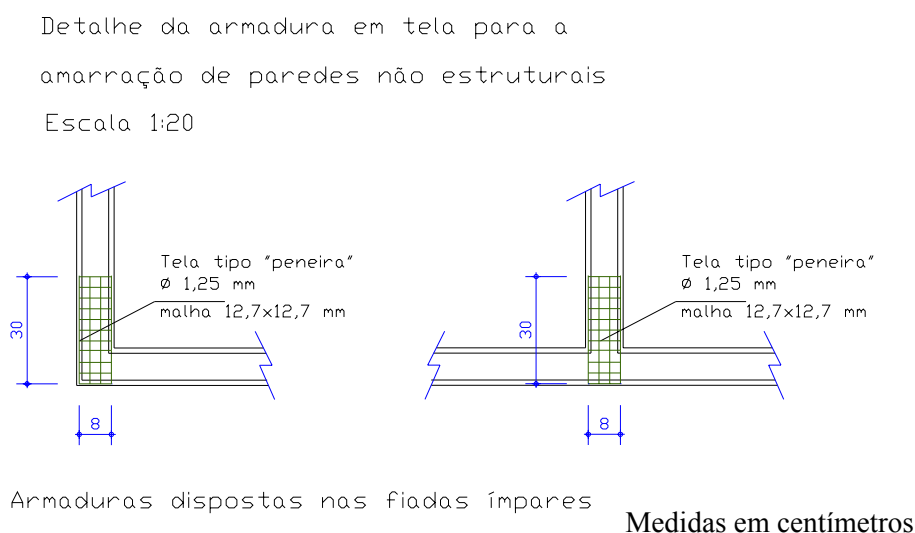


Figura 3.13 – Exemplo de detalhe da armadura em tela (modulação de 10 cm)

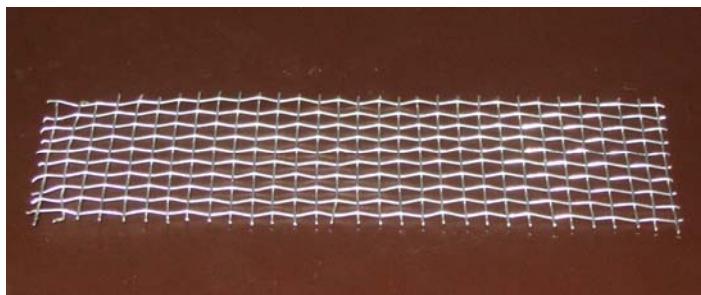
Fonte: CORRÊA (2006)

Os blocos utilizados no presente trabalho em escala 1:3 equivalem na escala natural às dimensões de 140 mm de largura por 290 mm de comprimento, ou seja, modulação de 15 cm. No caso em que se utiliza essa modulação, a tela recomendada na escala natural deve ter comprimento mínimo de 440 mm, portanto, 147 mm na escala 1:3.

Com base nas opções dadas pelo fornecedor, se o trabalho estivesse sendo realizado em escala natural, optaria-se pela tela 120 mm x 500 mm (Figura 3.13), o que equivale a exatamente 40 mm x 167 mm na escala 1:3.

Como os modelos do presente trabalho são em escala reduzida, as telas encontradas no mercado mais próximas das dimensões descritas acima são comercializadas como peneiras. Trata-se de telas metálicas onduladas (não-soldadas), ou seja, os fios são entrelaçados ou justapostos criando uma malha íntegra.

A Figura 3.14 mostra o tipo de tela utilizada. Trata-se de uma tela de arame galvanizado de malha quadrada de 4 mm e fio de 0,70 mm (# 4 mm – Ø 0,70 mm).



a) Foto da tela utilizada

LARGURA DO BLOCO	DIMENSÕES DA TELA (mm)
47 mm	40 x 147

b) Dimensões da tela utilizada

Figura 3.14 – Especificações da tela utilizada no programa experimental

Observa-se que o fato dessas telas não serem soldadas pode levar a uma menor ancoragem dos fios com a argamassa ocasionando escorregamento prematuro das telas. Portanto, pode-se considerar que o tipo de tela empregado no programa experimental está num limite inferior ao utilizado normalmente em obras de alvenaria.

3.5. SÍNTESE

Neste capítulo foram apresentadas as características e propriedades dos principais materiais utilizados na construção dos modelos físicos. A partir de todo o controle quantitativo e qualitativo desses materiais pode-se definir o modelo utilizado para programa experimental.

No capítulo 4 serão abordados os ensaios que estão mais diretamente ligados à análise deste trabalho.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

Conforme o modelo físico de parede H com cinco fiadas, desenvolvido por Capuzzo Neto (2005), ilustrado pela Figura 4.1, desenvolve-se um programa experimental em escala reduzida (1:3), no qual são estudadas três situações diferentes.

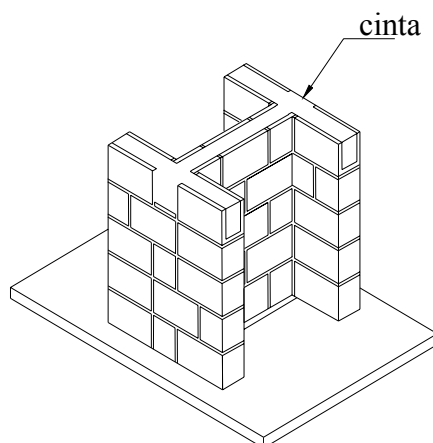


Figura 4.1 – Modelo físico desenvolvido por Capuzzo Neto (2005)

A primeira situação corresponde à amarração direta, cujo modelo é homólogo ao de Capuzzo Neto (2005). Este, inclusive, serve de parâmetro de referência para eventual comparação com os resultados obtidos no presente trabalho.

A segunda, baseada no mesmo modelo, diferencia-se pelo fato da amarração ser indireta, sendo a ligação feita com o uso de telas dispostas uma em cada fiada, num total de quatro em cada encontro da parede central com os flanges.

A terceira situação também corresponde à amarração indireta, porém com o uso de grampos metálicos ancorados em furos adjacentes grauteados para enrijecimento da interface vertical. Nesta situação também se utiliza um grampo em cada fiada, totalizando quatro em cada interface de paredes.

Este programa experimental é realizado com o objetivo de comparar a eficiência das diferentes formas de enrijecer os encontros de paredes. Para cada situação estudada são produzidos seis modelos, totalizando dezoito para os três grupos.

4.2. MODO DE EXECUÇÃO DOS MODELOS

4.2.1. PRODUÇÃO DAS LAJES DE APOIO

Primeiramente são construídas lajes com 3 cm de espessura nas quais os modelos se apóiam. Essas lajes são maciças de concreto armado com uma abertura central, localizada baixo da alma, para gerar condições de apoio apenas sobre as abas, conforme mostra a Figura 4.2.

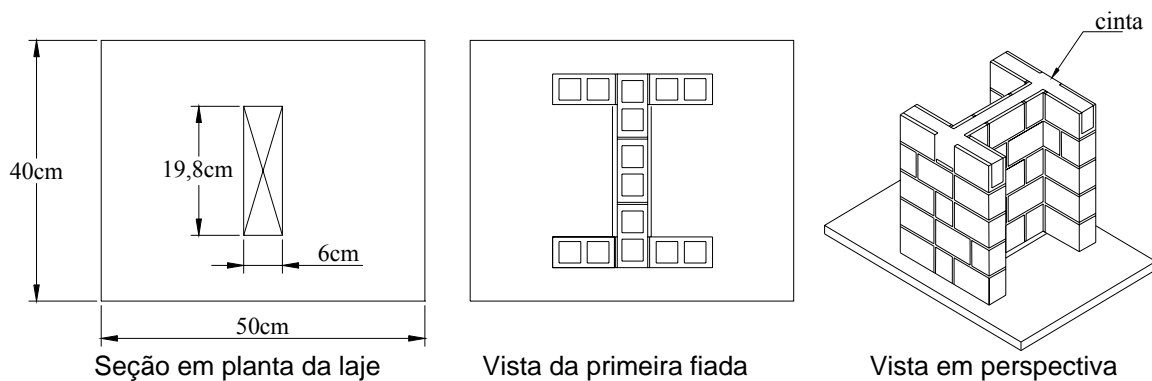


Figura 4.2 – Laje vazada e posição para a construção do modelo

Fonte: CAPUZZO NETO (2005)

O concreto para produção dessas lajes é um microconcreto com traço em massa de 1:1,94:2,06 (cimento; areia; pedrisco), relação água/cimento igual a 0,65. O cimento utilizado

é do tipo ARI-Plus, a areia é mesma utilizada para as argamassas, caracterizada no capítulo 3 e o pedrisco é de origem basáltica com diâmetro máximo de 6,3 mm.

Para a armadura longitudinal emprega-se a tela soldada de malha quadrada de espaçamento igual a 5 cm e fios com diâmetro de 2,5 mm, como ilustra a Figura 4.3.

Realizam-se duas concretagens e, para cada uma delas, são moldadas nove lajes e retirados seis corpos-de-prova cilíndricos (5 cm x 10 cm) que garantem o controle da resistência à compressão. Obtém-se resistência média aos 28 dias de 38,47 MPa para a primeira concretagem e 36,96 MPa para a segunda.



Figura 4.3 – Fôrmas e armaduras das lajes

4.2.2. PRODUÇÃO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

Para a execução dos modelos é utilizado sempre o mesmo traço de argamassa – 1:0,5:4,5 (cimento; cal; areia) – em volume. O cimento empregado é o CP II E – 32, a cal hidratada CH III e a areia com granulometria fina, caracterizada no capítulo 3. A relação água/cimento, previamente definida em 1,2 como valor de referência, varia, conforme as condições climáticas do período da construção. Opta-se por determiná-la de modo a se obter a trabalhabilidade desejada pelo pedreiro.

Em cada exemplar é produzido um volume de argamassa com quantidade suficiente para sua execução e, ainda, para dois prismas de três blocos, três corpos-de-prova cilíndricos

(5 cm x 10 cm) e um ensaio de consistência. A Figura 4.4 mostra o corpo-de-prova cilíndrico (5 cm x 10 cm) utilizado para a determinação da resistência à compressão da argamassa.



Figura 4.4 – Corpo-de-prova da argamassa de assentamento

4.2.3. EXECUÇÃO DOS MODELOS

Para a execução dos modelos é utilizado um conjunto de gabaritos em alumínio para garantia das dimensões, do esquadro, do nível e do prumo para todas as paredes (Figura 4.5). Dois gabaritos iguais interligados por régua são necessários para a execução dos flanges (Figura 4.5a). Sua correta utilização, assim como a qualidade da mão-de-obra empregada, é de fundamental importância para garantir as dimensões dos elementos, uma vez que a má execução do modelo pode gerar excentricidades e distorções indesejáveis para que o ensaio seja bem desenvolvido.

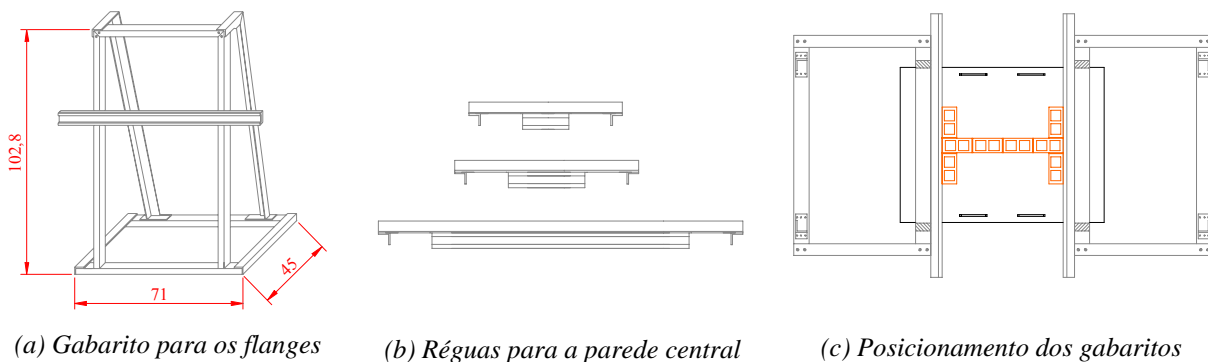


Figura 4.5 - Conjunto de gabaritos em alumínio

A Figura 4.6 ilustra as dimensões e a disposição das fiadas dos modelos com amarração direta (M AD). Como se observa através das plantas e elevações dos modelos, a primeira fiada é composta somente por blocos inteiros e a parede central se interpenetra ao flange nas fiadas 1 e 3. A 5ª fiada é composta por blocos canaleta de mesmas dimensões que os blocos inteiros e nela é executada uma cinta grauteada com armadura construtiva, o que também caracteriza uma amarração direta.

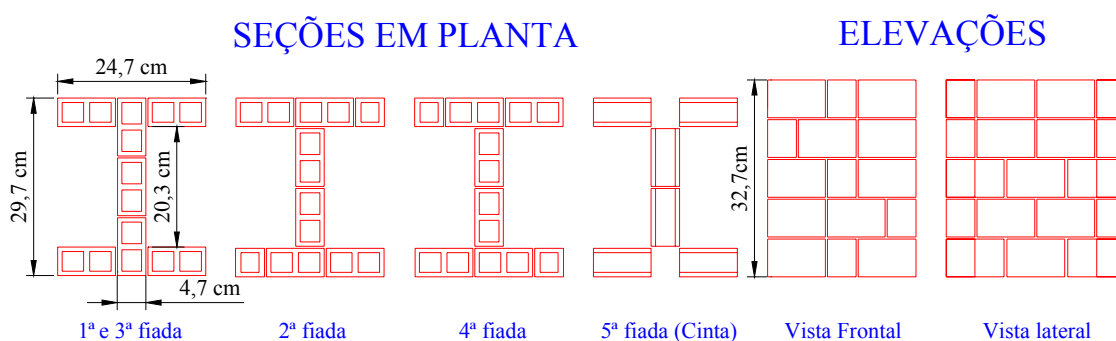


Figura 4.6 – Disposição das fiadas e dimensões dos modelos com amarração direta (M AD)

Já para a amarração indireta, tanto para o uso de tela (M AI-T) quanto para o caso de grampos (M AI-G), os modelos seguem outra disposição de blocos. Como mostra a Figura 4.7, a parede central agora não penetra o flange em nenhuma fiada, exceto na 5ª, onde há a cinta idêntica ao modelo com amarração direta.

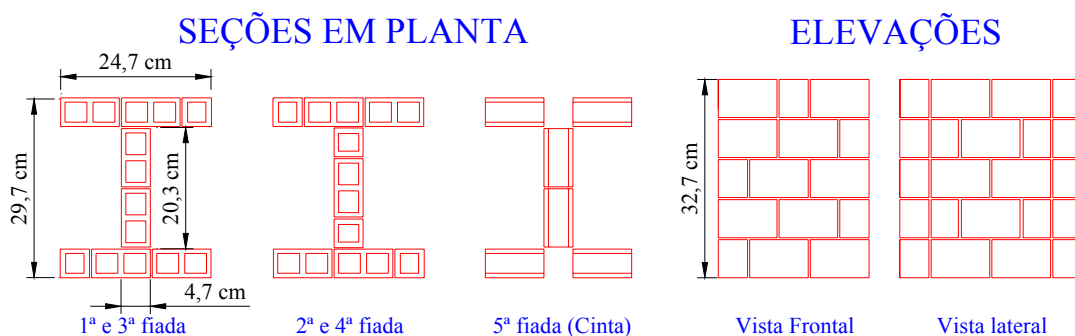


Figura 4.7 – Disposição das fiadas e dimensões dos modelos com amarração indireta (M AI-T e M AI-G)

Para as três situações, todos os exemplares são construídos de maneira similar, de modo que as etapas de execução podem ser descritas genericamente, apenas observando suas particularidades quando estas forem relevantes. Também é importante ressaltar que todos os exemplares são executados pelo mesmo pedreiro para minimizar a variação decorrente da mão-de-obra.

A construção de cada amostra inicia-se preenchendo a abertura da laje com areia úmida, a qual fornece suporte para a parede central na fase de execução. Para a realização do ensaio, essa areia pode ser facilmente retirada permitindo o deslocamento livre da base da parede central.

Apesar do bloco não apresentar uma taxa de absorção inicial (IRA) acima dos limites recomendados, conforme descrito no capítulo 3, os mesmos são imersos na água antes do seu assentamento por causa da dificuldade encontrada pelo pedreiro em trabalhar com a unidade na umidade natural. Acredita-se que devido ao pequeno volume da junta de argamassa, ela seja mais sensível à sucção de água pelo bloco, perdendo mais facilmente sua trabalhabilidade.

Para a execução da 1ª fiada, previamente se assenta uma camada de argamassa, que pode variar em espessura permitindo o ajuste do nível dos blocos. A altura e o comprimento dos modelos são controlados através dos gabaritos já descritos anteriormente, garantindo-se a espessura cujo valor ideal é de 3,3 mm. Em virtude da dificuldade de se manter essa espessura, admite-se um valor máximo 5 mm.

Como dito anteriormente, são construídos seis exemplares para cada uma das três situações investigadas, sendo que para cada exemplar são feitos dois prismas de três blocos para controle da resistência à compressão da alvenaria, totalizando 36 prismas.

A Figura 4.8 ilustra todas as etapas de assentamento dos blocos para a construção dos modelos com amarração direta.



a) Posicionamento do gabarito



b) Argamassa para primeira fiada



c) Execução da primeira fiada



d) Evolução da construção



e) Construção da última fiada (cinta)



f) Colocação do bloco canaleta (cinta)

Figura 4.8 – Etapas de assentamento dos blocos para a construção dos modelos físicos reduzidos

Os modelos com amarração indireta M AI-T seguem as mesmas etapas descritas anteriormente, diferenciando-se apenas pela colocação de telas ao final de cada fiada. As telas são dispostas uma em cada extremidade da parede central, como mostra a Figura 4.9.

Conforme indicações realizadas no capítulo 3, as telas possuem comprimento de aproximadamente 15 cm. Como a parede central tem cerca de 30 cm de comprimento, esta fica totalmente coberta pelas duas telas necessárias em cada fiada (Figura 4.9b).

Depois de colocadas as telas, preenche-se a junta horizontal com argamassa cobrindo totalmente a malha (Figura 4.9d).



a) Colocação da tela



b) Detalhe das telas penetrando os dois flanges



c) Assentamento da argamassa



d) Argamassa cobrindo as telas

Figura 4.9 – Colocação das telas para ligação em amarração indireta

A execução dos modelos com amarração indireta M AI-G demandam um pouco mais de mão-de-obra e cuidados adicionais.

Após o assentamento de cada fiada, preenchem-se os dois furos com graute (Figura 4.10a e Figura 4.10b) e, logo em seguida, é inserido o grampo (Figura 4.10c e Figura 4.10d).

**a) Colocação do graute para ligação com grampo****b) Furo do bloco preenchido com graute****c) Colocação do grampo****d) Grampo já fixado ao graute****Figura 4.10 – Colocação dos grampos e do graute para ligação com amarração indireta**

São apresentadas na Figura 4.11, fotos de exemplares concluídos, apenas faltando a concretagem da cinta. Destaca-se a semelhança externa dos três diferentes tipos de modelos. A Figura 4.11a mostra um exemplar referente a um modelo com amarração indireta, podendo ser o M AI-T ou M AI-G, isto porque os dois são idênticos externamente. Já na Figura 4.11b, o exemplar ilustrado é um modelo com amarração direta (M AD).



a) Exemplar concluído com prisma



b) Espera para grauteamento da cinta

Figura 4.11 – Modelo físico executado

4.2.4. EXECUÇÃO DAS CINTAS

A armação das cintas seguiu as construções usuais, nas quais, geralmente utilizam-se duas barras de 8 mm ou uma barra de 10 mm. Como os modelos são em escala 1:3, isso equivaleria a duas barras de 2,5 mm ou uma barra de 3,2 mm, respectivamente. Contudo, por ser a barra de menor diâmetro encontrada comercialmente, utiliza-se apenas uma barra de aço CA – 60 de 4,2 mm, o que corresponderia na escala natural a uma barra de 12,5 mm.

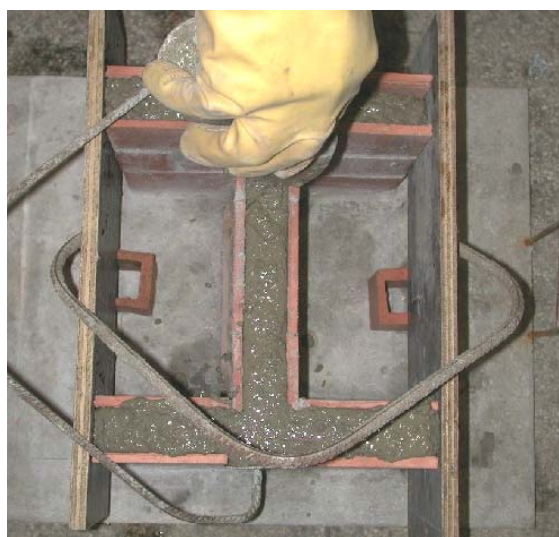
A Figura 4.12 mostra a disposição das armaduras com os ganchos para ancoragem e espaçadores que mantêm o cobrimento e regulariza a posição das barras.



Figura 4.12 – Armação das cintas

É produzido um graute (traço detalhado no capítulo 3) suficiente para preencher todas as cintas. Além disso, o volume também prevê a retirada de quatro corpos-de-prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) para controle da resistência à compressão.

Na Figura 4.13 é ilustrada a etapa do grauteamento das cintas, sendo que a Figura 4.13a mostra a colocação de fôrmas de madeira para fechamento das aberturas dos blocos canaleta e o preenchimento com graute. Já a Figura 4.13b mostra um exemplar com a cinta já grauteada após a retirada das fôrmas de madeira.



a) Fôrmas para fechamento das cintas



b) Exemplar com a cinta grauteada

Figura 4.13 – Grauteamento da cinta

A Figura 4.14 apresenta um exemplar já executado com uma referência das dimensões do modelo.



Figura 4.14 – Exemplar de um modelo executado

4.3. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS FINAIS

4.3.1. PROCEDIMENTOS ADOTADOS

A finalidade do ensaio é a determinação da resistência ao cisalhamento da interface vertical da alvenaria. Assim, o carregamento é aplicado apenas na parede central, a qual, por não ser apoiada em sua base, transfere todo ele para os flanges (Figura 4.15).

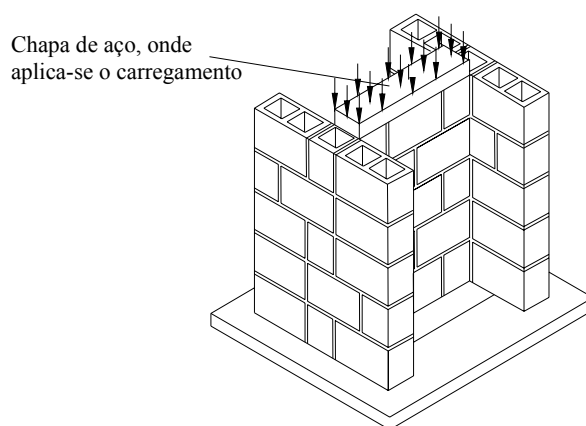


Figura 4.15 - Forma de aplicação do carregamento

Análogo ao de Capuzzo Neto (2005)

Na região de aplicação da força emprega-se uma placa metálica de 2,5 cm de espessura para possibilitar a distribuição uniforme do carregamento e, para que não haja concentração de tensões, ainda é feito capeamento da face de aplicação da carga com forro pacote, material bastante deformável e de grande facilidade de uso.

Antes do início da aplicação da carga é realizado o escorvamento prévio com o objetivo de promover a acomodação da estrutura e dos instrumentos instalados. Esse escorvamento consiste na aplicação de carga até cerca de 10% do valor previsto de ruptura, em ciclos iniciais. Cabe notar que, para o ensaio ser considerado válido, a ruptura deve ocorrer por cisalhamento das ligações das paredes.

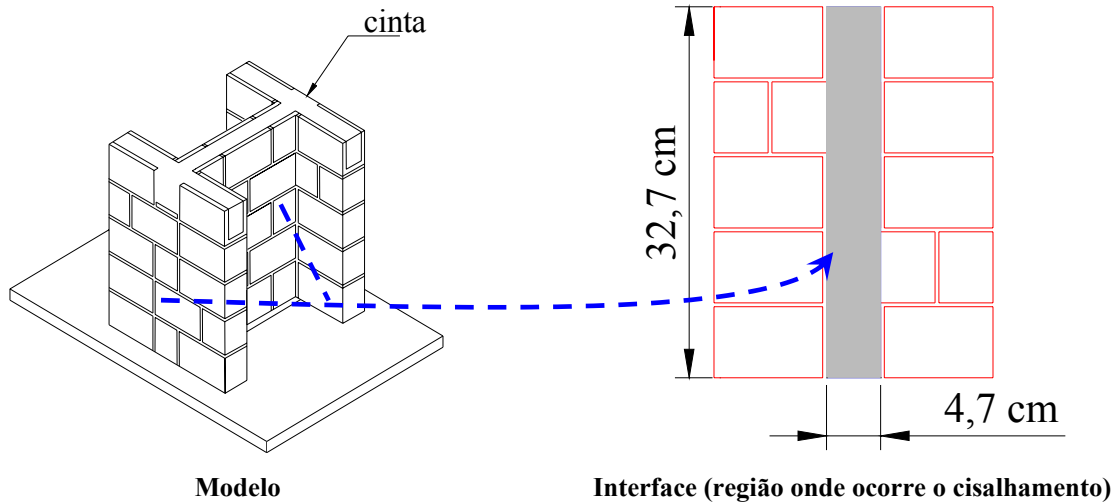


Figura 4.16 – Área de interseção entre a parede central com o flange

Considera-se que a resistência média ao cisalhamento seja igual à razão da força de ruptura do modelo pela área das interfaces verticais (Figura 4.16), conforme a seguinte equação:

$$f_{\text{vert}} = \frac{F_{\text{ruptura}}}{A_{\text{interseção}}} = \frac{F_{\text{ruptura}}}{2 \cdot h \cdot e}$$

onde,

f_{vert} = resistência média ao cisalhamento vertical da alvenaria;

F_{ruptura} = força de ruptura do modelo;

$A_{\text{interseção}}$ = área das interfaces;

h = altura do modelo;

e = espessura da parede.

Para o modelo do presente trabalho:

$$h = 32,7 \text{ cm}$$

$$e = 4,70 \text{ cm}$$

$$\text{Logo, } A_{\text{interseção}} = 2 \times (32,7 \times 4,7) = 307,38 \text{ cm}^2 = 30738 \text{ mm}^2$$

4.3.2. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os ensaios dos modelos são realizados utilizando-se pórtico de reação com capacidade de carga estática de 2500 kN e um atuador hidráulico servo controlado da marca INSTRON modelo 8506 (Figura 4.17) com célula de carga estática de 5000 kN. O atuador permite a aplicação do carregamento com controle de deslocamento do pistão. A velocidade inicial de carregamento é de 0,01 mm/s. Ao se aproximar de 50% da força de ruptura prevista, a velocidade é reduzida para 0,005 mm/s, sendo que nas proximidades da ruptura reduz-se novamente para 0,002 mm/s. Utiliza-se uma baixa velocidade de carregamento para permitir a retirada da força aplicada imediatamente após o momento da ruptura (modo frágil), evitando-se danificar os equipamentos instalados nos exemplares. Os deslocamentos relativos são medidos por transdutores de deslocamentos à base de extensômetros com curso de 10 mm. Para a realização das leituras dos dados é utilizado o sistema de aquisição SYSTEM 5000.

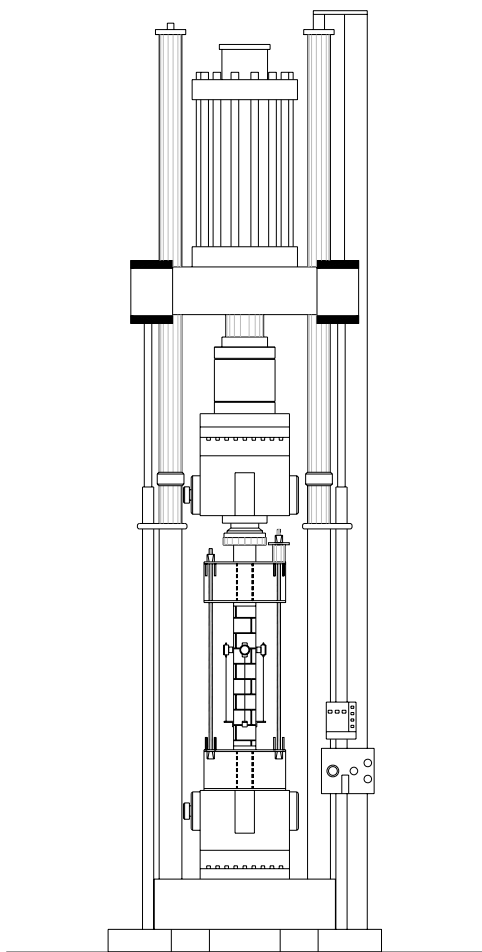


Figura 4.17 – Pórtico de reação e atuador hidráulico servo controlado da marca INSTRON

A instrumentação dos modelos é idêntica para as três situações estudadas (amarração direta, amarração indireta com telas e amarração indireta com grampos grauteados). Na Figura 4.18 visualiza-se o esquema da instrumentação em todas as faces do modelo e a Figura 4.19 mostra as fotos no instante da realização do ensaio com toda a sua instrumentação.

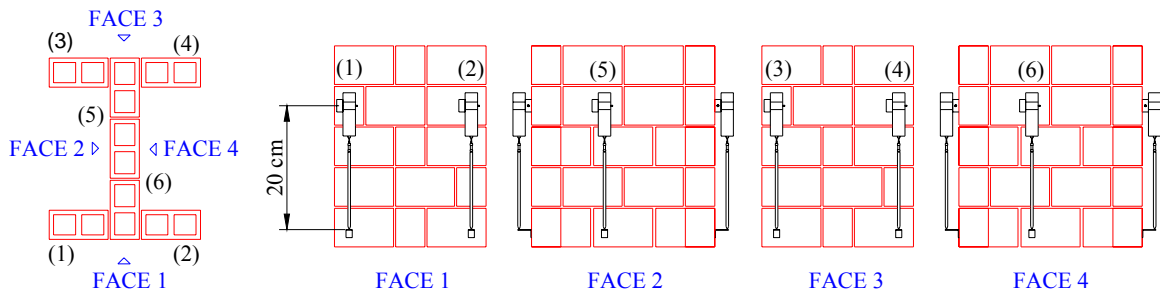
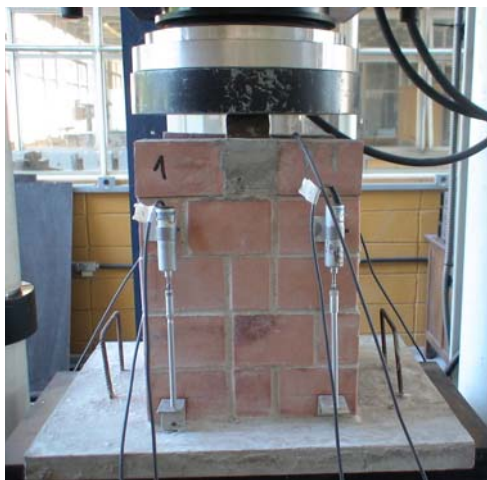


Figura 4.18 – Esquema da instrumentação dos modelos (Esc 1:3)



Face 1



Face 2



Face 3



Face 4

Figura 4.19 – Fotos da instrumentação padrão de todos os modelos

4.4. SÍNTESE

O programa experimental foi todo descrito e ilustrado nos itens anteriores, desde a execução até a realização dos ensaios dos modelos físicos.

O número de exemplares para as amostras adotadas no programa experimental desenvolvido é representativo para a conclusão do trabalho. Além disso, os equipamentos utilizados e a forma de execução dos ensaios mostram-se adequados para a obtenção de resultados confiáveis.

Os resultados e análises experimentais serão detalhadamente apresentados no próximo capítulo.

RESULTADOS E ANÁLISES

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se uma exposição de todos os resultados obtidos para os ensaios de ruptura dos modelos físicos e uma análise detalhada do comportamento de cada um dos três tipos de ligações estudadas.

Depois de descritos os resultados para cada tipo de ligação, são realizados testes baseados em métodos estatísticos para a avaliação comparativa dos vários modelos, com destaque para as eventuais diferenças significativas entre eles.

5.2. MODELOS COM AMARRAÇÃO DIRETA (M AD)

A Tabela 5.1 apresenta os resultados relativos aos ensaios dos seis modelos de amarração direta. Nessa tabela são descritos, para cada exemplar ensaiado, a força de ruptura, a resistência ao cisalhamento (f_{vert}) e as resistências médias à compressão da argamassa e do prisma de três blocos. Também é indicada a força necessária para o surgimento das primeiras fissuras.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de modelos com amarração direta

Modelo	Surgimento das primeiras fissuras Força (kN)	Força de ruptura (kN)	Resistência ao cisalhamento (MPa)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	Resistência à compressão do prisma (MPa)
M 01 AD	42,00	92,30	3,00	8,95	11,73
M 02 AD	37,00	63,30	2,06	8,78	10,95
M 03 AD	40,00	78,60	2,56	8,84	13,57
M 04 AD	42,00	70,40	2,29	7,86	14,08
M 05 AD	39,00	82,30	2,68	7,35	11,46
M 06 AD	41,00	74,60	2,43	10,86	15,40
Média	40,17	76,92	2,50	8,77	12,87
Desvio Padrão	1,94	10,02	0,33	1,21	1,75
Coef. Variação	4,83%	13,02%	13,02%	13,74%	13,61%

A resistência média ao cisalhamento obtida é de 2,50 MPa. Este valor está próximo ao obtido por Capuzzo Neto (2005) para seu programa experimental com modelos idênticos, que foi de 2,76 MPa.

Os maiores coeficientes de variação obtidos são: 13,74% para a resistência à compressão da argamassa e 13,61% para os prismas, aceitáveis para estruturas de alvenaria.

Para efeito de comparação, se a parede central estivesse trabalhando isoladamente dos flanges e apoiada na base, a força média de ruptura, com base nos resultados das mini-paredes (capítulo 3), seria de 74,9 kN. Isso mostra que a resistência ao cisalhamento é significativa, uma vez que apresenta resultados com mesma ordem de grandeza.

Através do acompanhamento dos ensaios tenta-se compreender as formas de ruptura para o conjunto dos seis exemplares ensaiados. Observa-se que para todos eles os tipos de fissuração são similares.

Da mesma forma já observada por Capuzzo Neto (2005), pode-se caracterizar a ruptura dos modelos pelo cisalhamento da ligação das paredes.

Na Figura 5.1 são mostradas as fotos de todos os modelos com amarração direta após a ocorrência da ruptura.



Figura 5.1 – Fotos dos modelos com amarração direta após a ruptura

O padrão de ruptura pode ser resumido por:

- a) **Parede central:** fissuras inclinadas junto à interseção das paredes, causadas pelo cisalhamento (Figura 5.2).



a) Fissuras sem marcação no modelo M 05 AD



b) Fissuras realçadas no modelo M 05 AD

Figura 5.2 – Fissuras típicas na parede central (M AD)

- b) **Flanges:** fissuras verticais de mesma causa que as da parede central; e horizontais ao longo das juntas de argamassas, devidas à flexão (Figura 5.3).



a) Fissuras realçadas no modelo M 05 AD



b) Modelo após ruína no modelo M 02 AD

Figura 5.3 – Fissuras típicas nos flanges (M AD)

Os gráficos a seguir, exibidos nas Figuras 5.4 e 5.5, ajudam a compreender melhor o comportamento dos modelos durante a aplicação do carregamento. As curvas *força x deformação* mostram a evolução das deformações medidas pelos transdutores quando a parede central do modelo é comprimida.

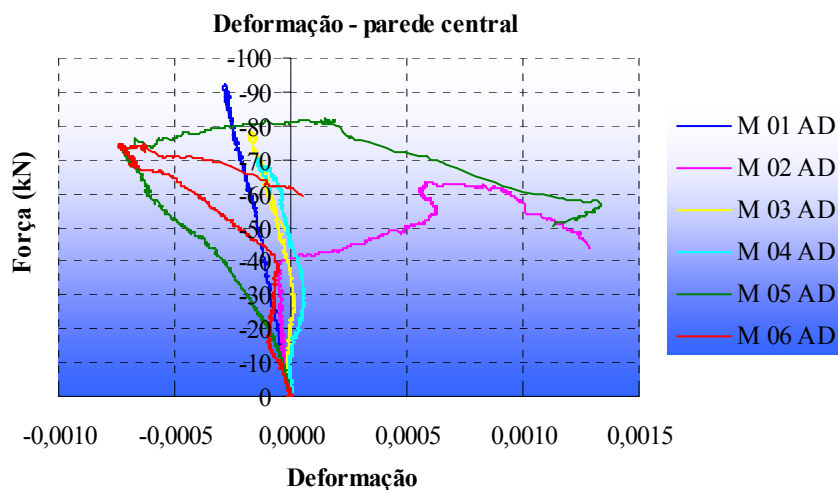


Figura 5.4 – Gráfico força x deformação na parede central (M AD)

O comportamento da parede central está ilustrado na Figura 5.4. Para a construção deste gráfico são consideradas as médias das leituras realizadas pelos transdutores de deslocamentos dispostos na parede central, conforme o esquema de instrumentação adotado, já descrito no capítulo 4 (Figuras 4.18 e 4.19). Neste caso, ao longo do ensaio, as deformações são predominantemente negativas antes da ruptura, o que caracteriza um encurtamento da parede, uma vez que o carregamento é diretamente nela aplicado.

O modelo M AD-2 apresenta um comportamento um pouco diferente, embora não se tenha percebido algum particular problema durante a execução do ensaio. Com base em análise estatística da amostra, cujos resultados são apresentados no apêndice A do presente trabalho, constata-se que esse modelo não deve ser descartado.

Com relação aos flanges, a Figura 5.5 apresenta as deformações em cada modelo durante o ensaio. O carregamento aplicado é excêntrico em relação aos flanges, dessa forma, como era de se esperar, há uma tendência a encurtamentos (deformações negativas) nos flanges bem no início do ensaio, até que a flexão se torne predominante originando alongamentos (deformações positivas). Ressalta-se que os instrumentos estão fixados nas faces externas dos flanges (faces 1 e 3), como ilustrado nas figuras 4.18 e 4.19.

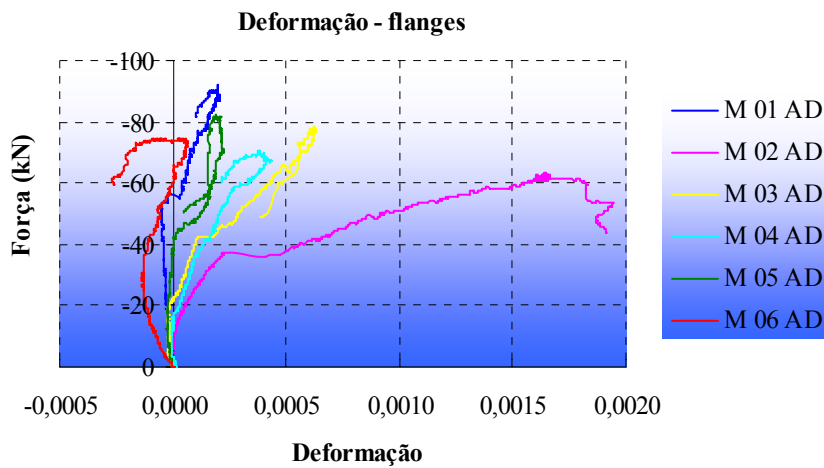


Figura 5.5 - Gráfico força x deformação nos flanges (M AD)

Também, como previsto, o deslocamento vertical do topo da parede central (Figura 5.6), apresenta um comportamento mais uniforme, ou seja, todos os exemplares possuem curvas muito próximas. Verifica-se uma tendência linear na fase inicial do ensaio e não se observa nenhuma variação brusca até o colapso.

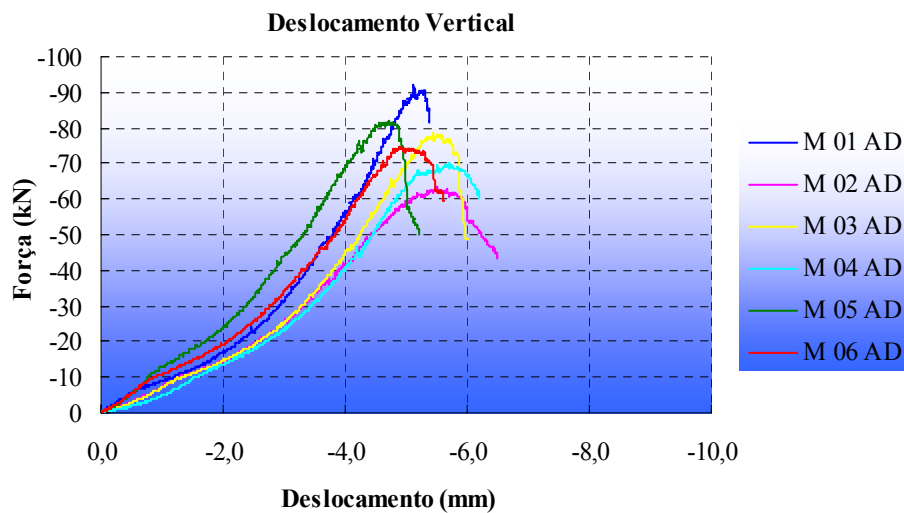


Figura 5.6 - Gráfico força x deslocamento vertical (M AD)

Um fato importante a ressaltar é o instante em que há surgimento das primeiras fissuras. Para esses modelos (M AD) isto acontece sob uma força de 40,17 kN, enquanto que a força de ruptura é de 76,92 kN. Portanto, a razão entre o início da fissuração e a força de ruptura é 0,52.

5.3. MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA - TELAS (M AI-T)

A Tabela 5.2 apresenta os resultados relativos aos ensaios dos seis modelos de amarração indireta, onde foram utilizadas telas como elementos para solidarização. Nessa tabela são descritos, para cada exemplar ensaiado, a força de ruptura, a resistência ao cisalhamento (f_{vert}) e as resistências médias à compressão da argamassa e do prisma de três blocos, além de indicada a força necessária para o surgimento das primeiras fissuras.

Tabela 5.2 - Resultados dos ensaios de modelos com amarração indireta com telas

Modelo	Surgimento das primeiras fissuras Força (kN)	Força de ruptura (kN)	Resistência ao cisalhamento (MPa)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	Resistência à compressão do prisma (MPa)
M 01 AI-T	45,00	51,70	1,68	9,71	13,73
M 02 AI-T	35,00	38,70	1,26	10,58	15,95
M 03 AI-T	38,00	46,50	1,51	8,90	13,59
M 04 AI-T	33,00	41,10	1,34	11,36	18,04
M 05 AI-T	37,00	43,10	1,40	10,08	12,98
M 06 AI-T	31,00	36,00	1,17	10,25	14,95
Média	36,50	42,85	1,39	10,15	14,87
Desvio Padrão	4,89	5,64	0,18	0,83	1,88
Coef. Variação	13,39%	13,16%	13,16%	8,15%	12,66%

O valor médio da resistência ao cisalhamento para este tipo de ligação é de 1,39 MPa, cerca de 56% da resistência dos modelos com amarração direta, o que significa uma diferença considerável. Esse fato já era esperado, ou seja, uma eficiência menor da amarração indireta.

Apesar dessa grande perda de resistência última ao cisalhamento com relação à amarração direta, é importante observar que as primeiras fissuras surgem com tensões próximas a 1,15 MPa, cerca de 83% da resistência final, enquanto que para o M AD as fissuras iniciam próximas a 1,30 MPa, 52% do valor de ruptura correspondente. Percebe-se com esse fato que, apesar do ganho dos estados limites últimos do M AD, para o serviço, os valores tendem a estar mais próximos, nos modelos experimentados.

Através do acompanhamento dos ensaios, tenta-se compreender as formas de ruptura para o conjunto dos seis exemplares ensaiados. Um dado importante é que, novamente o padrão de fissuração é similar para os seis exemplares que compõem esta amostra, o qual pode ser resumido por:

a) **Parede central:** poucas fissuras inclinadas e com pequena abertura junto à interseção das paredes, na fiada de topo, que é constituída por cinta e que, portanto, promove localmente uma amarração direta. Prevaecem as fissuras verticais ao longo das juntas de argamassa na interseção das paredes, o que também indica, agora de maneira mais explícita, o cisalhamento ou corte na interface de ligação entre a parede central (carregada) e os flanges (Figura 5.7).



a) Fissuras realçadas no modelo M 03 AI-T



b) Fissuras realçadas no modelo M 04 AI-T

Figura 5.7 – Fissuras típicas na parede central (M AI-T)

b) **Flanges:** fissuras verticais ao longo das juntas de argamassa na interseção com a parede central e de aberturas inferiores às presentes na amarração direta (Figura 5.8).



a) Fissuras quase invisíveis a olho nu (M 02 AI-T)



b) Fissuras realçadas no modelo M 02 AI-T

Figura 5.8 – Fissuras típicas nos flanges (M AI-T)



Visão de todos os exemplares com Amarração Indireta com Telas



M 01 AI-T



M 02 AI-T



M 03 AI-T



M 04 AI-T



M 05 AI-T



M 06 AI-T

Figura 5.9 - Fotos dos modelos de amarração indireta com telas após a ruptura

De modo geral, os modelos M AI-T (Figura 5.9) possuem uma ruptura característica que pode ser classificada como: cisalhamento da ligação das paredes.

Vale lembrar a mesma comparação feita para a amarração direta que se a parede central estivesse trabalhando isoladamente dos flanges e apoiada na base, a força média de ruptura seria de 74,9 kN. Isso mostra que a resistência ao cisalhamento dos modelos M AI-T é significativa, pois eles também apresentam resultados com mesma ordem de grandeza.

Os gráficos a seguir mostram o comportamento dos modelos durante a aplicação do carregamento.

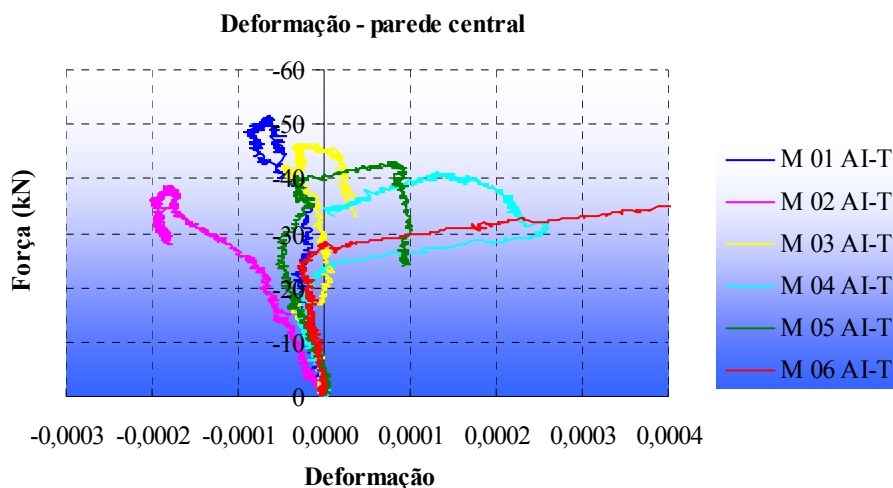


Figura 5.10 - Gráfico força x deformação na parede central (M AI-T)

O comportamento da parede central, ilustrado na Figura 5.10, é semelhante em alguns aspectos ao M AD. Primeiramente, as deformações são negativas antes da ruptura, o que obviamente caracteriza um encurtamento da parede, uma vez que o carregamento é diretamente aplicado sobre ela, fato também observado no M AD. Após a ruptura, as deformações tendem a inverterem o sentido devido à perda da capacidade resistente da parede central ocasionando a sua descida através da parte livre da laje de apoio.

Com relação aos flanges, a Figura 5.11 mostra as deformações em cada modelo durante o ensaio. O carregamento aplicado é excêntrico em relação aos flanges. Apesar disso não existe uma clara tendência de reversão das deformações na face externa dos flanges, como o ocorrido no caso anterior com amarração direta. Esse fato está ligado à reduzida

rigidez da ligação com amarração indireta, em contraposição à direta em que há a interpenetração de blocos.

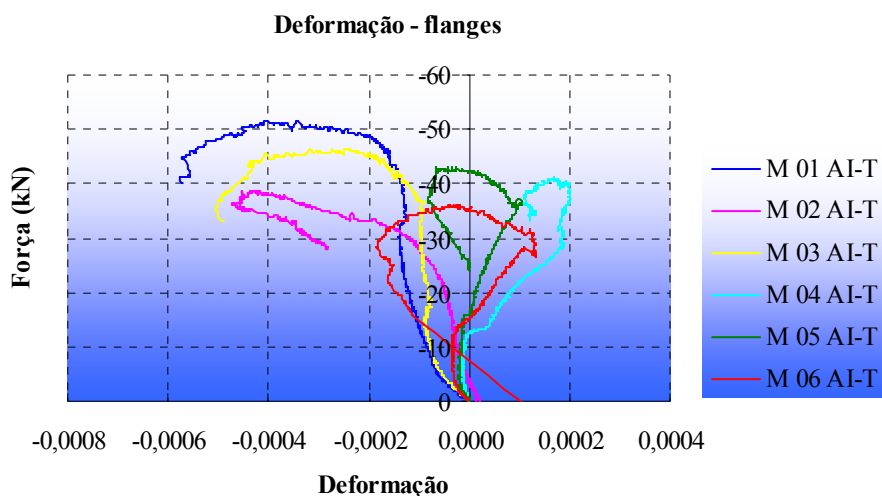


Figura 5.11 – Gráfico força x deformação nos flanges (M AI-T)

O deslocamento vertical do topo da parede central (Figura 5.12) apresenta um comportamento mais uniforme, ou seja, todos os exemplares possuem curvas muito próximas. Verifica-se, também neste caso, uma tendência linear na fase inicial do ensaio e não se observa nenhuma variação brusca até o colapso.

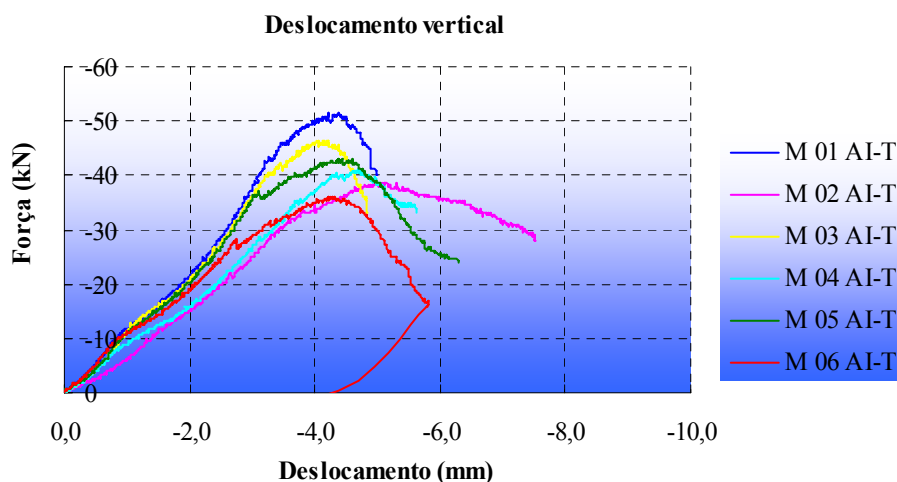


Figura 5.12 – Gráfico força x deslocamento vertical (M AI-T)

5.4. MODELOS COM AMARRAÇÃO INDIRETA - GRAMPOS (M AI-G)

A Tabela 5.3 apresenta os resultados relativos aos ensaios dos seis modelos de amarração indireta, onde foram utilizados grampos como elementos para solidarização. Nessa tabela, para cada exemplar ensaiado, é indicada a força necessária para o surgimento das primeiras fissuras, além da força de ruptura, a resistência ao cisalhamento (f_{vert}) e as resistências médias à compressão da argamassa e do prisma de três blocos.

Tabela 5.3 - Resultados dos ensaios de modelos com amarração indireta com grampos

Modelo	Surgimento das primeiras fissuras Força (kN)	Força de ruptura (kN)	Resistência ao cisalhamento (MPa)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	Resistência à compressão do prisma (MPa)
M 01 AI-G	40,00	46,50	1,51	8,13	12,10
M 02 AI-G	40,00	53,60	1,74	12,63	12,09
M 03 AI-G	30,00	39,10	1,27	11,46	16,62
M 04 AI-G	30,00	30,40	0,99	12,70	10,04
M 05 AI-G	40,00	58,80	1,91	13,31	12,95
M 06 AI-G	42,00	61,30	1,99	13,92	14,34
Média	37,00	48,28	1,57	12,03	13,02
Desvio Padrão	5,48	11,96	0,39	2,08	2,25
Coef. Variação	14,80%	24,78%	24,78%	17,26%	17,27%

A resistência média ao cisalhamento é de 1,57 MPa, valor ligeiramente superior ao do M AI-T que é de 1,39 MPa. Outro resultado importante detectado através da distribuição estatística da amostra é o alto coeficiente de variação para as resistências ao cisalhamento que é de 24,78%. Lembra-se que para as duas situações anteriores (M AD e M AI-T) este coeficiente está na casa de 13%.

Analisando-se a amostragem, percebe-se a grande diferença entre o valor mínimo para a resistência ao cisalhamento de 0,99 MPa e o valor máximo de 1,91 MPa. Quando uma amostra obtém valores em que, após determinada a reta ajustada na regressão, um ou mais pontos se comportam muito distintamente dos demais, pode-se determinar através de métodos estatísticos precisos, se esses valores são considerados espúrios (PRUDÊNCIO, 1999). Se isso ocorrer, o valor considerado espúrio pode ser excluído da determinação da equação da reta, ou seja, pode ser realizada uma nova média dos valores sem a consideração do mesmo. Realiza-se então, um procedimento aproximado, porém muito eficiente, para detectar possíveis pontos

da função que podem ser excluídos ou não da amostragem. Baseado em Prudêncio (1999), o procedimento é descrito a seguir:

- Verifica-se a disposição, se ela sugere a existência de uma função linear;
- Depois de constatada a função linear, observa-se a existência de algum ponto que foge visivelmente desta tendência;
- No ponto onde ocorreu o valor suspeito (y_s, x_s), calcula-se o resíduo padronizado dado pela equação:

$$r_s = \frac{(y_s - (a + b(x_s)))}{S_e}$$

onde,

a e b são estimativas amostrais de α e β , respectivamente, que estão afetados pelos erros estatísticos da variável y.

S_e = erro padrão de estimativa

- Se r_s for maior que o valor tabelado para o nível de significância desejado, no caso 95%, o valor pode ser considerado espúrio, ou seja, pode ser desconsiderado para análise da amostra.

Este procedimento pode ser empregado para um ponto e para o caso de mais pontos apresentarem comportamentos anômalos, o descarte de novos pontos pode ser feito da mesma maneira, desde que o número total de pontos seja grande o suficiente para não descaracterizar o trabalho experimental realizado.

Após feita a análise da possível existência de valores espúrios apresentada no Apêndice A, os resultados mostram a inexistência dos mesmos, portanto, mantêm-se os resultados da Tabela 5.3.

Na Figura 5.13 são mostradas as fotos após a ruptura de todos os modelos com amarração indireta e utilização de grampos metálicos nos furos grauteados.



Visão de todos os exemplares com Amarração Indireta com Grampos



M 01 AI-G



M 02 AI-G



M 03 AI-G



M 04 AI-G



M 05 AI-G



M 06 AI-G

Figura 5.13 - Fotos dos modelos de amarração indireta com grampos após a ruptura

De modo geral, pode-se também classificar, para estes modelos (M AI-G), a ruptura por cisalhamento da ligação das paredes.

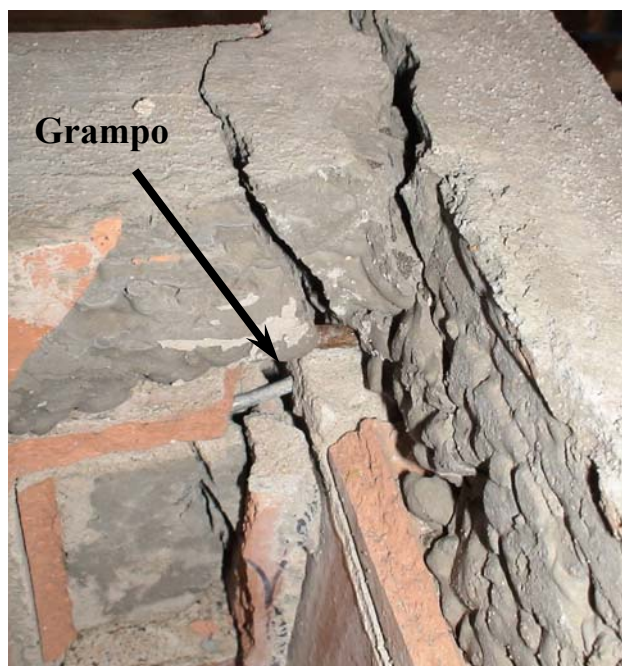
Para efeito de comparação, se a parede central estivesse trabalhando isoladamente dos flanges e apoiada na base, a força média de ruptura seria de 74,9 kN.

As formas de ruptura, assim como para M AI-T, não são muito bem definidas, mas podem ser entendidas, resumidamente, como:

a) Parede central: fissuras verticais ao longo das juntas de argamassa na interseção das paredes, o que também indica, agora de maneira mais explícita, o cisalhamento ou corte na interface de ligação entre a parede central (carregada) e os flanges. Ainda há algumas fissuras inclinadas próximas à interseção da parede central com os flanges (Figura 5.14a).



a) Fissuras realçadas no modelo M 02 AI-T

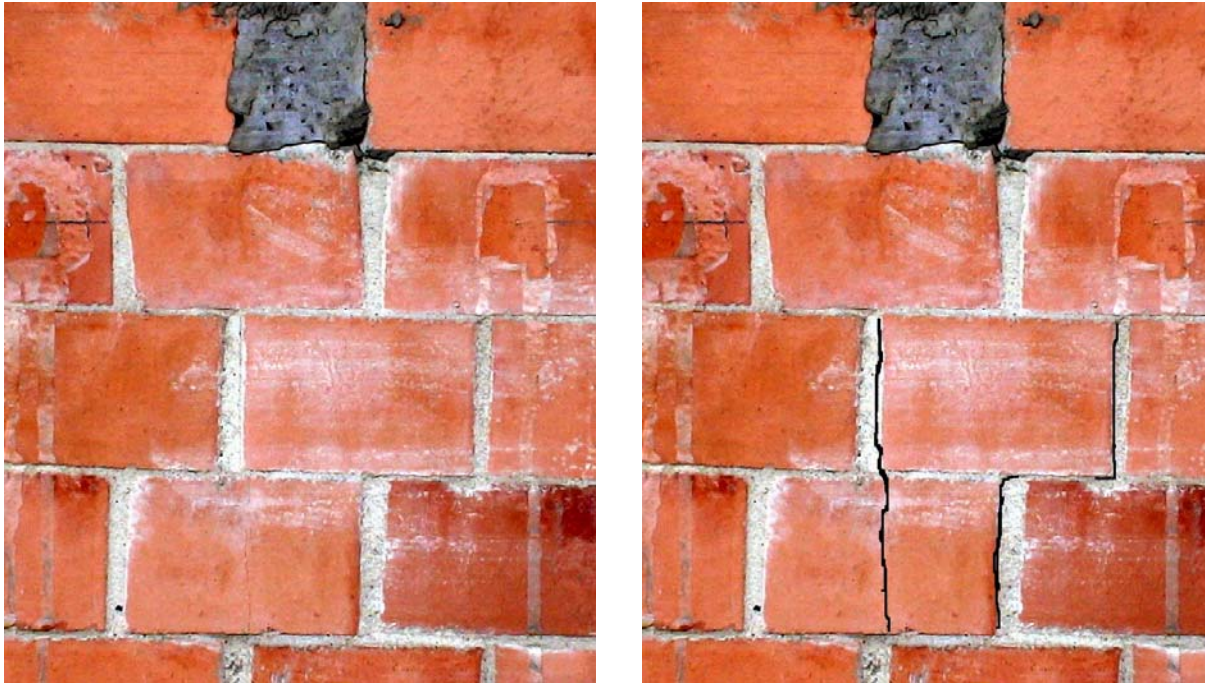


b) Detalhe do grampo inserido em furo grauteado

Figura 5.14 – Fissuras típicas e detalhe do grampo (M AI-G)

Vale ressaltar que a presença do graute nos furos onde são fixados os grampos pode modificar a distribuição de fissuras na parede central (Figura 5.14b).

b) **Flanges:** fissuras imperceptíveis visualmente nas faces externas, mas presentes verticalmente ao longo das juntas de argamassa na interseção com a parede central (Figura 5.15).



a) Fissuras quase imperceptíveis no modelo M 03 AI-G

b) Fissuras realçadas no modelo M 03 AI-G

Figura 5.15 – Fissuras típicas nos flanges (M AI-G)

Os gráficos a seguir mostram o comportamento dos modelos durante a aplicação do carregamento.

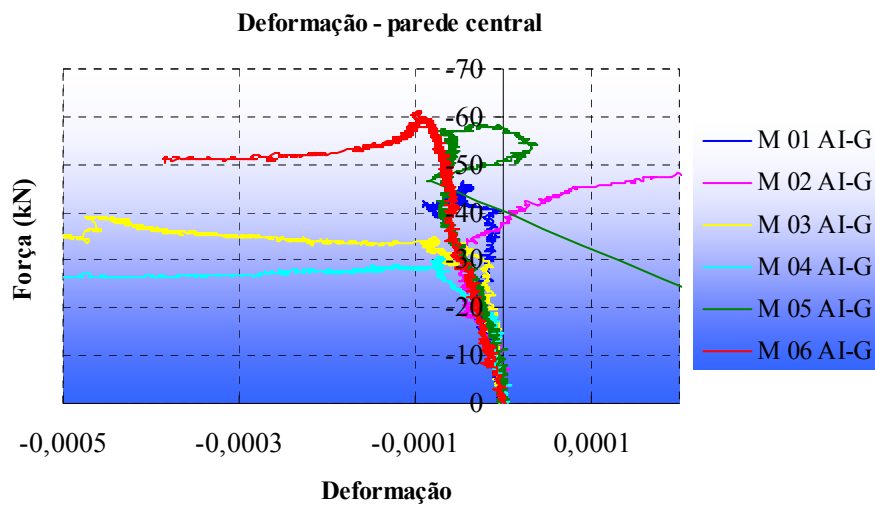


Figura 5.16 – Gráfico força x deformação na parede central (M AI-G)

Como mostra o gráfico da Figura 5.16, o comportamento da parede central é bem definido onde as deformações são sempre negativas antes da ruptura, caracterizando-se o encurtamento da parede, uma vez que é nela que o carregamento é diretamente aplicado. O fato mais importante a ser destacado é a tendência, após a ruptura, das deformações aumentarem de maneira significativa, o que mostra uma maior plasticidade da ligação. Isto é, mesmo depois de haver a ruptura, a parede central apresenta grandes deformações sem acréscimos da força aplicada.

Com relação aos flanges, a Figura 5.17 exhibe as deformações em cada modelo durante o ensaio. O carregamento aplicado é excêntrico em relação aos flanges, dessa forma, seria esperado o encurtamento nas deformações iniciais até que a flexão tornasse predominante originando alongamentos. No entanto, devida à amarração indireta, com utilização de grampos, possuir reduzida rigidez em comparação com a amarração direta, a reversão para o alongamento não é alcançada. Também se destaca a maior plasticidade da ligação, por apresentar deformações pós-ruptura maiores que os dois tipos de ligações anteriores.

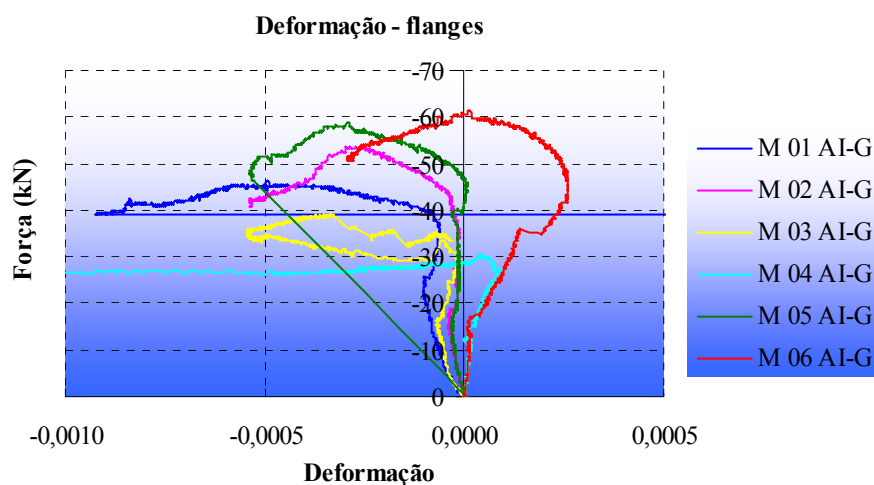


Figura 5.17 – Gráfico força deformação nos flanges (M AI-G)

O deslocamento vertical do topo da parede central (Figura 5.18) apresenta um comportamento mais uniforme, ou seja, todos os exemplares possuem curvas muito próximas. Como nas situações anteriores verifica-se uma tendência linear na fase inicial do ensaio e não se observa nenhuma variação brusca até o colapso. Também se pode observar que a queda da capacidade resistente da parede é bem menos brusca neste caso, caracterizando, assim, a plasticidade da ligação.

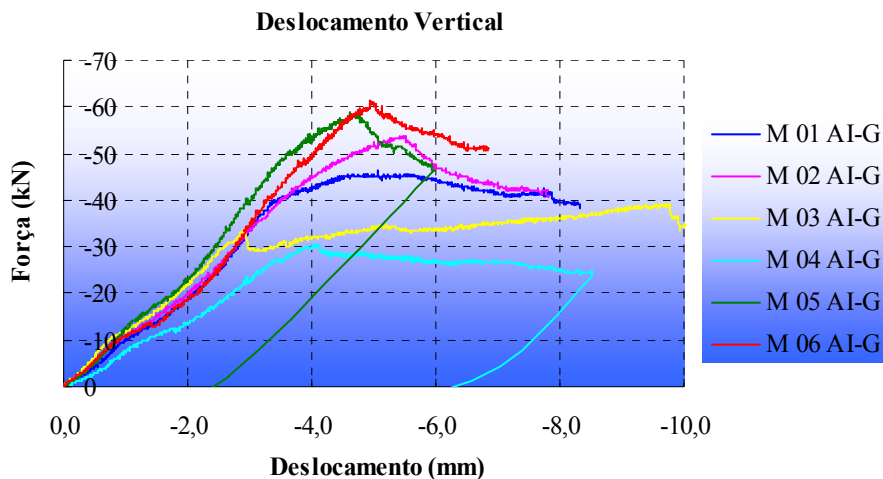


Figura 5.18 – Gráfico força x deslocamento (M AI-G)

5.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÕES

Comparando-se as resistências ao cisalhamento dos diferentes tipos de ligações, percebe-se que os dois casos de amarração indireta possuem resistência cerca de 60% da amarração direta, a saber, 56% no caso do uso de telas e 63% para o caso de grampos. A Tabela 5.4 mostra de maneira mais completa essa comparação.

Tabela 5.4 – Comparação das resistências médias ao cisalhamento para diferentes tipos de ligações entre paredes

Modelo	f_{vert} (MPa)	$f_{\text{vert}} / f_{\text{vert M AD}}$
M AD	2,50	1,00
M AI-T	1,39	0,56
M AI-G	1,57	0,63

Com base nesses resultados pode-se dizer que há uma diferença significativa da amarração direta para a indireta. Para uma análise mais efetivamente consistente do ponto de vista estatístico, é realizado um teste, com um nível de significância de 95%, da Análise de Variância, também denominado como teste ANOVA (PRUDÊNCIO, 1999).

Existem dois modos de uso da ANOVA, sendo que neste caso usa-se o modelo 2, onde os níveis são fixos, ou seja, o interesse do estudo está limitado a apenas os três tipos de ligações entre paredes.

O uso da análise da variância na comparação dos três grupos estudados está baseado na relação da variabilidade das médias entre os grupos e da variabilidade das observações dentro dos respectivos grupos.

Os resultados obtidos a partir do Teste ANOVA encontram-se no Apêndice B deste trabalho. A partir desses resultados é possível afirmar com um nível de 95% de significância que há diferença significativa entre os três tipos de ligações, pra ser mais exato, entre a amarração direta e a amarração indireta.

Mais um fato importante a se destacar, a partir da Tabela 5.4, é a proximidade das resistências médias ao cisalhamento das ligações com telas e com grampos. Para atestar o fato, realiza-se a análise de variância apenas para estes dois grupos. Os resultados direcionam a uma conclusão importante, que é a de não haver diferença significativa na resistência entre o uso de telas ou de grampos, novamente para um nível de 95% de significância. Isto é, apesar do M AI-G ter uma resistência média ao cisalhamento um pouco maior que o M AI-T, os dois tipos de modelos são muito semelhantes quando se observam todos os valores de resistência ao cisalhamento obtidos pelos exemplares que compõem as amostras.

Para reforçar ainda mais o fato da semelhança entre os dois grupos, é aplicado outro método de comparação, o Teste-t de Student, para determinar se duas amostras poderão ser provenientes de duas populações subjacentes que possuem a mesma média, ou que sejam semelhantes para certo nível de significância. Novamente para um nível de significância de 95%, o resultado obtido, apresentado no Apêndice B, mostra que não há diferença entre M AI-T e M AI-G, o que permite concluir que não há influência significativa, para força de ruptura, entre utilizar telas ou grampos como elementos de solidarização em ligações entre paredes.

A Figura 5.19 mostra a comparação entre os três tipos de ligações, focalizando a evolução da média de deformações na parede central. Pode-se observar claramente que há uma diferença no comportamento da amarração direta em relação à indireta. Além disso, o gráfico também ilustra a semelhança entre os modelos com telas e com grampos (M AI-T e M AI-G).

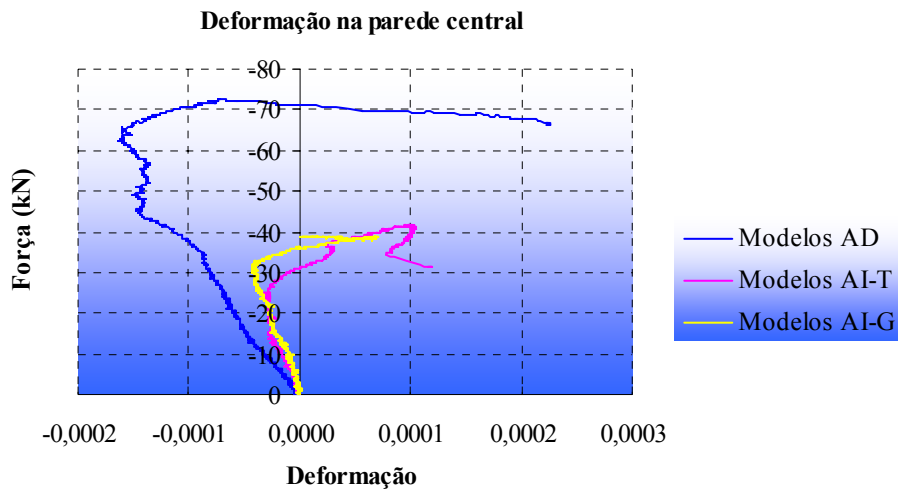


Figura 5.19 – Gráfico força x deformação na parede central

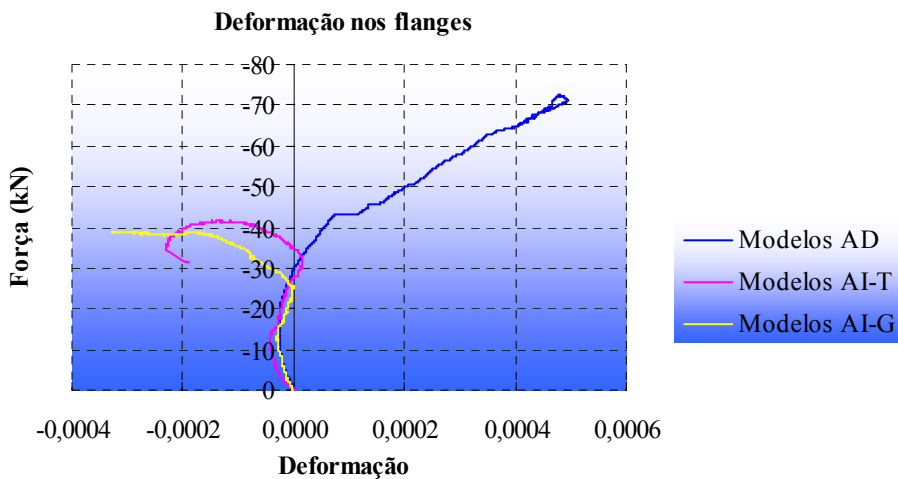


Figura 5.20 – Gráfico força x deformação nos flanges

A Figura 5.20 exibe a comparação entre os três tipos de ligações, considerando a média de deformações nos flanges. No início do carregamento da parede central, como há interação entre as paredes, os flanges também são comprimidos apresentando um encurtamento (deformação negativa) para os três casos. Contudo, a partir do instante em que a força de aplicação é próxima de 30 kN, os modelos com amarração direta (M AD) apresentam um alongamento (deformação positiva) dos flanges, devido à flexão tornar-se predominante. É possível perceber nitidamente que, pelo fato do maior monolitismo da amarração direta, a flexão nos flanges é bem evidente. Já para os dois casos de amarração indireta, as ligações feitas com telas e/ou com grampos mostram que os flanges estão menos fletidos, mas não necessariamente mais comprimidos. Isto porque esses elementos, telas e grampos, são mais

flexíveis, o que ocasiona menor monolitismo à ligação e conseqüentemente maior plasticidade.

A Figura 5.21 apresenta o gráfico de força por deslocamento da prensa para os três tipos de ligações. Neste gráfico, nota-se a semelhança entre os modelos no início do carregamento e a tendência linear até cerca de 30 kN, onde há o surgimento das primeiras fissuras para quase todos os exemplares. A partir daí, três situações podem ser consideradas distintas:

a) **M AD:** maior capacidade de suportar ações verticais na interface entre paredes com uma força de ruptura próxima de 70 kN, o que corresponde à resistência média ao cisalhamento de 2,50 MPa. Quando o valor de ruptura é atingido, ela acontece de forma brusca, caracterizando a ligação como sendo frágil, isto é, quebradiça.

b) **M AI-T:** menor capacidade de suportar ações verticais na interface entre paredes com uma força de ruptura próxima de 40 kN, o que corresponde à resistência média ao cisalhamento de 1,50 MPa. Quando é atingido o valor de ruptura, esta acontece de forma menos brusca, caracterizando a ligação como dúctil.

c) **M AI-G:** comportamento análogo ao anterior, porém tendo uma ruptura ainda mais dúctil, com a formação do patamar de escoamento, conforme mostra a linha amarela do gráfico na Figura 5.21.

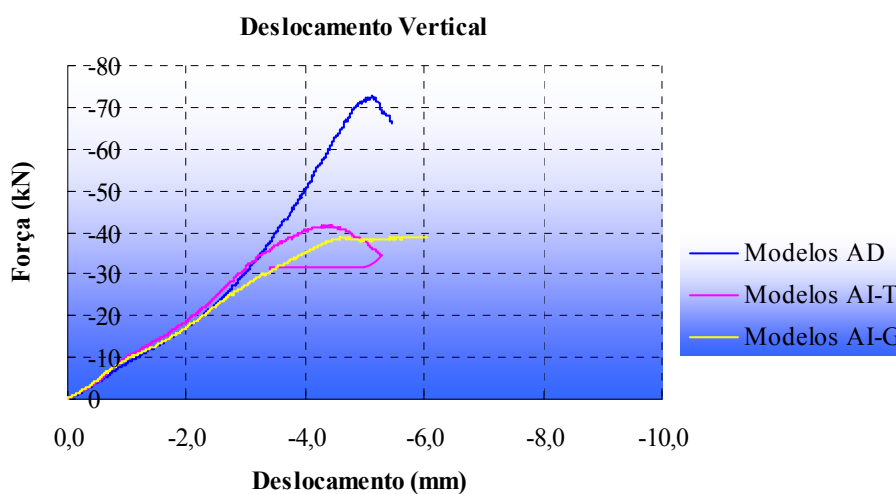


Figura 5.21 – Gráfico força x deslocamento vertical

Outra análise importante relaciona-se às condições de serviço dos modelos. Também com o auxílio do Teste ANOVA, faz-se a análise de variância dos três tipos de ligações estudadas (Apêndice B) e chega-se ao seguinte diagnóstico: não há diferença entre os três tipos de ligações, para o surgimento das primeiras fissuras, a um nível de significância de 95%.

5.6. ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA AO CISALHAMENTO

Para uma análise da aceitação ou rejeição da amostra, a NBR 8798:1985 sugere um procedimento para um conjunto de no mínimo seis exemplares. A partir dessa amostra, pode-se obter a resistência característica estimada que deve ser maior ou igual à resistência característica de projeto.

Além de estimar o valor característico da amostra, a BS 5628 (1992) recomenda que a resistência seja dividida por 2,5, como descrito anteriormente no capítulo 2.

Caso a amostra não possua a quantidade mínima de exemplares, o que se pode fazer é uma outra estimativa utilizando o mesmo código britânico que estabelece o valor característico para compressão de paredes como o valor médio dividido por 1,2.

Também ressalta-se que, segundo Capuzzo Neto (2005), ao examinar os resultados dos ensaios na direção normal à junta de assentamento, o fator de escala de tensão (s_{σ}) pode ser considerado igual a 0,48, que é a razão entre a resistência da alvenaria na escala natural e reduzida (1:3).

Portanto, é realizada uma estimativa das resistências características ao cisalhamento vertical para cada tipo de ligação estudada no presente trabalho e de outros autores, com base nos resultados obtidos nos seus respectivos programas experimentais. Lembrando que, apesar da tensão obtida pelos diferentes autores estar relacionada ao mesmo fenômeno (interação de paredes sob ações verticais), os programas experimentais são realizados com modelos distintos, exceto os modelos de Capuzzo Neto (2005). A Tabela 5.5 apresenta os valores estimados a partir de diferentes trabalhos.

Tabela 5.5 – Valores obtidos por diferentes trabalhos experimentais

Trabalho	n	Esc.	Fator de esc.	f_{vm} (MPa)			$f_{vk, est}$ (MPa)			f_v (MPa)		
				M AD	M AI-T	M AI-G	M AD	M AI-T	M AI-G	M AD	M AI-T	M AI-G
Presente	6	1:3	0,48	1,20	0,67	0,75	0,92	0,52	0,42	0,37	0,21	0,17
CAPUZZO NETO (2005)	5	1:3	0,48	1,32			1,10			0,44		
CAMACHO (2001)	2	1:3	0,48	0,47*		0,49*	0,39		0,41	0,16		0,16
SILVA (2003)	2	natural		0,91		0,59	0,76		0,49	0,30		0,20

*como não há um fator de escala para esse trabalho, é admitido o mesmo sugerido por Capuzzo Neto (2005)

onde,

n = número de exemplares por amostra

Esc = Escala

f_{vm} = resistência média ao cisalhamento vertical (já com o fator de escala)

$f_{vk, est}$ = resistência característica estimada ao cisalhamento vertical

f_v = resistência ao cisalhamento vertical (após ter dividido por 2,5)

Como pode ser observado através dos resultados exibidos acima, não há como fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos nesta pesquisa com os de Camacho (2001) e Silva (2003) dada as diferenças dos modelos, a dificuldade em estabelecer um fator de escala e o número pequeno de exemplares dos dois trabalhos citados.

Contudo, é importante citar que Defendi (2006), ao analisar os valores da tensão de cisalhamento vertical consideradas em projetos nas interfaces de diferentes edifícios, destaca que apenas em sete interfaces, o que representa 1,1% do total analisado, os valores ultrapassam 0,15 MPa. Portanto, para a grande maioria dos edifícios, as resistências obtidas no presente trabalho, podem ser consideradas seguras.

5.7. SÍNTESE

Neste capítulo foram apresentados os resultados e análises do programa experimental desenvolvido, que é a parte fundamental da pesquisa. Esse programa, a partir dos modelos adotados e o número de exemplares definidos por amostragem, pode ser considerado como

adequado aos objetivos do trabalho, uma vez que se podem comprovar, através dos resultados obtidos, análises criteriosas sobre o assunto estudado.

Diante da análise realizada já é possível adiantar algo sobre as principais conclusões obtidas. Uma delas é o fato de haver diferenças substanciais entre os três tipos de ligações estudadas, principalmente nas condições de ruptura dos modelos. No entanto, há também semelhanças entre eles nos limites para o surgimento das primeiras fissuras, ou seja, suas condições de serviço.

Apesar de apresentar maior resistência à ruptura na ligação entre paredes, o uso de amarração direta possui ruptura frágil, além do início de fissuração acontecer num mesmo nível de carregamento que os outros dois tipos de ligação.

Os resultados da amarração indireta com a colocação de telas metálicas surpreendem pelo fato dela possuir condições de serviço semelhante aos outros dois, e resistência na ruptura sem diferenças significativas à amarração indireta com uso de grampos metálicos solidarizados em furos grauteados. Também apresenta ruptura menos frágil que a amarração direta, contudo menos dúctil que a obtida com o uso de grampos.

Quanto à utilização de grampos grauteados, nota-se um ganho de plasticidade da ligação, o que é benéfico à estrutura. No entanto, não há diferença significativa quanto ao início de fissuração comparando-se com os outros dois tipos de ligação.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

A análise experimental realizada permite investigar o comportamento global dos modelos ensaiados e, principalmente, avaliar as ligações entre paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais.

Com relação à interação de paredes, o fenômeno fica evidente uma vez que há um plano de interseção com elementos estruturais atravessando essa região comum. A interface é capaz de absorver esforços cisalhantes e tende a se movimentar na direção vertical.

O modelo reduzido em escala 1:3, proposto por Capuzzo Neto (2005), mais uma vez mostra-se apto a representar o comportamento da alvenaria submetida ao cisalhamento. Esse fato é relevante visto que há um crescente interesse no uso de modelos reduzidos, os quais tornam possível a realização de estruturas mais complexas, reduzindo custos e dando mais agilidade aos programas experimentais.

Com relação aos resultados obtidos, os ensaios realizados indicam que:

- De maneira geral, independente de ser direta ou indireta o tipo de amarração, para todos os modelos é nítida a ruptura por cisalhamento da interface.
- Os modelos com amarração direta apresentam sempre uma ruptura frágil, sendo que ela se dá num nível de carregamento superior aos modelos com amarração indireta, tanto com utilização de telas quanto com grampos.

- A resistência ao cisalhamento na interface para os dois casos de amarração indireta é aproximadamente igual a 60% da resistência obtida para amarração direta.
- Para o surgimento das primeiras fissuras, a partir dos resultados obtidos e posteriormente analisados pelo Teste ANOVA e pelo Teste-t de Student, conclui-se que não há diferença significativa entre os três tipos de ligações estudados.
- A forma de ruptura dos modelos com amarração indireta apresenta-se como dúctil. Tal comportamento se deve à colocação de conectores (telas ou grampos) que atravessam a região comum entre paredes solidarizando-as. Porém, é necessário ressaltar a maior plasticidade obtida com o uso de grampos metálicos inseridos em furos adjacentes grauteados.
- Também a partir do estudo de significância estatística dos resultados, obtidos através do Teste ANOVA e do Teste-t de Student, nota-se que o uso de amarração direta gera diferenças significativas, para a ruptura, em relação à amarração indireta (com telas ou grampos). Já entre os dois tipos de amarração indireta não há diferença significativa na resistência ao cisalhamento da interface.

O último item apresentado acima traz uma consideração importante para a extrapolação da pesquisa e discussão do assunto para o uso direto na construção civil. Em casos onde a modulação das unidades nas paredes do edifício torna o uso da amarração direta impossível ou inviável, há um questionamento sobre que tipo de ligação se utilizará. O uso de grampos nos furos grauteados é uma solução interessante, como mostra o programa experimental, contudo não é uma alternativa para ser utilizada de maneira ostensiva, devido aos custos e às dificuldades executivas. Assim, as telas começam a se mostrar como uma solução razoável do ponto de vista econômico, executivo e estrutural.

Apesar de apresentar uma ruptura um pouco menos dúctil do que o encontrado no enrijecimento com grampos, a utilização de telas nas ligações de paredes gera bons resultados para as condições de serviço, tendo uma resposta na ruptura semelhante à obtida com a utilização de grampos. Além disso, é uma solução que permite um aumento substancial na produtividade da construção em alvenaria, como observam Medeiros e Franco (1999), gerando ainda economia de forma direta ou indireta, pois além de ser unitariamente uma solução mais econômica, também diminui o uso de graute na obra.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A primeira e certamente destacada sugestão para trabalhos futuros é o estudo experimental, através de um programa semelhante ao do presente trabalho, em escala natural. A partir de resultados experimentais que possam comparar e comprovar as conclusões aqui apresentadas, além de possíveis correlações entre escalas, pode-se contribuir ainda mais para o conhecimento da distribuição das ações verticais, tendo, como resultados práticos, avanços no projeto e execução de obras em alvenaria estrutural.

Além disso, tanto em escala reduzida, quanto em escala natural, devem ser realizadas pesquisas semelhantes também com blocos de outros tipos de materiais, como os de concreto, por exemplo.

Há ainda necessidade de análises com o uso de modelagem numérica através de programas que simulem o comportamento estrutural incluindo os seus aspectos não-lineares. Estudos numéricos podem permitir uma melhor representação dos ensaios no aspecto quantitativo, como observa Capuzzo Neto (2005).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, C. A. (2002). *Construções em Alvenaria Estrutural de Blocos Cerâmicos – Um breve panorama do empreendimento: Aspectos do mercado, importância do planejamento e ações para prevenirem falhas frequentes*. Alvenaria Estrutural – Novas Tendências Técnicas e de Mercado. Organizador Emil de Souza Sanchez Filho. – Rio de Janeiro.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1987). Committee 444 – *Models of Concrete Structures – State of the Art*. Detroit, Michigan.

_____. (1995). *ACI 530-95 – Building code requirements for masonry structures*. Detroit, Michigan.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000). *ASTM E8M – Standard test methods for tension testing of metallic materials [METRIC]*.

_____. (1997) *ASTM C 1314 – Constructing and testing masonry prisms used to determine compliance with specified compressive strength of masonry*. Detroit, Michigan.

ANDOLFATO, R. P. (2006) – *Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI / Projeto.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 6.461 - Bloco cerâmico para alvenaria - Verificação da resistência à compressão*. Rio de Janeiro.

_____. (1992). *NBR 7.171 - Bloco cerâmico para alvenaria*. Rio de Janeiro.

_____. (1983). *NBR 7.211 – Agregado para concreto*. Rio de Janeiro.

_____. (1987). *NBR 7.217 – Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.

_____. (1983). *NBR 8.043 - Bloco cerâmico portante para alvenaria - Determinação da área líquida*. Rio de Janeiro.

_____. (1983). *NBR 8.215 - Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão*. Rio de Janeiro.

_____. (1985). *NBR 8.798 - Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.

_____. (1985). *NBR 8.949 - Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples*. Rio de Janeiro.

_____. (1989). *NBR 10.837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.

AUSTRALIAN STANDARD (1978). *AS 3700 - Masonry structures*. Austrália.

BEALL, C. (1987). *Masonry design and detailing for architects, engineers and builders*. McGraw-Hill. 2nd ed. 1987.

BOSILJKOV, V.; SIMUNDIC, G.; PAGE, A. W. (2004). *An analytical study of the composite behaviour of masonry geometric sections*. In: 7th AUSTRALIAN MASONRY CONFERENCE .13-16 July 2004. Newcastle, New South Wales, Australia.p.466-475.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1992). *BS 5628 – Code of practice for Structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry*. Londres, Inglaterra.

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

CAMACHO, J. S. (2001). *Avaliação da eficiência das ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos em escala reduzida sujeitas às ações verticais*. Relatório de Pesquisa. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira –FEIS. Universidade Estadual Paulista – UNESP.

CAPUZZO NETO, V. (2000). *Estudo Teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais*. 111p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

_____. (2005). *Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CARNEIRO DA SILVA, R.; GONÇALVES, M. O.; ALVARENGA, R. C. S. S. (2006). *Alvenaria Racionalizada*. Techne, 112 – Edição de Julho.

CEHOP [199-?]. *Relatório sobre Alvenarias de Vedação*. Disponível em <<http://www.cehop.se.gov.br/orse/esp/ES00066.pdf>>. Acesso em: 04 de Outubro de 2006.

CHOWDHURY, A.H.; WHITE, R.N. (1977). *Materials and modeling techniques for reinforced concrete frames*. In: JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. November/1977.

CORRÊA, M. R. S. (2003). *Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural*. Texto apresentado como parte dos requisitos necessários para o concurso de Professor Livre Docente do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos-SP.

_____. (2006). *Detalhamento de projeto de um edifício em alvenaria*. Comunicação pessoal. São Carlos-SP.

CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; PARKINSON, G. I. (1984). *Structural masonry detailing*. Londres, Granada Publishing.

DEFENDI, R. A. (2006). *Cisalhamento na interface vertical de paredes de alvenaria estrutural*. Relatório de Pesquisa. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo – USP.

DICKEY, W., L.; SCHNEIDER, R. (1994). *Reinforced masonry design*. Englewood Cliffs, Prentice Hall.

ENCICLOPÉDIA SÉCULO XX (1977), 1^o vol. Pág. 93. José Olympio Editora, Rio de Janeiro.

HARRIS, H.G.; SABNIS, G.M (1999). *Structural modeling and experimental techniques*. Second edition. Boca Raton, Florida. CRC Press.

HENDRY, A.W. (1981). *Structural Brickwork*. Londres, The Macmillan Press Ltd.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. (1997). *Design of Masonry Structures*. Third Edition. E & FN SPON.

HOLANDA JR, O. G. (2002). *Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural*. São Carlos. 224 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

HOSSDORF, H. (1972). *Modelos reducidos – método de cálculo*. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

LISSEL, S.L.; SHRIVE, N.G.; PAGE, A.W. (2000). Shear in plain, bed joint reinforced, and posttensioned masonry. In : CANADIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, v. 27 , 5 , p.1021-1030.

LITTLE, W.A.; PAPARONI, M. (1966). Size effect in small-scale models of reinforced concrete beams. In: JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.. v.63, 11, november.

MEDEIROS, J. S.; FRANCO, L. S. (1999). *Prevenção de trincas em alvenarias através do emprego de telas soldadas como armadura e ancoragem*. TT/PCC/22. Texto Técnico - Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo-SP.

NASCIMENTO NETO, J. A. (2003). *Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos*. São Carlos. 319 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PFEFFERMAN, O.; HASELTINE, B. A. *El desarrollo de armaduras para tendeles a lo largo de dos décadas*. Instituto Eduardo Torroja. Informes de la construction, Vol. 44, N° 421, septiembre / octubre 1992. p. 27-34.

- PREECE, B.W.; DAVIES, J.D. (1964). *Models for structural concrete*. London. CR Books Limited.
- RIDDINGTON, J.R.; FONG, K.H., JUKES, P. (1997). Numerical study of failure initiation in different joint shear tests. In: MASONRY INTERNATIONAL, V.11, 2, p.44-50.
- PRUDÊNCIO, L. R. (1999). *Métodos Estatísticos*. Apostila da disciplina de pós-graduação em Engenharia Civil da UFSC. Florianópolis-SC.
- RAMALHO, M.; CORRÊA, M. R. S. (2003). *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. Editora Pini, São Paulo, Brasil.
- ROCHA, M. (1952). Publicação 21: *Dimensionamento experimental das estruturas*. Lisboa. Ministério das Obras Públicas. Laboratório de Engenharia Civil.
- ROLL, F. (1968). Materials for structural models. In: JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, PROCEEDINGS OF ASCE. v. 94, ST6, june.
- SABNIS, G.M.; HARRIS, H.G.; WHITE, R.N.; MIRZA, M.S. (1983). *Structural modeling and experimental techniques*. Englewood Cliffs. Prentice-Hall.
- SABNIS, G.M.; ROLL, F. (1971). Significance of scaled compression cylinders in shear studies of model reinforced concrete slabs. JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. March/1971.
- SIGNOR, R.; ROMAN, H.R. (2002). Ensaio de transferência de cargas verticais entre grupos de paredes ortogonais. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., Belo Horizonte, Brazil, 18-20 Sep. 2002. *Proceedings*. Belo Horizonte, CEFET-MG / University of Edinburgh, p.209-218.
- SILVA, W. J. (2003). *Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais*. Dissertação de Mestrado. UNESP. Ilha Solteira-SP.
- SINHA, B.P.; HENDRY, A.W. (1979). Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5. Washington, USA, 05-10 Oct. 1979. *Proceedings*. Washington, Brick Institute of America, p.254-261.
- STOCKBRIDGE, J. G. (1967). *A Study of High-Rise Load Bearing Brickwork in Britain*. PhD Thesis, University of Edinburgh.

APÊNDICE A – ANÁLISE DE VALORES ESPÚRIOS

FORÇA DE RUPTURA PARA AS MINI-PAREDES

Mini-parede	Força de ruptura (kN)	r (desvio)
P-1	169,0	1,3280
P-2	157,0	0,6868
P-3	127,0	0,9162
P-4	138,6	0,2942
P-5	120,3	1,2726
P-6	152,9	0,4683
Média	144,15	
Desvio Padrão	18,72	
Coef. de Variação	12,98%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

DEFORMAÇÃO NA RUPTURA PARA AS MINI-PAREDES

Mini-parede	Deformação na ruptura	r (desvio)
P-1	-2,07	0,3262
P-2	-1,79	0,4390
P-3	-1,71	0,4712
P-4	-2,00	0,3544
P-5	-1,77	0,4471
P-6	-7,94	2,0380
Média	-2,88	
Desvio Padrão	2,48	
Coef. de Variação	86,21%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Para a mini-parede P-6 foi obtido desvio $r = 2,0380$, que é maior que o desvio máximo. Logo, o valor da deformação na ruptura para a mini-parede P-6 pode ser considerado espúrio e portanto não será considerado na análise da amostra.

FORÇA DE RUPTURA PARA OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÃO

MODELOS DE AMARRAÇÃO DIRETA (M AD)

Modelo	Força de ruptura (kN)	r (desvio)
M 01 AD	92,30	1,5357
M 02 AD	63,30	1,3593
M 03 AD	78,60	0,1680
M 04 AD	70,40	0,6506
M 05 AD	82,30	0,5374
M 06 AD	74,60	0,2313
Média	76,92	
Desvio Padrão	10,02	
Coef. de Variação	13,02%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = 1,82.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM TELAS (M AI-T)

Modelo	Força de ruptura (kN)	r (desvio)
M 01 AI-T	51,70	1,5698
M 02 AI-T	38,70	0,7361
M 03 AI-T	46,50	0,6474
M 04 AI-T	41,10	0,3104
M 05 AI-T	43,10	0,0443
M 06 AI-T	36,00	1,2150
Média	42,85	
Desvio Padrão	5,64	
Coef. de Variação	13,16%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = 1,82.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM GRAMPOS (M AI-G)

Modelo	Força de ruptura (kN)	r (desvio)
M 01 AI-G	46,50	0,1491
M 02 AI-G	53,60	0,4444
M 03 AI-G	39,10	0,7676
M 04 AI-G	30,40	1,4948
M 05 AI-G	58,80	0,8791
M 06 AI-G	61,30	1,0880
Média	48,28	
Desvio Padrão	11,96	
Coef. de Variação	24,78%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

FORÇA PARA O SURGIMENTO DAS PRIMEIRAS FISSURAS PARA OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÃO

MODELOS DE AMARRAÇÃO DIRETA (M AD)

Modelo	Força de fissuração (kN)	r (desvio)
M 01 AD	42,00	0,9446
M 02 AD	37,00	1,6316
M 03 AD	40,00	0,0859
M 04 AD	42,00	0,9446
M 05 AD	39,00	0,6011
M 06 AD	41,00	0,4294
Média	40,17	
Desvio Padrão	1,94	
Coef. de Variação	4,83%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM TELAS (M AI-T)

Modelo	Força de fissuração (kN)	r (desvio)
M 01 AI-T	45,00	1,7387
M 02 AI-T	35,00	0,3068
M 03 AI-T	38,00	0,3068
M 04 AI-T	33,00	0,7159
M 05 AI-T	37,00	0,1023
M 06 AI-T	31,00	1,1250
Média	36,50	
Desvio Padrão	4,89	
Coef. de Variação	13,39%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

MODELOS DE AMARRAÇÃO INDIRETA COM GRAMPOS (M AI-G)

Modelo	Força de fissuração (kN)	r (desvio)
M 01 AI-G	40,00	0,5477
M 02 AI-G	40,00	0,5477
M 03 AI-G	30,00	1,2780
M 04 AI-G	30,00	1,2780
M 05 AI-G	40,00	0,5477
M 06 AI-G	42,00	0,9129
Média	37,00	
Desvio Padrão	5,48	
Coef. de Variação	14,80%	

Para número de exemplares $n = 6$ e $\alpha = 5\%$, desvio máximo ($r_{\text{máx}}$) = **1,82**.

Como nenhum dos desvios encontrados ultrapassou o desvio máximo, pode-se concluir que não há valores espúrios para a amostra.

APÊNDICE B – ANÁLISE DE VARIÂNCIA

INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

COMPARAÇÃO ENTRE OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÃO

Exemplar	Grupos			Médias		
	M AD	M AI-T	M AI-G	M AD	M AI-T	M AI-G
1	92,30	51,70	46,50	76,92	42,85	48,28
2	63,30	38,70	53,60			
3	78,60	46,50	39,10		Razão	
4	70,40	41,10	30,40	1,00	0,56	0,63
5	82,30	43,10	58,80			
6	74,60	36,00	61,30			

Teste ANOVA:

	S			
T _j	461,50	257,10	289,70	1008,30
S _{yij} ²	35998,75	11175,65	14703,31	61877,71
T _j ²	212982,25	66100,41	83926,09	
N	6	6	6	18
ST _j ² /N	35497,04	11016,74	13987,68	60501,46
NT	18			
n _i	3			
SQT	5396,11			
SQ grupos	4019,85			
SQ resíduo	1376,25			

Efeito	Graus de Lib.
grupos	2
resíduo	15
total	17

Médias	
MQ grupos	2009,93
MQ resíduo	91,75

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} - 5%	F _{crit} - 10%
Grupos	4019,85	2	2009,93	21,91	3,68	2,70
Resíduo	1376,25	15	91,75	influencia?	sim	sim
Total	5396,11	17				

Como F é maior que F_{crit}, há diferença significativa (95%) na escolha entre os três tipos de ligação estudados.

COMPARAÇÃO ENTRE M AD E MAI-T

Exemplar	Grupos	
	M AD	M AI-T
1	92,30	51,70
2	63,30	38,70
3	78,60	46,50
4	70,40	41,10
5	82,30	43,10
6	74,60	36,00

Teste ANOVA:

			S
T _j	461,50	257,10	718,60
Sy _{ij} ²	35998,75	11175,65	47174,40
T _j ²	212982,25	66100,41	
N	6	6	12
ST _j ² /N	35497,04	11016,74	46513,78
NT	12		
n _i	2		
SQT	4142,24		
SQ traços	3481,61		
SQ residuo	660,62		

Efeito	Graus de Lib.
grupos	1
residuo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	3481,61
MQ residuo	66,06

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} - 5%	F _{crit} - 10%
Grupos	3481,61	1	3481,61	52,70	4,97	3,29
Resíduo	660,62	10	66,06	influencia?	sim	sim
Total	4142,24	11				

Como F é maior que F_{crit}, há diferença significativa (95%) na escolha entre amarração direta (M AD) e amarração indireta com telas (M AI-T) para a resistência ao cisalhamento.

COMPARAÇÃO ENTRE M AD E MAI-G

Exemplar	Grupos	
	M AD	M AI-G
1	92,30	46,50
2	63,30	53,60
3	78,60	39,10
4	70,40	30,40
5	82,30	58,80
6	74,60	61,30

Teste ANOVA:

			S
T.j	461,50	289,70	751,20
Syij ²	35998,75	14703,31	50702,06
T.j ²	212982,25	83926,09	
N	6	6	12
ST.j ² /N	35497,04	13987,68	49484,72
NT	12		
ni	2		
SQT	3676,94		
SQ traços	2459,60		
SQ residuo	1217,34		

Efeito	G.Lib.
grupos	1
resíduo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	2459,60
MQ residuo	121,73

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} -5%	F _{crit} - 10%
Grupos	2459,60	1	2459,60	20,20	4,97	3,29
Resíduo	1217,34	10	121,73	influencia?	sim	sim
Total	3676,94	11				

Como F é maior que F_{crit}, há diferença significativa (95%) na escolha entre amarração direta (M AD) e amarração indireta com telas (M AI-T) para a resistência ao cisalhamento.

COMPARAÇÃO ENTRE M AI-T E MAI-G

Exemplar	Grupos	
	M AI-T	M AI-G
1	51,70	46,50
2	38,70	53,60
3	46,50	39,10
4	41,10	30,40
5	43,10	58,80
6	36,00	61,30

Teste ANOVA:

			S
T _j	257,10	289,70	546,80
Sy _{ij} ²	11175,65	14703,31	25878,96
T _j ²	66100,41	83926,09	
N	6	6	12
ST _j ² /N	11016,74	13987,68	25004,417
NT	12		
n _i	2		
SQT	963,11		
SQ traços	88,56		
SQ resíduo	874,54		

Efeito	G.Lib.
grupos	1
resíduo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	88,56
MQ resíduo	87,45

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crít} - 5%	F _{crít} -10%
Grupos	88,56	1	88,56	1,01	4,97	3,29
Resíduo	874,54	10	87,45	influencia?	não	não
Total	963,11	11				

Como F é menor que F_{crít}, não há diferença significativa (95%) na escolha entre M AI-T e M AI-G para a resistência ao cisalhamento.

Teste-F: duas amostras para variâncias

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	42,85	48,28
Variância	31,78	143,13
Observações	6	6
gl	5	5
F	0,2221	
P(F<=f) uni-caudal	0,0621	
F crítico uni-caudal	0,1980	

Como F é menor que $F_{\text{crítico}}$, as variâncias são equivalentes, portanto deve-se fazer o Teste-t presumindo duas amostras equivalentes.

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	42,85	48,28
Variância	31,78	143,13
Observações	6	6
Variância agrupada	87,45	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-1,0063	
P(T<=t) uni-caudal	0,1690	
t crítico uni-caudal	1,8125	
P(T<=t) bi-caudal	0,3380	
t crítico bi-caudal	2,2281	

Se $P < 0,05$, há influência significativa.

Se $P > 0,05$, não há influência significativa.

Como $P = 0,1690$, ou seja, maior que 0,05, logo conclui-se que **não há diferença significativa entre as duas amostras.**

INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO NO SURGIMENTO DAS PRIMEIRAS FISSURAS

COMPARAÇÃO ENTRE OS TRÊS TIPOS DE LIGAÇÃO

Exemplar	Grupos			Médias		
	M AD	M AI-T	M AI-G	M AD	M AI-T	M AI-G
1	42,00	45,00	40,00	40,17	36,50	37,00
2	37,00	35,00	40,00			
3	40,00	38,00	30,00		Razão	
4	42,00	33,00	30,00	1,00	0,91	0,92
5	39,00	37,00	40,00			
6	41,00	31,00	42,00			

Teste ANOVA:

				S
T _j	241,00	219,00	222,00	682,00
Sy _{ij} ²	9699,00	8113,00	8364,00	26176,00
T _j ²	58081,00	47961,00	49284,00	
N	6	6	6	18
ST _j ² /N	9680,17	7993,50	8214,00	25887,67
NT	18			
ni	3			
SQT	335,78			
SQ grupos	47,44			
SQ resíduo	288,33			

Efeito	Graus de Lib.
grupos	2
resíduo	15
total	17

Médias	
MQ grupos	23,72
MQ resíduo	19,22

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crít} - 5%	F _{crít} - 10%
Grupos	47,44	2	23,72	1,23	3,68	2,70
Resíduo	288,33	15	19,22	influencia?	não	não
Total	335,78	17				

Como F é menor que F_{crít}, não há diferença significativa (95%) na escolha entre os três tipos de ligação estudados para o surgimento das primeiras fissuras.

COMPARAÇÃO ENTRE M AD E MAI-T

Exemplar	Grupos	
	M AD	M AI-T
1	42,00	45,00
2	37,00	35,00
3	40,00	38,00
4	42,00	33,00
5	39,00	37,00
6	41,00	31,00

Teste ANOVA:

			S
T _j	241,00	219,00	460,00
Sy _{ij} ²	9699,00	8113,00	17812,00
T _j ²	58081,00	47961,00	
N	6	6	12
ST _j ² /N	9680,17	7993,50	17673,67
NT	12		
ni	2		
SQT	178,67		
SQ traços	40,33		
SQ resíduo	138,33		

Efeito	Graus de Lib.
grupos	1
resíduo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	40,33
MQ resíduo	13,83

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} - 5%	F _{crit} - 10%
Grupos	40,33	1	40,33	2,92	4,97	3,29
Resíduo	138,33	10	13,83	influencia?	não	não
Total	178,67	11				

Como F é menor que F_{crit}, não há diferença significativa (95%) na escolha entre M AD e M AI-T para o surgimento das primeiras fissuras.

Teste-F: duas amostras para variâncias

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	40,17	36,50
Variância	3,77	23,90
Observações	6	6
gl	5	5
F	0,1576	
P(F<=f) uni-caudal	0,0319	
F crítico uni-caudal	0,1980	

Como F é menor que $F_{\text{crítico}}$, as variâncias são equivalentes, portanto deve-se fazer o Teste-t presumindo duas variâncias equivalentes.

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	40,17	36,50
Variância	3,77	23,90
Observações	6	6
Variância agrupada	13,83	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	1,7075	
P(T<=t) uni-caudal	0,0593	
t crítico uni-caudal	1,8125	
P(T<=t) bi-caudal	0,1185	
t crítico bi-caudal	2,2281	

Se $P < 0,05$, há influência significativa.

Se $P > 0,05$, não há influência significativa.

Como $P = 0,0593$, ou seja, maior que 0,05, logo conclui-se que **não há diferença significativa entre as duas amostras.**

COMPARAÇÃO ENTRE M AD E MAI-G

Exemplar	Grupos	
	M AD	M AI-G
1	42,00	40,00
2	37,00	40,00
3	40,00	30,00
4	42,00	30,00
5	39,00	40,00
6	41,00	42,00

Teste ANOVA:

	S		
T _j	241,00	222,00	463,00
Sy _{ij} ²	9699,00	8364,00	18063,00
T _j ²	58081,00	49284,00	
N	6	6	12
ST _j ² /N	9680,17	8214,00	17894,17
NT	12		
n _i	2		
SQT	198,92		
SQ traços	30,08		
SQ resíduo	168,83		

Efeito	G.Lib.
grupos	1
resíduo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	30,08
MQ resíduo	16,88

Tabela Anova	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} - 5%	F _{crit} - 10%
Grupos	30,08	1	30,08	1,78	4,97	3,29
Resíduo	168,83	10	16,88	influencia?	não	não
Total	198,92	11				

Como F é menor que F_{crit}, não há diferença significativa (95%) na escolha entre M AD e M AI-G para o surgimento das primeiras fissuras.

Teste-F: duas amostras para variâncias

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	40,17	37,00
Variância	3,77	30,00
Observações	6	6
gl	5	5
F	0,1256	
P(F<=f) uni-caudal	0,0199	
F crítico uni-caudal	0,1980	

Como F é menor que $F_{\text{crítico}}$, as variâncias são equivalentes, portanto deve-se fazer o Teste-t presumindo duas variâncias equivalentes.

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	40,17	37,00
Variância	3,77	30,00
Observações	6	6
Variância agrupada	16,88	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	1,3349	
P(T<=t) uni-caudal	0,1058	
t crítico uni-caudal	1,8125	
P(T<=t) bi-caudal	0,2115	
t crítico bi-caudal	2,2281	

Se $P < 0,05$, há influência significativa.

Se $P > 0,05$, não há influência significativa.

Como $P = 0,1058$, ou seja, maior que 0,05, logo conclui-se que **não há diferença significativa entre as duas amostras.**

COMPARAÇÃO ENTRE M AI-T E M AI-G

Exemplar	Grupos	
	M AI-T	M AI-G
1	45,00	40,00
2	35,00	40,00
3	38,00	30,00
4	33,00	30,00
5	37,00	40,00
6	31,00	42,00

Teste ANOVA:

	S		
T _j	219,00	222,00	441,00
Sy _{ij} ²	8113,00	8364,00	16477,00
T _j ²	47961,00	49284,00	
N	6	6	12
ST _j ² /N	7993,50	8214,00	16207,50
NT	12		
n _i	2		
SQT	270,25		
SQ traços	0,75		
SQ resíduo	269,50		

Efeito	G.Lib.
grupos	1
resíduo	10
total	11

Médias	
MQ grupos	0,75
MQ resíduo	26,95

Tabela ANOVA	SQ	GDL	MQ	F	F _{crit} - 5%	F _{crit} - 10%
Grupos	0,75	1	0,75	0,03	4,97	3,29
Resíduo	269,50	10	26,95	influencia?	não	não
Total	270,25	11				

Como F é menor que F_{crit}, não há diferença significativa (95%) na escolha entre M AI-T e M AI-G para o surgimento das primeiras fissuras.

Teste-F: duas amostras para variâncias

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	36,5	37
Variância	23,9	30
Observações	6	6
gl	5	5
F	0,796666667	
P(F<=f) uni-caudal	0,404550173	
F crítico uni-caudal	0,1980069	

Como F é maior que $F_{\text{crítico}}$, as variâncias não são equivalentes.

Teste-t: duas amostras em par para médias

	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	36,50	37,00
Variância	23,90	30,00
Observações	6	6
Correlação de Pearson	0,07	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	5	
Stat t	-0,1727	
P(T<=t) uni-caudal	0,4348	
t crítico uni-caudal	2,0150	
P(T<=t) bi-caudal	0,8697	
t crítico bi-caudal	2,5706	

Se $P < 0,05$, há influência significativa.

Se $P > 0,05$, não há influência significativa.

Como $P = 0,4348$, ou seja, maior que 0,05, logo conclui-se que **não há diferença significativa entre as duas amostras.**