

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE REFORÇO PARA
CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA EMPREGANDO
REVESTIMENTO DE ARGAMASSA ARMADA**

Lucas Diemer Ramires

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre,
Junho de 2007.

LUCAS DIEMER RAMIRES

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE REFORÇO PARA
CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA EMPREGANDO
REVESTIMENTO DE ARGAMASSA ARMADA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia**.

Porto Alegre,

Junho de 2007.

R173e Ramires, Lucas Diemer

Estudo teórico-experimental de reforço para construções de alvenaria empregando revestimento de argamassa armada / Lucas Diemer Ramires. -- 2007.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Daniel Riera
Co-Orientadora: Prof^a. Dra. Leticia Fleck Fadel Miguel

1. Argamassa armada. 2. Alvenaria. 3. Estruturas – Reforço. I. Riera, Jorge Daniel, orient. II. Miguel, Leticia Fleck Fadel, co-orient. III. Título.

CDU-691.32(043)

LUCAS DIEMER RAMIRES

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE REFORÇO PARA
CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA EMPREGANDO
REVESTIMENTO DE ARGAMASSA ARMADA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 13 de junho de 2007.

Prof. Jorge Daniel Riera
Ph.D. pela University of Princeton / EUA
Orientador

Prof^a. Leticia Fleck Fadel Miguel
Doutora pelo PPGEC / UFRGS
Co-orientadora

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC / UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Bento de Hanai
Dr. pela Universidade de São Paulo / USP

Prof. Jean Marie Désir
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds / Inglaterra

Aos meus amigos.

AGRADECIMENTOS

Durante estes dois anos de mestrado muitas pessoas interagiram, de alguma maneira, com este trabalho, cabendo aqui prestigiá-las com o meu mais sincero e profundo reconhecimento.

Agradeço ao professor Jorge Daniel Riera e à professora Leticia Fleck Fadel Miguel pela orientação competente durante todas as etapas deste trabalho e pelo voto de confiança.

Agradeço a todos os professores, funcionários e colegas da Escola de Engenharia e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFRGS), pelos ensinamentos e parceria.

Agradeço aos funcionários, pesquisadores, bolsistas e professores do LEME pelo empenho, competência e auxílio.

Agradeço a Belgo Mineira pela doação de material para execução dos ensaios desta dissertação.

Aos amigos Paulo Stumm, Gil, André, Angélica, Artur, Diogo, João Pedro e Flavio Teitelbaum, pelo apoio, parceria e confiança.

Agradeço a Usiara, minha esposa, pela batalha travada em parceria comigo neste período e pelo incentivo maioral deste trabalho.

Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos concedida desde agosto de 2006, vindo a ser mais um incentivador deste trabalho.

Agradeço a todas as divindades que me acompanham e auxiliam.

RESUMO

RAMIRES, L. D. Estudo Teórico-Experimental de Reforço para Construções de Alvenaria Empregando Revestimento de Argamassa Armada. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O reforço estudado neste trabalho consiste na aplicação de revestimento de argamassa armada sobre paredes de alvenaria danificadas ou não, ou seja, reveste-se a parede de alvenaria existente com argamassa e tela soldada, esta fixada com conectores. É apresentado um procedimento simplificado de projeto visando determinar a capacidade de construções de alvenaria não-armada reforçadas com esta técnica e submetidas a solicitações de membrana, isto é, contidas no plano médio das mesmas, oriundas, por exemplo, de sismos, ventos, recalques, solicitações não previstas, deficiências construtivas, entre outras. Este procedimento foi avaliado através de comparações com resultados disponíveis na literatura e segundo resultados experimentais também desenvolvidos neste trabalho. Foram ensaiados em laboratório dois conjuntos de amostras, cada um composto por paredes com e sem reforço. O primeiro grupo (Serie A) foi composto por paredes de alvenaria cerâmica de vedação ensaiadas à compressão diagonal, enquanto o segundo grupo (Serie B) foi composto por paredes em formato de viga bi-apoiada, também de alvenaria cerâmica de vedação, submetidas à carga concentrada no meio do vão. Constatou-se que as paredes da Serie A experimentaram um aumento de quatro vezes na sua capacidade de carga, enquanto as paredes da Serie B experimentaram um aumento de aproximadamente sete vezes na capacidade de carga. Logo, confirmando evidência experimental disponível na literatura especializada, a técnica utilizada e o procedimento de projeto demonstraram-se eficientes e com grande potencial para aplicação.

Palavras-chave: alvenaria, reforço, reabilitação, argamassa armada.

ABSTRACT

RAMIRES, L. D. Estudo Teórico-Experimental de Reforço para Construções de Alvenaria Empregando Revestimento de Argamassa Armada. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The strengthening method studied in this work consists of the application of reinforced mortar (ferrocement) on a masonry wall, in other words, the existent wall, damaged or not, is covered with mortar and a steel welded wire mesh, which is fixed with connectors. A simplified design procedure was presented in order to determine the capacity of constructions of unreinforced masonry with this technique and subjected to in-plane loading, due to earthquakes, winds, displacement of the foundation, non-foreseen loads, constructive deficiencies, among others. This procedure was evaluated through comparisons with available results in the literature and through experimental results, also developed in this dissertation. Two groups of samples were laboratory tested, each one containing walls with and without reinforcement. The first group (Series A) contains walls of perforated ceramic bricks subjected to diagonal compression, while the second group (Series B) contains walls with a pinned-pinned beam shape, also of bricks, subjected to a concentrated load in the middle of the span. It was verified that the walls of Series A presented a four-times increase in the load capacity, while the walls of Series B presented a seven-times increase in the load capacity. Therefore, confirming available experimental evidence in the specialized literature, the technique and the simplified design procedure were demonstrated efficient and with great potential for application.

Keywords: masonry, strengthening, rehabilitation, ferrocement.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS.....	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xviii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
2. COMPORTAMENTO SOB CARGA DA ALVENARIA NÃO-ARMADA.....	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB COMPRESSÃO AXIAL.....	8
2.2.1 Compressão axial de tijolos.....	9
2.2.2 Compressão axial de blocos.....	10
2.2.3 Módulo de elasticidade (E).....	11
2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL.....	12
2.3.1 Ensaios em argamassas e unidades.....	12
2.3.2 Ensaios em prismas.....	13
2.3.3 Ensaios em paredes.....	14
2.4 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB TRAÇÃO AXIAL.....	14
2.5 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB CORTE.....	16
2.6 ALVENARIA SOB ESTADO PLANO DE TENSÃO.....	18
2.7 MODELAGEM NUMÉRICA.....	22
3. ARGAMASSA ARMADA.....	24
3.1 BREVE HISTÓRICO.....	24
3.2 CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL.....	26
3.2.1 Princípios de funcionamento mecânico.....	26
3.2.2 Propriedades dos materiais constituintes.....	27
3.2.3 Procedimentos de execução.....	29

3.3	CHAPAS COM ARMADURA EM MALHA ORTOGONAL	30
3.3.1	Esforços em um elemento de chapa	30
3.3.2	Esforços nas armaduras para σ_I e σ_{II} positivos (tração).....	32
3.3.3	Esforços nas armaduras para σ_I positivo (tração) e σ_{II} negativo (compressão) 33	
4.	REFORÇO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA.....	34
4.1	PATOLOGIAS EM ALVENARIAS ESTRUTURAIS	34
4.2	PATOLOGIAS EM ALVENARIAS DE VEDAÇÃO.....	40
4.3	REABILITAÇÃO DE ALVENARIAS.....	41
4.4	REFORÇO E/OU RECUPERAÇÃO DE ALVENARIAS EMPREGANDO ARGAMASSA ARMADA.....	43
5.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	58
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	58
5.2	CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES REFORÇADAS	58
5.2.1	Paredes do Grupo A.....	59
5.2.2	Paredes do Grupo B.....	60
5.2.3	Características das unidades	61
5.2.4	Características das argamassas	63
5.2.5	Características da tela soldada.....	63
5.3	METODOLOGIA DO ENSAIO	64
5.3.1	Execução das paredes	64
5.3.2	Execução do reforço	66
5.3.3	Instrumentação das paredes do Grupo A.....	69
5.3.4	Instrumentação das paredes do Grupo B.....	71
5.4	RESULTADOS	73
5.4.1	Paredes A0, A1 e A2	73
5.4.2	Paredes A3 e A4	74
5.4.3	Resumo dos resultados das Paredes do Grupo A	77
5.4.4	Paredes B1 e B2.....	78
5.4.5	Paredes B3 e B4.....	81
5.4.6	Resumo dos resultados das paredes do Grupo B.....	88
6.	MÉTODO DE VERIFICAÇÃO DO REFORÇO PROPOSTO	90
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	90
6.2	DESCRIÇÃO DO MÉTODO.....	91
6.2.1	Discretização	92

6.2.2	Caracterização dos materiais	92
6.2.3	Tensões atuantes	93
6.2.4	Tensões resistentes	95
6.3	APLICAÇÕES	97
6.3.1	Aplicações em alvenaria não-armada	99
6.3.2	Aplicações em alvenaria reforçada com argamassa-armada	108
7.	CONCLUSÕES	114
7.1	SOBRE A TÉCNICA DE REFORÇO E O COMPORTAMENTO DAS PAREDES 114	
7.2	SOBRE O MÉTODO DE VERIFICAÇÃO PROPOSTO.....	115
7.3	SUGESTÕES para futuros estudos	115
	BIBLIOGRAFIA	117
	ANEXO A.....	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Proporção das causas de acidentes fatais, devidos à ocorrência de terremotos no mundo, na primeira e segunda metades do século passado (adaptado de Coburn e Spence, 1992).	2
Figura 2-1: Modos de falha da alvenaria submetida a solicitações coplanares.	5
Figura 2-2: Exemplos de geometrias e modos de assentamento de alvenarias.	7
Figura 2-3: Gráfico do comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à compressão uniaxial (extraído de Lourenço, 1997).	8
Figura 2-4: Esquema das tensões atuantes em unidades e argamassa em um ensaio de prisma.	9
Figura 2-5: exemplos de seções de prismas de blocos	11
Figura 2-6: comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à tração uniaxial (extraída de Lourenço, 1997).	15
Figura 2-7: ensaio para determinar a resistência à tração axial da alvenaria.	16
Figura 2-8: exemplos de ensaios que visam obter a resistência ao cisalhamento da alvenaria.	16
Figura 2-9: envoltórias de resistência de alvenaria de tijolos submetidos a estados biaxiais de tensões (extraído de Lourenço, 1998)	20
Figura 2-10: modos de ruptura de alvenarias submetidas a estado de tensão biaxial e uniaxial (extraído de Lourenço, 1998).	21
Figura 2-11: Superfície de ruptura com isocurvas de tensão de corte (extraído de Lourenço, 1998).	22
Figura 2-12: Estratégias de Modelagens para Alvenaria (extraído de Lourenço, 1996).	23
Figura 3-1: Primeira cúpula geodésica, fábrica Carl Zeiss, Jena, Alemanha (reproduzida de Hanai, 1992).	25
Figura 3-2: Elemento de chapa com armadura em malha ortogonal (reproduzida de Leonhardt, 1978).	32
Figura 4-1: Parede sob ação de cargas verticais axiais (adaptada de Thomaz, 1990).	35

Figura 4-2: Parede com aberturas sob ação de cargas verticais (adaptada de Thomaz, 1990).	35
Figura 4-3: Parede submetida à flexo-compressão (adaptada de Thomaz, 1990).	35
Figura 4-4: Paredes submetidas à cargas concentradas sem uma distribuição correta das tenões (adaptada de Thomaz, 1990).	36
Figura 4-5: Edificações fissuradas devido à ocorrência de recalques nas fundações (adaptada de Thomaz, 1990).	36
Figura 4-6: Fissuras devidas à flexibilidade elevada da fundação (adaptado de Oliveira, 2001)	37
Figura 4-7: Fissuração provocada por movimentações higroscópicas (adaptada de Thomaz, 1990).	37
Figura 4-8: Expansão da alvenaria por absorção de água (adaptada de Thomaz, 1990).	38
Figura 4-9: Fissuras devidas à movimentações térmicas (adaptada de Thomaz, 1990).	38
Figura 4-10: Fissuração em uma estrutura de concreto armado e alvenaria confinada devido à ação de sismos	39
Figura 4-11: Fissuração devido à ação sísmica (extraído de Yamazadi et al., 1988).	39
Figura 4-12: Fissuração devido à ação sísmica (extraído de Yamazadi et al., 1988).	40
Figura 4-13: Patologias em alvenarias de vedação (adaptada de Thomaz, 1990).	41
Figura 4-14: Atirantamento de estrutura de alvenaria (adaptado de Thomaz, 1989).	42
Figura 4-15: Utilização de tela metálica em encontros de alvenaria com elementos de concreto (adaptado de Oliveira, 2001).	42
Figura 4-16: Etapas para a recuperação de fissuras causadas por movimentações higrotérmicas (adaptado de Thomaz, 1989).	43
Figura 4-17: Esquema de utilização da argamassa armada (adaptado de Oliveira, 2001)	44
Figura 4-18: Resultados reproduzidos de Oliveira (2001), para paredes de blocos sob compressão diagonal.	45
Figura 4-19: O espécime ensaiado representava a metade de um pilar de alvenaria (reproduzido de Franklin, Lynch e Abrans, 2001)	47
Figura 4-20: Dimensões dos espécimes e reforços utilizados (reproduzido de Franklin, Lynch e Abrans, 2001)	48
Figura 4-21: Gráfico “força x deslocamento” das paredes ensaiadas à compressão diagonal por Reinhorn e Prawel (1991, apud Oliveira, 2001).	49
Figura 4-22: Reforços utilizados nas paredes.	50
Figura 4-23: Espécime ensaiado sem revestimento.	51
Figura 4-24: Espécime ensaiado com reforço diagonal nas paredes 1 e 2.	51

Figura 4-25: Modelo ensaiado com tela soldada na parede 3.....	52
Figura 4-26: Modelos ensaiados e configuração das fissuras (Alcocer <i>et al.</i> (1996)).....	54
Figura 4-27: Modelos ensaiados e configuração das fissuras (Alcocer <i>et al.</i> (1996)).....	54
Figura 4-28: Detalhes previstos pelas <i>Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Mamposteria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal do México</i> (2004).	57
Figura 5-1: Detalhamento das paredes do Grupo A.	60
Figura 5-2: Detalhamento das paredes do Grupo B.	60
Figura 5-3: Detalhamento das unidades e dos prismas.....	61
Figura 5-4: Perspectiva da unidade utilizada.....	62
Figura 5-5: Diferentes vistas dos prismas ensaiados.	63
Figura 5-6: Esquema de execução das paredes do Grupo A	65
Figura 5-7: Esquema de execução das paredes do Grupo B.....	65
Figura 5-8: Execução das paredes do Grupo A.	66
Figura 5-9: Execução das paredes do Grupo B.	66
Figura 5-10: Grampos utilizados para fixação das telas.....	67
Figura 5-11: Fixação das telas.....	68
Figura 5-12: Aplicação de uma camada de chapisco sobre a tela e a alvenaria.	68
Figura 5-13: Aplicação da camada de revestimento resistente sobre a camada de chapisco. ..	69
Figura 5-14: Local onde foram fixados os conectores dos espécimes do Grupo B.....	69
Figura 5-15: Esquema de ensaio das paredes do Grupo A.....	70
Figura 5-16: Calço para ensaio das paredes do Grupo A.	70
Figura 5-17: Esquema de ensaio das paredes do Grupo B.	72
Figura 5-18: Posicionamento dos LVDT's em um espécime do Grupo B.....	72
Figura 5-19: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes A0, A1 e A2, ensaiadas à compressão diagonal.	73
Figura 5-20: Fotografias do ensaio do espécime A0, antes (a) e depois (“b” e “c”) da aplicação do carregamento.	74
Figura 5-21: Fotografias do ensaio do espécime A1, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.	74
Figura 5-22: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes A3 e A4, ensaiados à compressão diagonal.	75
Figura 5-23: Fotografias do ensaio do espécime A3, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.	75

Figura 5-24: Fotografias do ensaio do espécime A4, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.	76
Figura 5-25: Fotografia do ensaio do espécime A4 mostrando o destacamento do revestimento próximo a região de aplicação de carga.	76
Figura 5-26: Gráfico “força x deslocamento” das paredes do Grupo A, ensaiadas à compressão diagonal.	77
Figura 5-27: Máximo carregamento de compressão obtido para cada espécime do Grupo A.	78
Figura 5-28: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B1.	79
Figura 5-29: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B2.	79
Figura 5-30: Vista frontal do espécime B1 após ruptura.	80
Figura 5-31: Perspectiva do espécime B1 após a ruptura.	80
Figura 5-32: Detalhe da forma de ruptura do espécime B1.	80
Figura 5-33: Vista frontal do espécime B2 instrumentado antes da ruptura.	81
Figura 5-34: Detalhe da forma de ruptura do espécime B2.	81
Figura 5-35: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B3.	82
Figura 5-36: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B4.	83
Figura 5-37: Espécime B3 instrumentado antes da aplicação de carregamento.	83
Figura 5-38: Primeiras fissuras observadas durante o ensaio do espécime B3.	84
Figura 5-39: Fissuração final e forma de ruptura do espécime B3.	84
Figura 5-40: Perspectiva geral da ruptura e fissuração do espécime B3.	85
Figura 5-41: Detalhe mais próximo da região de ruptura do espécime B3.	85
Figura 5-42: Fissuração observada no espécime B4 antes da ruptura.	86
Figura 5-43: Ruptura e queda do espécime B4, ficando expostas as armaduras flambadas.	86
Figura 5-44: Desplacamento e exposição das armaduras, após a queda do espécime B4.	87
Figura 5-45: Detalhe da fixação dos conectores após a queda do espécime B4.	87
Figura 5-46: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes do Grupo B.	88
Figura 5-47: Máximo carregamento medido para cada espécime do Grupo B.	89
Figura 6-1: Fluxograma do processo de verificação de estruturas de alvenarias reforçadas ou não.	91
Figura 6-2: Exemplo de discretização de uma estrutura de alvenaria em elementos finitos.	92
Figura 6-3: Elemento genérico de uma parede de alvenaria revestida.	93
Figura 6-4: Tensão atuante em uma parede de alvenaria.	94
Figura 6-5: Seqüência de passos para a determinação das tensões atuantes nas armaduras e na parede.	95

Figura 6-6: Fatores colaborantes para a determinação da resistência à tração da alvenaria reforçada.	96
Figura 6-7: Fatores colaborantes para a determinação da resistência à compressão de paredes de alvenaria reforçadas.	97
Figura 6-8: Superfície de ruptura delimitada por R_x , R_y e R_{RC}	98
Figura 6-9: Configuração estrutural dos ensaios estudados por Lourenço (1996).	100
Figura 6-10: Carregamento atuante em cada espécime e tipos de falha observados devido à carga horizontal crescente (Lourenço 1996).	101
Figura 6-11: Carregamento atuante em cada espécime e tipos de falha observados devido à aplicação de carga horizontal crescente (Lourenço 1996).	102
Figura 6-12: Modelo da parede sem abertura utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.	103
Figura 6-13: Modelo da parede com abertura utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.	103
Figura 6-14: Resultados experimentais das paredes sem abertura, extraídos de Lourenço (1996) e cargas horizontais previstas segundo o método adotado.	104
Figura 6-15: Resultados experimentais das paredes com abertura e carga horizontal prevista segundo o método adotado (extraídos de Lourenço, 1996).	104
Figura 6-16: Configuração estrutural dos ensaios realizados por Bosijkov et al. (2003) e esquema utilizado para modelagem em elementos finitos.	105
Figura 6-17: Modelos em elementos finitos dos espécimes do Grupo B e do Grupo A.	107
Figura 6-18: Configuração estrutural das alvenarias ensaiadas por Oliveira (2001).	108
Figura 6-19: Modelo da parede ensaiada a compressão diagonal utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.	110
Figura 6-20: Gráfico força \times deslocamento de um ensaio de compressão diagonal de paredes sem revestimento (extraído de Oliveira, 2001)	110
Figura 6-21: Gráfico força \times deslocamento de um ensaio de compressão diagonal de paredes com revestimento de argamassa armada (adaptado de Oliveira, 2001)	111
Figura 6-22: Modelos em elementos finitos dos espécimes do Grupo A e do Grupo B.	112
Figura 6-23: Comparação entre previsão teórica e experimental dos espécimes reforçados do Grupo B.	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: traços das argamassas tipo M, N e S	13
Tabela 2-2: Resistência à compressão da alvenaria cerâmica em função do tipo de argamassa e resistência	13
Tabela 2-3: : Resistência à compressão da alvenaria de concreto em função do tipo de argamassa e da resistência das unidades.	13
Tabela 2-4: valores usuais para a resistência característica ao corte.....	17
Tabela 2-5: traços para as argamassas tipo A, B e C.....	17
Tabela 4-1: Resumo dos dados obtidos por Franklin, Lynch e Abrans (2001).....	47
Tabela 4-2: Características dos corpos de prova ensaiados por Reinhorn e Prawel (1991, apud Oliveira, 2001).....	49
Tabela 4-3: Resultados obtidos por Kahn (1984).....	56
Tabela 5-1: Resistências das unidades.	62
Tabela 5-2: Resistência dos prismas.....	62
Tabela 5-3: Características das argamassas utilizadas para as paredes do Grupo A.....	63
Tabela 5-4: Características das argamassas utilizadas para as paredes do Grupo B.....	63
Tabela 5-5: Propriedades das armaduras da tela soldada.	64
Tabela 5-6: Resumo das idades dos espécimes do Grupo A na data do ensaio.	77
Tabela 5-7: Resumo das idades dos espécimes do Grupo B na data do ensaio.....	88
Tabela 6-1: <i>Layout</i> básico de uma planilha de verificação.	98
Tabela 6-2: Resumo dos resultados obtidos por Bosiljkov (2003) com carga de ruptura e deslocamento horizontal previsto pelo método.	106
Tabela 6-3: Resumo das propriedades observadas experimentalmente e das previstas pelo método de verificação.....	108
Tabela 6-4: Resumo das propriedades observadas experimentalmente e das previstas pelo método de verificação.....	113

LISTA DE SÍMBOLOS

A_1	Área unitária de uma seção de alvenaria
A_2	Área unitária da seção de revestimento de uma face de uma parede
A_n	Área líquida
A_T	Área de muro em planta
A_s	Área de armadura em uma direção
D_b	Esforço de Compressão
E	Módulo de elasticidade
E_1	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_2	Módulo de elasticidade da argamassa
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_{equiv}	Módulo de elasticidade equivalente
G	Módulo de elasticidade transversal
H	Esforço horizontal
K	Constante tabelada
L_1, L_2	Dimensões dos lados de um espécime ensaiado à compressão diagonal
N	Esforço vertical
N_1, N_2	Esforços nas direções (1) e (2), respectivamente
P	Carga de compressão
P_n	Carga de ruptura
R_{RC}	Tensão resistente à compressão da alvenaria reforçada
R_x	Resistência à tração da alvenaria reforçada na direção “x”
R_y	Resistência à tração da alvenaria reforçada na direção “y”
V'_m	Valor nominal unitário de corte
V_{SR}	Esforço cortante resistido pelo reforço
F_R	Fator de redução de resistência
a_m	Espaçamento entre fissuras paralelas
d	Espessura de uma chapa
f	Coefficiente de atrito
f_{assent}	Resistência à compressão da argamassa de assentamento

f_b	Resistência normalizada à compressão das unidades
f_{ex}, f_{ey}	Área da seção das armaduras nas direções “x” e “y”, respectivamente
f_m	Resistência da argamassa
f'_m	Resistência característica da alvenaria à compressão
f'_{mg}	Resistência a compressão de prismas preenchidos com concreto líquido
f_p	Resistência à compressão de prismas
f_{revest}	Resistência à compressão da argamassa de revestimento
f_y	Tensão de escoamento do aço
f_{yh}	Tensão de escoamento da armadura
j	Espessura da argamassa de assentamento
k	Razão σ_{II}/σ_I
p_h	Taxa de armadura horizontal
r	Espessura do revestimento
s	Espaçamento das armaduras
t	Espessura da alvenaria
α	Ângulo entre os eixos (1) e “x”
δ_{max}	Máximo deslocamento
γ	Proporção entre área líquida e área bruta de uma unidade
$\mu_{x,y}$	Razão $f_{ex,y}/d$
η	Fator de eficiência do reforço
ν	Módulo de Poisson
ν^*_m	Resistência à compressão diagonal da alvenaria
θ	Ângulo de rotação entre as tensões principais e o eixo de um material
σ_I, σ_{II}	Tensões principais
σ_b	Tensão de compressão
σ_c	Esforço de compressão perpendicular à junta de argamassa
σ_{ex}, σ_{ey}	Tensões de escoamento das armaduras nas direções “x” e “y”, respectivamnte
σ_x	Tensão na direção “x”
σ_y	Tensão na direção “y”
τ_0	Resistência unitária da alvenaria ao corte quando não há esforço de compressão perpendicular à junta de argamassa
τ'_m	Resistência unitária da alvenaria ao corte

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Gallegos (1991) observa que “o conhecimento racional da alvenaria é importante não só porque uma considerável porção dos edifícios existentes está construída com este material, mas porque a alvenaria é hoje e será sem dúvida por muito tempo, particularmente em um mundo em desenvolvimento, o principal material estrutural para resolver as crescentes demandas urbanas”. Esta afirmação sintetiza três importantes aspectos da alvenaria: historicamente ela foi e continua sendo muito empregada em edificações, a viabilidade econômica de sua utilização e a necessidade de um conhecimento racional sobre o material.

Dada a sua simplicidade executiva e o seu potencial estrutural, a alvenaria foi e continua sendo utilizada empiricamente pela sociedade de uma maneira geral. Hoje em dia blocos, tijolos e cimento, podem ser adquiridos facilmente nos estabelecimentos comerciais e utilizados pelo mais inexperiente operário, caracterizando uma grande funcionalidade executiva por um preço baixo e, por outro lado, também representando um fator de insegurança devido à falta de controle tecnológico e à falta de projeto estrutural, fato não admissível.

Somadas a este contexto aparecem solicitações não previstas oriundas, por exemplo, da ação de sismos, ação de vento, recalques das fundações, deficiências construtivas, entre outras. Conseqüentemente, a vulnerabilidade de determinadas edificações de alvenaria é elevada e a ocorrência de patologias é freqüente e nem sempre fácil de solucionar.

No nordeste brasileiro, por exemplo, segundo Hanai e Oliveira (2002), popularizou-se uma metodologia construtiva de prédios habitacionais de quatro pavimentos, cujas paredes

(que deveriam ser estruturais) são de alvenaria de blocos cerâmicos sem função estrutural. Essa metodologia ganhou uma triste notoriedade pela seqüência de colapsos com vítimas fatais e, pelo que se sabe, milhares de edifícios foram construídos nessas condições. Dada a gravidade do tema, é urgente que se desenvolvam tecnologias adequadas para intervenção nestas edificações.

Outro exemplo da demanda de um reforço para construções de alvenaria pode ser percebido observando os gráficos da Figura 1-1. Segundo a mesma, tanto na primeira metade, quanto na segunda metade do século passado, o maior número de vítimas fatais, em casos de terremotos, ocorreu devido ao colapso de edificações de alvenaria.

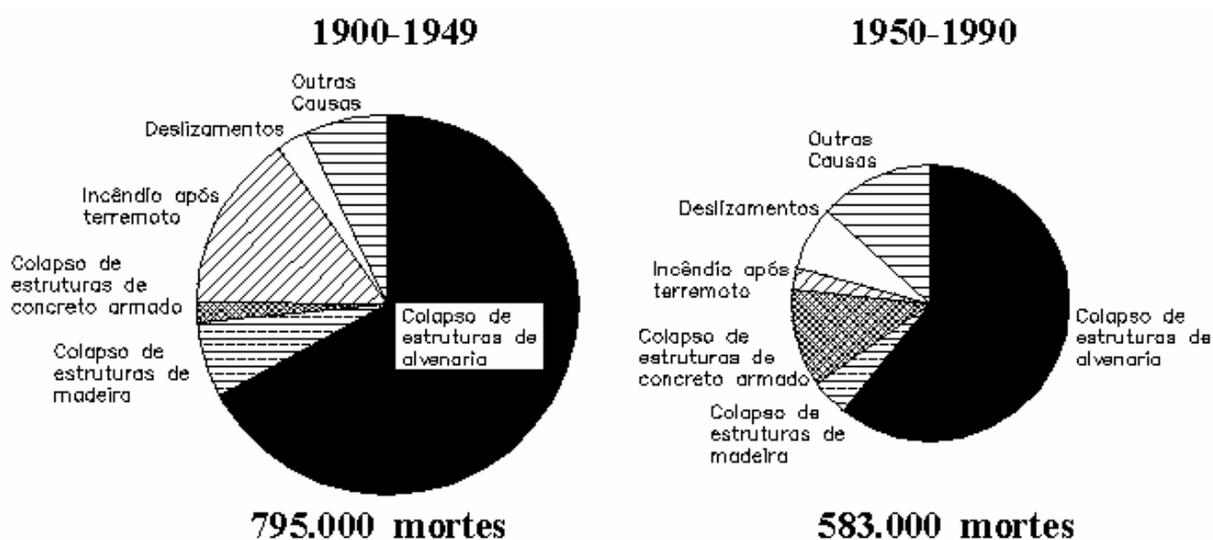


Figura 1-1: Proporção das causas de acidentes fatais, devidos à ocorrência de terremotos no mundo, na primeira e segunda metades do século passado (adaptado de Coburn e Spence, 1992).

Dando ênfase às afirmações anteriores, este trabalho se propõe a contribuir com o desenvolvimento da argamassa armada como material de reforço para construções de alvenaria, avaliando teórica e experimentalmente o reforço de paredes submetidas a solicitações coplanares, confirmando evidências experimentais disponíveis na literatura especializada e desenvolvendo um procedimento simplificado de projeto que permita avaliar a capacidade de carga de paredes reforçadas.

O trabalho constitui-se de uma parte experimental, na qual são apresentados os resultados de um programa experimental com paredes ensaiadas com e sem reforço, e uma parte teórica, na qual são descritas patologias comuns em alvenarias, métodos usuais de reforço, método para verificação da capacidade estrutural de paredes reforçadas com argamassa armada e conclusões referentes à pesquisa desenvolvida.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em sete capítulos, dos quais esta introdução é o primeiro.

O capítulo 2 apresenta genericamente as propriedades mecânicas de alvenarias em geral. Aborda isoladamente, seguindo a organização usual em normas existentes, o comportamento das alvenarias sob compressão ou tração axial, sob esforço de corte e ainda quando sob estado plano de tensão. O capítulo faz também uma breve menção da modelagem numérica das estruturas.

No capítulo 3, assim como no capítulo 2, é sintetizado o conhecimento referente à argamassa armada. Apresentam-se um breve histórico e as características do material, incluindo aí os princípios de funcionamento mecânico, propriedades dos materiais constituintes e procedimentos de execução. É feita ainda, uma abordagem teórica visando à determinação dos esforços na argamassa e nas armaduras.

O capítulo 4 descreve as patologias mais frequentes em construções de alvenaria e os procedimentos usuais para recuperação ou reforço. Apresenta também um histórico da utilização de argamassa armada como material de reforço para construções de alvenaria.

Depois de ter caracterizado a estrutura a ser reabilitada e de ter apresentado o método e características do material de reforço, no capítulo 5 é descrito o programa experimental desenvolvido neste trabalho. São apresentados também os resultados do referido programa.

De posse dos resultados experimentais e dos dados da bibliografia, no capítulo 6 é proposto, descrito e testado um método de verificação para construções de alvenaria reforçadas com argamassa armada. Objetivou-se um método de fácil aplicação que contemplasse tanto construções de alvenaria reforçadas quanto construções de alvenaria sem reforço.

Finalizando o trabalho, no capítulo 7 apresentam-se as conclusões finais deste trabalho, bem como sugestões de estudos futuros sobre o assunto.

2. COMPORTAMENTO SOB CARGA DA ALVENARIA NÃO-ARMADA

Este capítulo descreve as propriedades básicas da alvenaria não-armada. Como propriedades básicas pode-se citar a resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento, sendo também discutidos os ensaios envolvidos na determinação destas resistências e os modelos utilizados na modelagem numérica deste tipo de estrutura. Estas propriedades serão utilizadas posteriormente para a verificação de estruturas reforçadas e submetidas a solicitações coplanares.

2.1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é um material heterogêneo formado por unidades (tijolos ou blocos) e argamassas. É executada através de um processo manual no qual as unidades são assentadas umas sobre as outras e unidas por juntas de argamassa. Este processo confere ao material (ou conjunto) características anisotrópicas e influencia diretamente o comportamento mecânico do mesmo, que por sua vez é governado pelas propriedades das unidades e argamassas e pela resistência das interfaces unidades/argamassa.

Em estruturas reais as paredes de alvenaria podem estar submetidas a diversas condições de carregamento e podem falhar de diversas maneiras. Nesta situação interessam particularmente os carregamentos decorrentes de forças gravitacionais e forças horizontais atuando simultaneamente. A Figura 2-1 apresenta possíveis modos de falha de paredes de alvenaria submetidas a estados planos de tensão (Bosiljkov *et al.*, 2003 e Page, 2002). Nesta figura o modo de falha (a) representa ruptura por tração diagonal que obedece à trajetória das

tensões principais de tração; o modo (b) representa ruptura por deslizamento da junta horizontal e está associada à resistência por atrito das juntas; o modo (c) representa uma ruptura por tração decorrente da flexão do painel e em geral não representa um estado último de resistência; e o modo (d) a ruptura por compressão biaxial do conjunto unidade-junta.

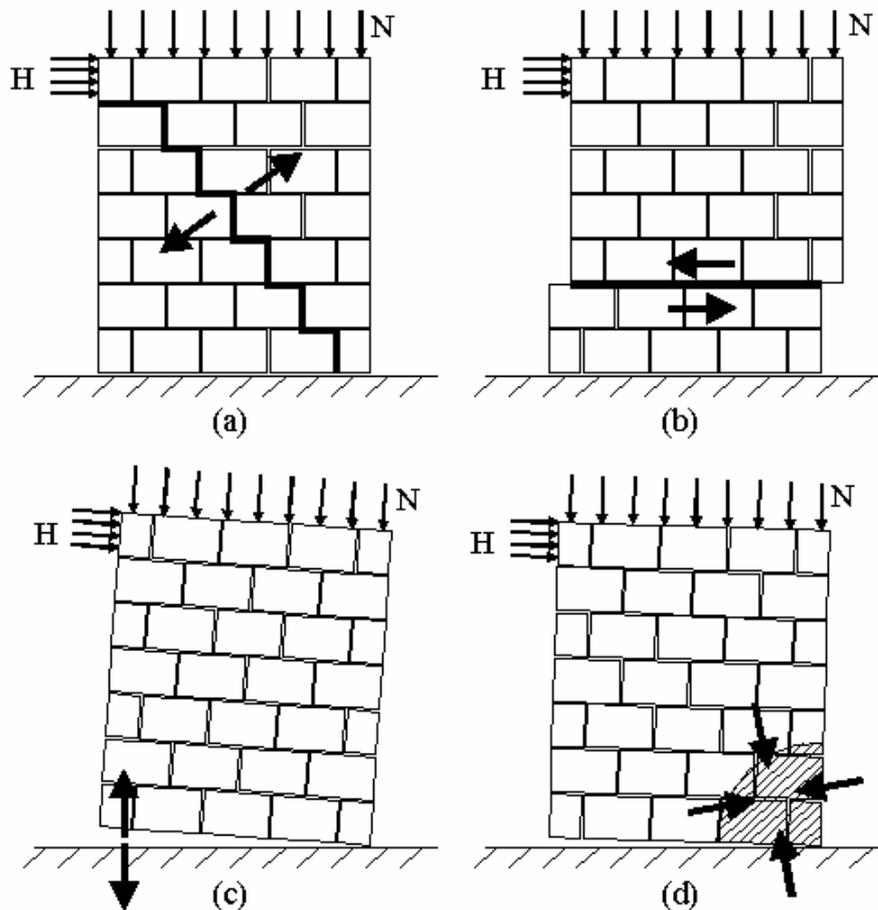


Figura 2-1: Modos de falha da alvenaria submetida a solicitações coplanares.

O conhecimento das resistências da alvenaria à compressão, tração e corte definem o comportamento estrutural dos diferentes elementos de alvenaria ante a ação de solicitações reais. Com o propósito de determinar essas resistências foram desenvolvidos vários ensaios em pequenos espécimes, cujos resultados constituem a base do conhecimento estrutural do material. O comportamento desses espécimes é o resultado da ação heterogênea dos componentes da alvenaria, imitando ou modelando assim o comportamento da alvenaria submetida à carga similar a do ensaio.

O comportamento de paredes de alvenaria em termos do modo de falha depende ainda da geometria das paredes, das condições de bordo e da magnitude das tensões aplicadas.

As unidades que conjuntamente com a argamassa constituem a alvenaria se denominam tijolos ou blocos. Os tijolos se caracterizam por ter dimensões e pesos que permitem manejá-los com apenas uma mão no processo de assentamento. O tijolo convencional é uma peça pequena que usualmente tem a largura variando entre 10 e 12 cm, e cujo peso não excede 40N. Os blocos geralmente necessitam ser manejados com as duas mãos, o que tem determinado na fabricação um peso de até 150 N (em alguns casos mais), a largura não é concebida baseada em condições ergonômicas, e possuem partes vazadas (alvéolos ou ocos), o que permite que sejam manejados sem maltratar os dedos das mãos e o que permite também que sejam preenchidos com armadura e graute. A Figura 2-2 apresenta alguns exemplos de tijolos e blocos e as suas diferentes geometrias.

A unidade de alvenaria é elaborada com matérias-primas diversas: argila, concreto de cimento portland, misturas de sílica e calcáreo, entre outras. São produzidas em condições contrastantes: em sofisticadas fábricas sob restrito controle industrial, ou em precários locais, muitas vezes provisórios e sem nenhum controle de qualidade. Sendo assim, as formas, tipos, dimensões e pesos podem ter variação praticamente ilimitada, podendo se ter unidades de excelente ou péssima qualidade.

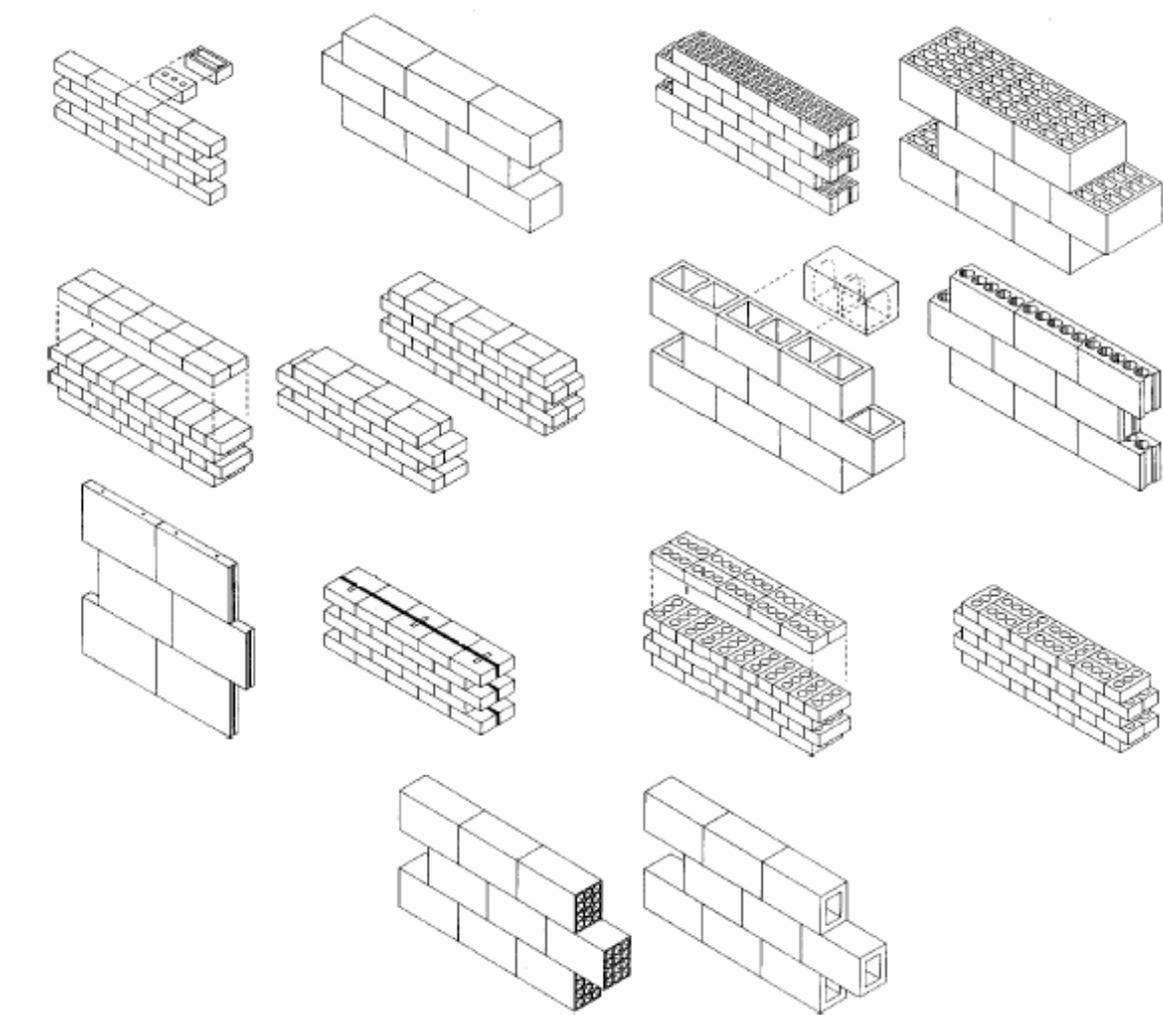


Figura 2-2: Exemplos de geometrias e modos de assentamento de alvenarias.

A construção tradicional de alvenaria utiliza unidades assentadas sobre argamassa. A argamassa cumpre a função de preencher (ou corrigir) as inevitáveis irregularidades das unidades e, sobretudo, de uni-las ou aderi-las com relativa estabilidade no processo construtivo, a fim de formar em última instância, um conjunto durável, impermeável e com alguma resistência à tração. No estado plástico a propriedade essencial da argamassa é a trabalhabilidade, ou seja, a qualidade de poder ser manipulada facilmente durante o assentamento das unidades. No estado endurecido as propriedades essenciais são a resistência à compressão, a adesão com as unidades de alvenaria e a capacidade de deformação (caracterizando a capacidade da alvenaria de sofrer deformações plásticas).

A adesão entre a argamassa e a unidade é de natureza mecânica (GALLEGOS, 1991). Quando a argamassa entra em contato com a unidade, esta absorve água dela. Como a água contém solúveis de cimento, estes são introduzidos no processo de sucção da água nos poros

capilares da unidade de alvenaria, e ao cristalizar forma um engate mecânico que é a base da adesão entre a argamassa e a unidade de alvenaria.

2.2 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB COMPRESSÃO AXIAL

As estruturas de alvenaria, em geral, devido às disposições construtivas e as cargas normalmente atuantes, são predominantemente solicitadas à compressão. O interesse neste tipo de solicitação tem levado muitos pesquisadores a procurar correlações entre tipos de unidades e argamassas, e a respectiva resistência da alvenaria à compressão. Essa resistência (Hendry, 1981) depende de fatores como resistência das unidades, geometria das unidades, resistência da argamassa, deformação característica da unidade e da argamassa, espessura das juntas, sucção das unidades entre outras. A Figura 2-3 apresenta genericamente o possível gráfico do comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à compressão uniaxial, onde se pode perceber o comportamento distinto entre duas direções ortogonais “x” e “y” do material e uma tendência pós-ruptura de gradual redução de resistência.

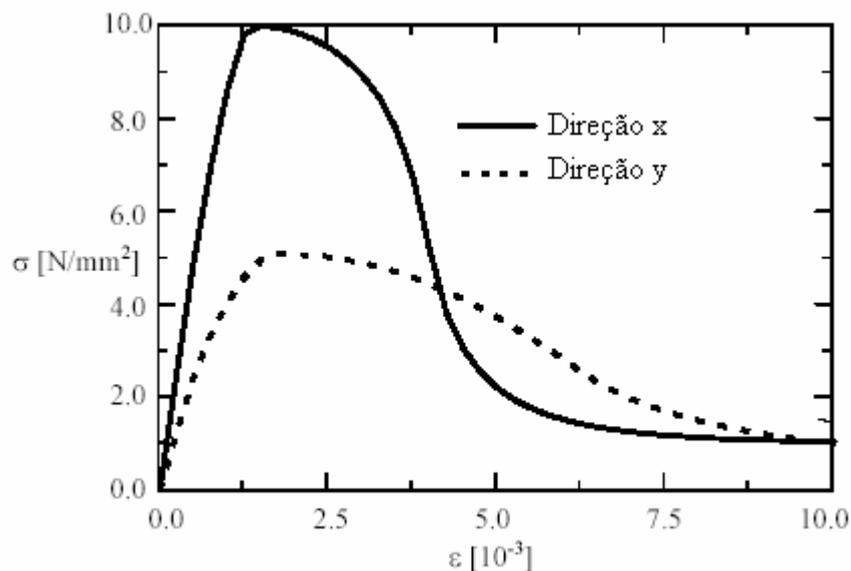


Figura 2-3: Gráfico do comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à compressão uniaxial (extraído de Lourenço, 1997).

2.2.1 Compressão axial de tijolos

Segundo Gallegos (1991), várias características têm sido observadas nos ensaios de prismas de tijolos em compressão:

- a) A partir de aproximadamente 70% da carga última começam a aparecer fissuras verticais nos tijolos.
- b) A carga última ocorre quando o avanço e multiplicação destas fissuras se tornam substanciais.
- c) O esforço e deformação unitária em ruptura do prisma correspondem a um valor intermediário entre a resistência isolada do tijolo e da argamassa que conformam o prisma.

Ainda segundo Gallegos (1991), esse comportamento leva a deduzir que a fissuração vertical dos tijolos está relacionada com a deformação lateral da argamassa. Usualmente os tijolos são mais resistentes e rígidos que a argamassa. Em consequência a expansão lateral livre da argamassa (assumindo módulos de Poisson de valor similar para o tijolo e a argamassa) será muito maior. Devido a que em um prisma, e em uma parede real de alvenaria, o tijolo e a argamassa devem deformar-se igualmente, a expansão lateral da argamassa estará restringida pelo tijolo. Em outras palavras: a argamassa, em um prisma carregado, está submetida à compressão triaxial, e o tijolo a uma combinação de compressão axial e tração biaxial, conforme se ilustra na Figura 2-4.

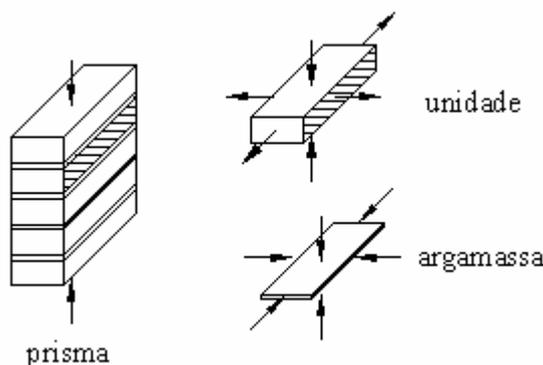


Figura 2-4: Esquema das tensões atuantes em unidades e argamassa em um ensaio de prisma.

Em paredes reais os tijolos não estão assentados um em cima do outro, mas sim segundo algum tipo de amarração, e as alturas e esbeltezas são maiores que as dos prismas. Se

não ocorrem falhas prévias, por instabilidade elástica ou por excentricidade de carga, a forma de falha da parede é semelhante à do prisma. Ensaios realizados paredes indicam que, devido à ausência de restrições nas zonas de introdução de carga (efeito de confinamento no topo e na base) como ocorre em prismas, e ao tipo de amarração, para esbeltezas usuais e quando se evitam outros tipos de falha, a resistência da parede equivale a cerca de 70% da resistência do prisma elaborado com materiais iguais (GALLEGOS, 1991).

2.2.2 Compressão axial de blocos

O comportamento à compressão da alvenaria de blocos diferencia-se um pouco da alvenaria de tijolos, devendo-se esse fato basicamente à geometria dos blocos e à junta de encontro dos mesmos. Ensaios axiais em prismas de blocos (Drysdale e Hamid, 1979; Khalaf et al., 1994; Ramamurthy et al., 2000) têm demonstrado que a interface entre blocos e juntas de argamassa determina o comportamento do material. Havendo um perfeito alinhamento entre as faces (Figura 2-5 (a)) dos blocos sobrepostos, os elementos do prisma comportam-se como na alvenaria de tijolos. Neste caso a junta de argamassa preenche toda a área líquida da seção transversal do bloco. Por outro lado, quando o prisma é formado por unidades em que as faces não estão alinhadas e, conseqüentemente, as juntas de argamassa não preenchem a área líquida da seção transversal do bloco (Figura 2-5 (b)), ocorre um complexo sistema de transferência de esforços e também perda de capacidade portante (comparada à alvenaria de blocos com perfeito alinhamento das faces). Observou-se também que a capacidade resistente do prisma depende de fatores como espessura das juntas, relação altura/largura dos prismas e da relação entre as resistências dos blocos e argamassa.

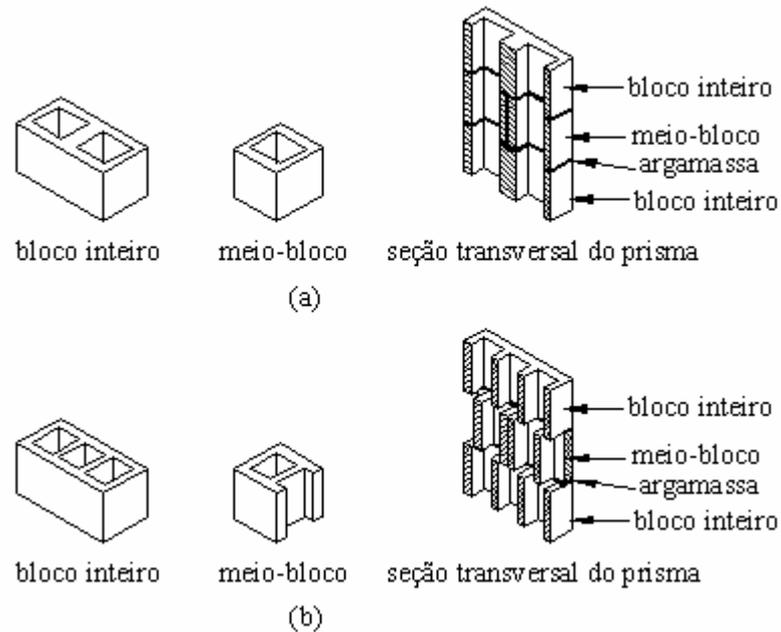


Figura 2-5: exemplos de seções de prismas de blocos

2.2.3 Módulo de elasticidade (E)

O módulo de elasticidade aparente da alvenaria de tijolos de argila e sílico-calcáreos varia entre $400 f'_m$ e $1000 f'_m$ (sendo f'_m a resistência característica da alvenaria à compressão) (GALLEGOS, 1991). Do mesmo modo, o módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto com e sem concreto líquido (graute) varia entre $400 f'_{mg}$ e $1290 f'_{mg}$ (f'_{mg} é a resistência de prismas preenchidos com concreto líquido). Estes valores do módulo de elasticidade são iniciais. Para se obter as deformações finais estes valores devem ser multiplicados por 2 ou 3 quando tratar-se de alvenaria de argila, ou multiplicados por 3 ou 4 para alvenaria de concreto ou sílico-calcárea.

O Eurocódigo 6 permite que o módulo de elasticidade possa ser determinado a partir de ensaios ou admitido como $1000 f'_m$ no caso de estados limites últimos e $600 f'_m$ no caso de estados limites de utilização. A mesma norma indica valores entre 0 e 2 para o coeficiente de fluência, dependendo do tipo de unidade utilizada.

2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL

Existem três formas básicas normalizadas de ensaios para se obter a resistência à compressão da alvenaria: ensaios em unidades, ensaios em prismas e ensaios em painéis em escala real (paredes).

2.3.1 Ensaios em argamassas e unidades

A partir do conhecimento das resistências à compressão das argamassas e das unidades, diferentes normas permitem estabelecer a resistência final da alvenaria. Estes ensaios possuem aceitável correlação estatística com a resistência da alvenaria, sendo os de mais simples execução. Eles apresentam como principais vantagens: rapidez de execução, baixo custo e simplicidade de equipamentos. Segundo Camacho (2001), como principal inconveniente, são os que conduzem a menor resistência final da alvenaria, pois as unidades isoladas apresentam alto coeficiente de variação e são pouco representativos da alvenaria, razões pela quais os resultados devem ser cobertos por maior nível de segurança.

O Eurocódigo 6 por exemplo, permite para o caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, calcular a resistência característica à compressão (f'_m) através da seguinte expressão:

$$f'_m = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}, \quad (2-1)$$

desde que não se considere f_m superior a 20 MPa nem a $2 f_b$, consoante o que for menor. Nessa expressão f_m é a resistência da argamassa em MPa, f_b é a resistência normalizada a compressão das unidades, em MPa, e K é uma constante tabelada (que varia entre 0,4 e 0,6).

A norma *Specifications for Masonry Structures* publicada pelo ACI (American Concrete Institute) apresenta tabelas relacionando resistência de unidades e tipos de argamassas com a resistência da alvenaria à compressão (ver Tabelas 2-2 e 2-3). A Tabela 2-1 apresenta os traços das argamassas tipo M, N e S.

Tabela 2-1: traços das argamassas tipo M, N e S

Proporção em volume dos materiais			Resistência à compressão [MPa]
Tipo de argamassa	cimento	cal	
M	1	1/4	*
S	1	1/4 à 1/2	
N	1	1/2 à 1.25	

* entre 2.25 e 3 vezes o volume de cimento e cal

Tabela 2-2: Resistência à compressão da alvenaria cerâmica em função do tipo de argamassa e resistência das unidades.

Resistência à compressão da unidade de argila* em relação à área líquida [MPa]		Resistência à compressão da alvenaria em relação à área líquida [MPa]
Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N	
16,5	20,7	6,9
30,3	37,9	10,3
44,1	55,2	13,8
57,9	72,4	17,2
71,7	89,6	20,7
85,5	-	24,1
99,3	-	27,6

* Unidades testadas de acordo com a norma ASTM C 67

Tabela 2-3: Resistência à compressão da alvenaria de concreto em função do tipo de argamassa e da resistência das unidades.

Resistência à compressão da unidade de concreto* em relação à área líquida [MPa]		Resistência à compressão da alvenaria em relação à área líquida [MPa]
Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N	
8,6	9,0	6,9
13,1	14,8	10,3
19,3	21,0	13,8
25,9	27,9	17,2
33,1	36,2	20,7

* Unidades testadas de acordo com a norma ASTM C 140

2.3.2 Ensaios em prismas

Prismas são corpos-de-prova compostos por duas ou mais unidades, utilizados para se prever as propriedades dos elementos a serem empregados nas obras reais (resistência à compressão, ao cisalhamento, etc.). Suas dimensões variam segundo as recomendações das diferentes normas. De uma maneira geral, segundo Gallegos (1991), a esbeltez e altura

mínima dos prismas variam para a alvenaria de tijolos e blocos. No caso de prismas de tijolos, a relação entre altura e largura estará entre 2 e 5, e a altura não será menor que 30 cm. Para o caso de prismas de blocos a esbeltez estará entre 1,5 e 3 e a altura não será menor que 40 cm. Em ambos os casos deve haver pelo menos uma junta entre as unidades.

Os prismas devem possuir todas as características dos elementos reais da obra, tais como: espessura das juntas, tipo de argamassa e unidades, forma de assentamento e igual espessura. Sendo mais representativos da alvenaria do que as unidades e argamassas tomadas isoladamente, geralmente fornecem resultados mais precisos e maior valor da resistência da alvenaria (comparado aos ensaios em materiais e unidades). O ensaio de prisma fornece a resistência característica da alvenaria (f'_m).

2.3.3 Ensaios em paredes

Segundo Camacho (2001), ensaios em grandes painéis de alvenaria são dispendiosos, não sendo convenientes para a determinação da resistência para fins de projeto, exceto em circunstâncias especiais, sendo usados principalmente em pesquisas de laboratório para a verificação de métodos analíticos e obtenção de correlações de resistência com unidades e prismas. Nesse contexto pode-se citar um ensaio realizado no Japão, onde foi ensaiado um edifício de cinco andares em escala real (Seible *et al.*, 1987 e Yamazaki *et al.*, 1988).

2.4 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB TRAÇÃO AXIAL

A resistência da alvenaria à tração é relativamente pequena e muito variável sendo, na maior parte das aplicações, considerada nula. Por outro lado, há ocasiões em que ela é utilizada como, por exemplo, em paredes confinadas submetidas a solicitações co-planares ou em paredes submetidas a cargas perpendiculares ao seu plano.

Segundo Almeida (2002), problemas mecânicos que surgem na alvenaria são freqüentemente resultado da sua fraca resistência à tração. Na maior parte dos casos, patologias e colapso ocorrem devido a tensões que ultrapassam a resistência à tração dos materiais. Isto se aplica geralmente à aderência da interface entre unidades e argamassa. A Figura 2-6 apresenta genericamente o possível gráfico do comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à tração uniaxial, onde se pode perceber o

comportamento distinto entre duas direções ortogonais “x” e “y” do material e uma queda brusca de resistência depois de atingido o pico de resistência.

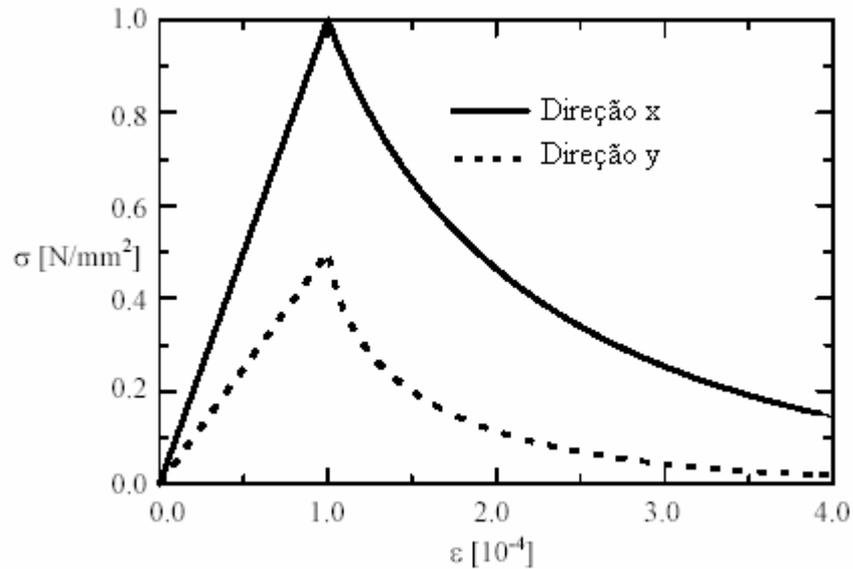


Figura 2-6: comportamento tensão-deformação de uma parede de alvenaria submetida à tração uniaxial (extraída de Lourenço, 1997).

É claro que, quanto melhor a qualidade da argamassa, melhor a qualidade da alvenaria. Assim, aumentando a resistência da argamassa aumenta-se a capacidade de carga da alvenaria. Por outro lado, a utilização de argamassas excessivamente rígidas pode conduzir à uma menor resistência de aderência se a quantidade de água for insuficiente. Por esta razão, normalmente, exigem-se argamassas com elevada trabalhabilidade e resistência. A ruptura de uma alvenaria submetida a esforços de tração pode ocorrer nas unidades, na junta de argamassa ou em uma interface entre a junta de argamassa e a unidade. A ruptura da ligação ocorre na zona mais fraca desta seqüência. Usualmente, este elemento mais fraco é a zona de interface entre o tijolo e a argamassa. A maioria dos pesquisadores (Almeida, 2002) considera esta ligação como exclusivamente mecânica: os produtos de hidratação do ligante entram nas porosidades da unidade, provocando um mecanismo de adesão. A resistência da ligação é controlada por fatores como o transporte de água, rugosidade da superfície da unidade, processo de fabricação das unidades, propriedades da argamassa e da mão-de-obra empregados na sua realização.

O ensaio utilizado para determinar a resistência à tração axial da alvenaria é o “ensaio de tração direta”. Este ensaio consiste em avaliar a resistência à tração de um prisma composto de duas unidades ligadas por uma junta de argamassa (ver Figura 2-7).

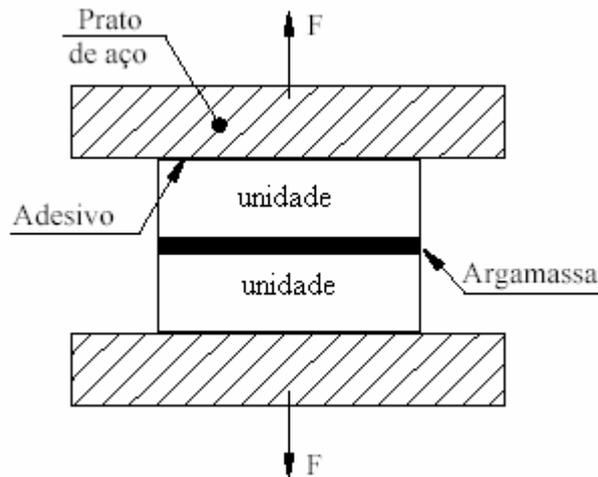


Figura 2-7: ensaio para determinar a resistência à tração axial da alvenaria.

2.5 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA SOB CORTE

Quando as paredes de alvenaria são carregadas no plano, é possível a falha por cisalhamento nas juntas de argamassa. A investigação da resistência da alvenaria ao corte é efetuada utilizando espécimes de tamanho reduzido ou muros em escala natural com esbeltezas reduzidas. A Figura 2-8 apresenta exemplos de ensaios que visam obter a resistência ao cisalhamento da alvenaria.

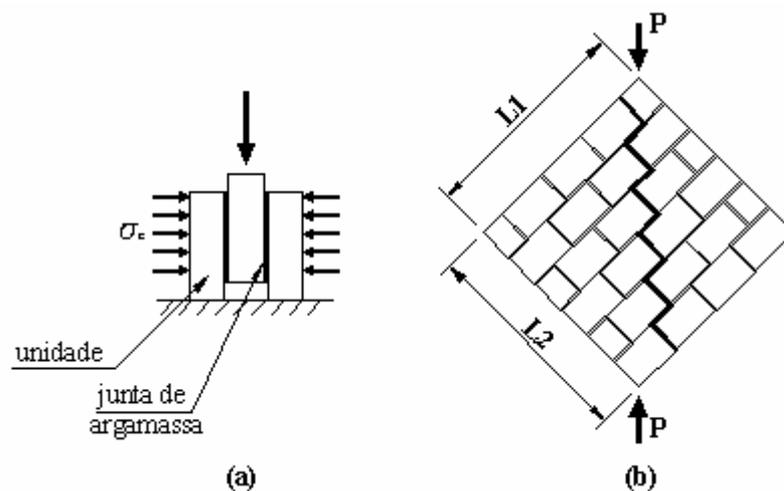


Figura 2-8: exemplos de ensaios que visam obter a resistência ao cisalhamento da alvenaria.

Ensaio como o da Figura 2-8 (a) têm demonstrado que a resistência unitária da alvenaria ao corte por cisalhamento (τ'_m) pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\tau'_m = \tau_0 + f \cdot \sigma_c, \quad (2-2)$$

onde τ_0 é a resistência unitária da alvenaria ao corte por cisalhamento quando não há esforço de compressão perpendicular à junta de argamassa, f é um coeficiente de atrito (geralmente adotado 0,4) e σ_c é o esforço de compressão perpendicular à junta de argamassa. Os valores usuais para a resistência característica ao corte encontram-se na Tabela 2-4, extraída de Gallegos (1993). Os traços das argamassas referidas nesta tabela estão na Tabela 2-5.

Tabela 2-4: valores usuais para a resistência característica ao corte.

Resistência Característica ao Corte [MPa]			
Matéria prima da unidade	Argamassa tipo		
	A	B	C
Argila	0,3	0,3	0,25
Concreto	0,3	0,3	0,25
Silico-calcárea	0,2	0,2	0,2

Tabela 2-5: traços para as argamassas tipo A, B e C.

Tipos de argamassa (proporção em volume)			
Tipo de Argamassa	Cimento	Cal	Areia
A	1	0 - 1/4	3
B	1	1/2	4 - 4,5
C	1	1	5 - 6

O ensaio mais utilizado para determinar a resistência ao corte ou à tração diagonal é provavelmente, segundo Gallegos (1991), o ensaio de compressão diagonal (ver Figura 2-8 (b)). Devido à semelhança com as condições de carregamento encontradas em paredes reais, o ensaio tem sido considerado representativo, embora as condições de bordo em uma parede real sejam bastante diferentes. Neste ensaio uma parede quadrada de aproximadamente 1,20 m (dimensão que pode variar) de lado é submetida em sua diagonal a um carregamento crescente (com ritmo controlado) de compressão. O resultado do ensaio é o valor nominal unitário de corte (V_m') obtido a partir da seguinte expressão:

$$V'_m = \frac{0,71 \cdot P_u}{A_n}, \quad (2-3)$$

onde P_u é a carga de ruptura e A_n é a área líquida do espécime que se calcula utilizando a seguinte fórmula:

$$A_n = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)b\gamma, \quad (2-4)$$

onde L_1 e L_2 são os lados do espécime, b é sua espessura e γ é a proporção de área líquida em relação à área bruta das unidades. O modo de falha do espécime é geralmente por tração diagonal. Isso ocorre de maneira frágil quando surge a primeira fissura. Em geral, quando não há pré-compressões ou estas são muito reduzidas, a falha tende a se dar seguindo as juntas horizontais e verticais com um ângulo de aproximadamente 45° com as fiadas.

Num material elástico linear e isotrópico, o módulo de corte pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade através da seguinte relação:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (2-4)$$

onde E é o módulo de elasticidade e ν é o módulo de Poisson cujo valor varia de 0,2 a 0,35.

O Eurocódigo 6 estabelece que na ausência de valores experimentais, o módulo de corte pode ser tomado igual a $0,4E$.

2.6 ALVENARIA SOB ESTADO PLANO DE TENSÃO

O comportamento da alvenaria sob estado plano de tensões não pode ser completamente descrito a partir do comportamento da mesma sob condições uniaxiais de carregamento, e também não pode ser descrita apenas em termos de tensões principais porque a alvenaria é um material anisotrópico. A envoltória biaxial de resistência da alvenaria pode ser descrita em termos de vetores de tensão em um sistema de eixos fixado de acordo com o eixo do material ou, em termos de tensões principais e um ângulo de rotação θ entre as tensões principais e o eixo do material.

A Figura 2-9 mostra alguns dos resultados obtidos por Page (1981, apud Lourenço, 1998) quando ensaiou espécimes de alvenaria de tijolos maciços sob tensão biaxial, caracterizando envoltórias de ruptura para diferentes ângulos de inclinação θ , enquanto a Figura 2-10 mostra os modos de ruptura observados. De acordo com as observações, segundo Lourenço (1998), quando sob tração uniaxial, a falha ocorre por ruptura e deslizamento das juntas verticais e horizontais. Uma tensão de compressão lateral diminui a resistência à tração na direção ortogonal, o que pode ser explicado pelo dano induzido no material compósito, por micro-deslocamentos das juntas e micro-rupturas das unidades. Em casos de carregamento de tração-compressão a falha pode ocorrer por ruptura e deslizamento das juntas isoladamente ou em um mecanismo combinado envolvendo unidades e juntas. Tipos similares de falha ocorrem para compressão uniaxial, mas uma sensível transição é encontrada para compressão biaxial. Em compressão biaxial a falha ocorre tipicamente por ruptura localizada na metade da espessura do espécime, em um plano paralelo às superfícies livres, independentemente da orientação das tensões principais.

Para razões de tensões principais $\ll 1$ e $\gg 1$, a orientação das tensões principais tem um significativo papel e a falha ocorre por um mecanismo que combina falha nas juntas verticais e horizontais de argamassa e ruptura lateral. O aumento da resistência à compressão do espécime sob compressão biaxial pode ser explicado pelo atrito das juntas e pelo atrito interno entre as unidades e argamassa.

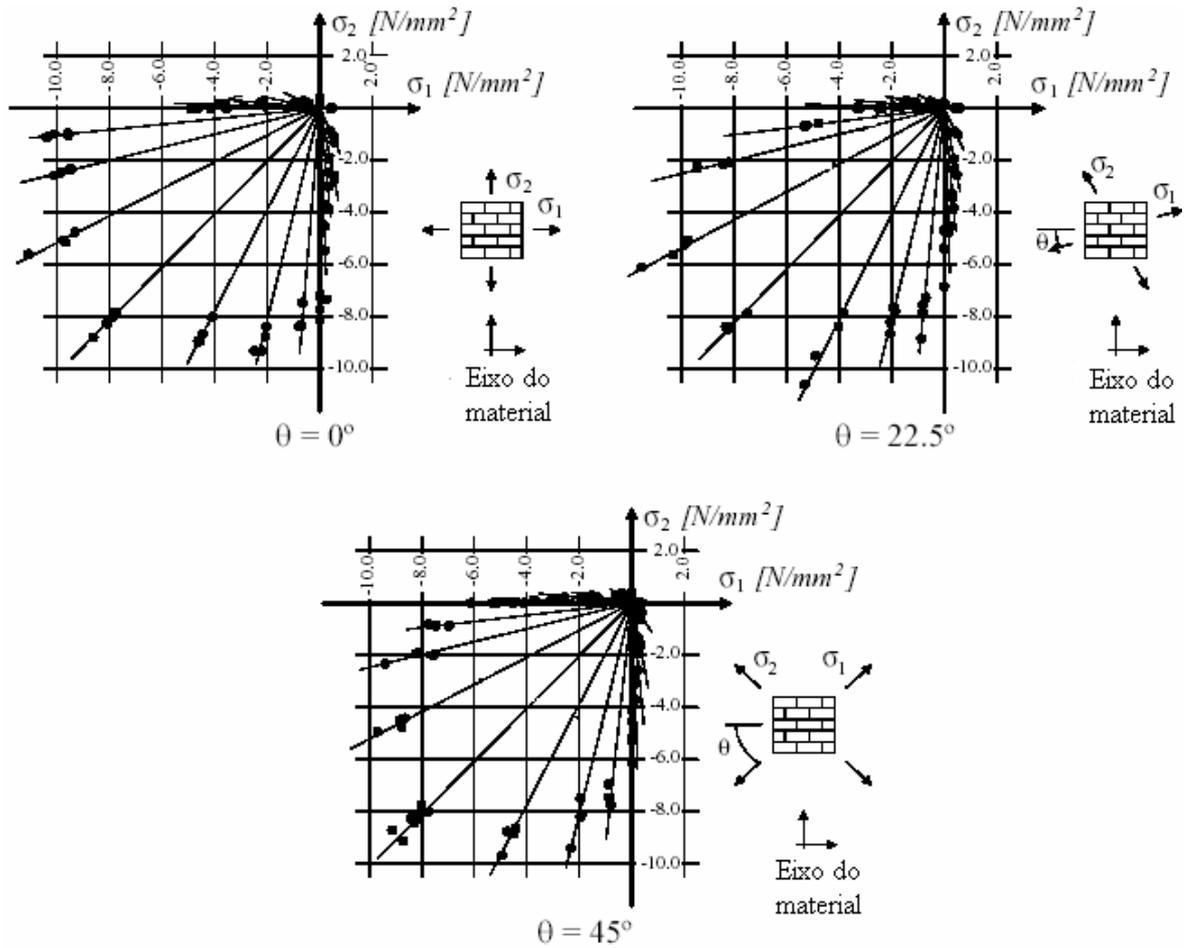


Figura 2-9: envoltórias de resistência de alvenaria de tijolos submetidos a estados biaxiais de tensões (extraído de Lourenço, 1998)

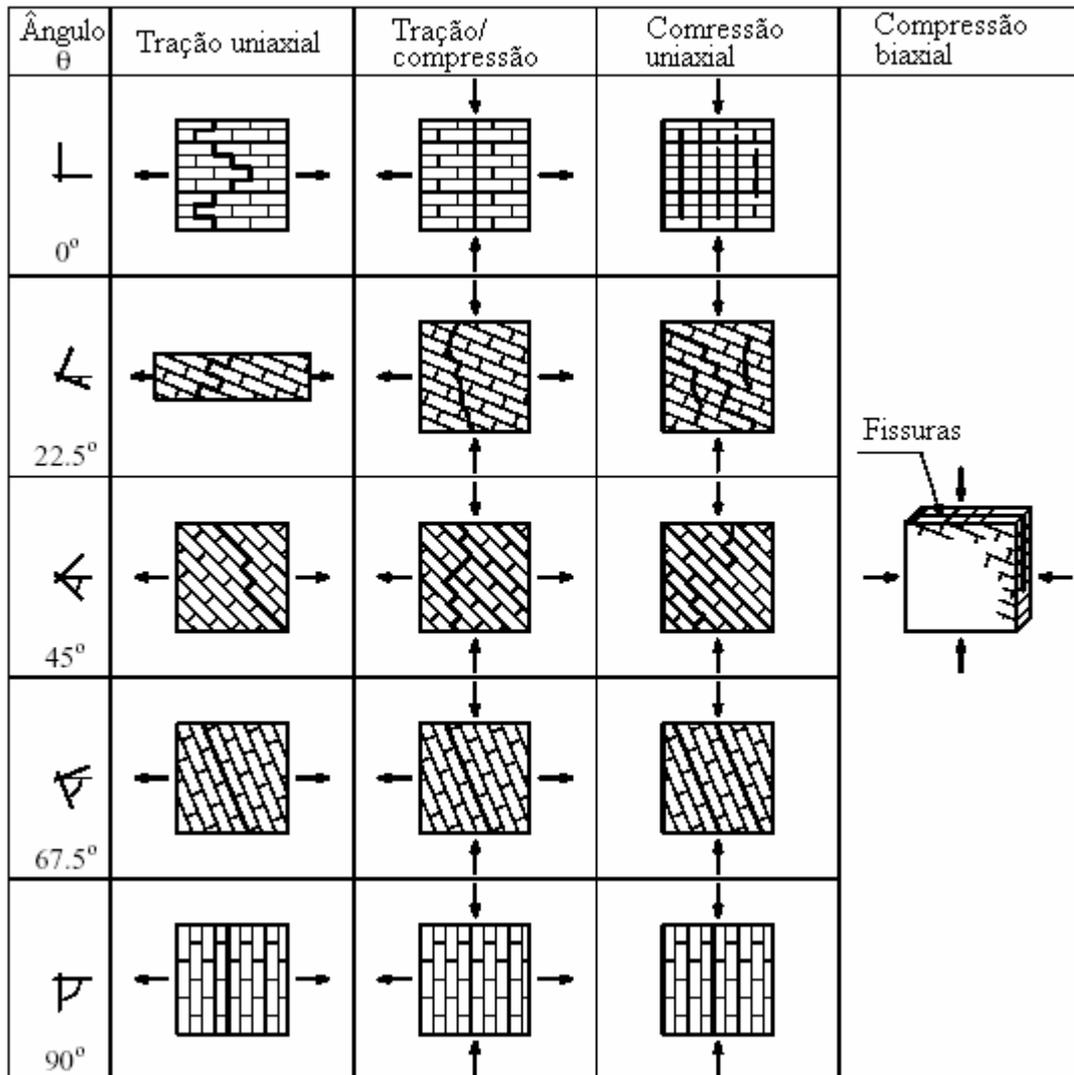


Figura 2-10: modos de ruptura de alvenarias submetidas a estado de tensão biaxial e uniaxial (extraído de Lourenço, 1998).

Levando em conta o que foi exposto, diferentes envoltórias de resistência e diferentes modos de falha podem ser encontrados para diferentes materiais e geometrias. De uma maneira geral, em grandes estruturas de alvenaria a interação entre as unidades e as juntas de argamassa não determina o comportamento global da estrutura. Em situações como esta é preferível considerar modelos que possibilitem o estabelecimento de relação entre tensões e deformações médias na alvenaria, de forma a se obter informações globais sobre o mecanismo de sustentação de cargas da estrutura em análise com menor esforço computacional e humano.

Lourenço (1996) utilizou e testou com sucesso a superfície de ruptura apresentada na Figura 2-11 para a implantação de um programa computacional que utiliza macro-modelos para análise de estruturas de alvenaria. A mesma inclui uma combinação de uma superfície de

escoamento Rankine-Type para tração e uma superfície de escoamento Hill-Type para compressão.

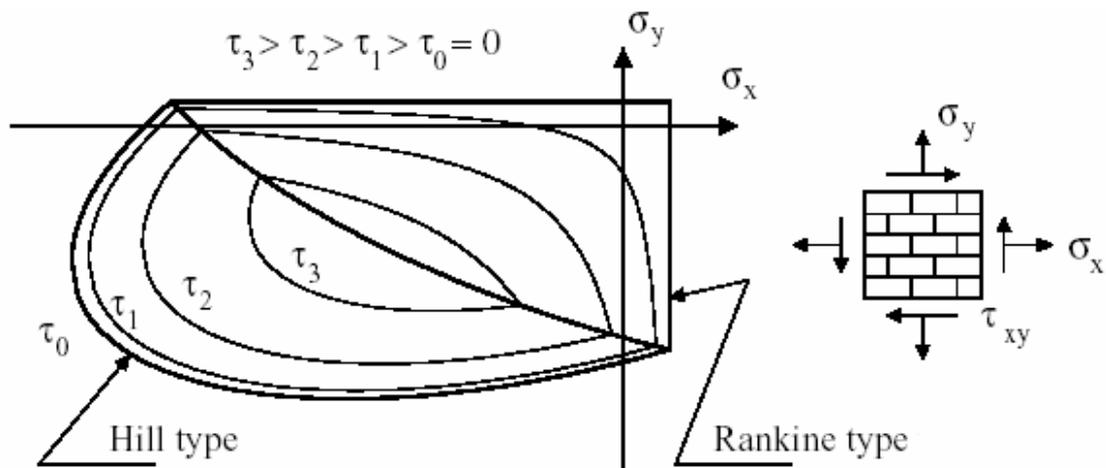


Figura 2-11: Superfície de ruptura com isocurvas de tensão de corte (extraído de Lourenço, 1998).

2.7 MODELAGEM NUMÉRICA

A resistência da alvenaria é influenciada por diversos fatores, o que torna difícil a simulação numérica da mesma. Dentre estes fatores pode-se destacar a anisotropia e dimensão das unidades, a dimensão e orientação das juntas de argamassa, as propriedades da interface unidade/argamassa e a mão-de-obra utilizada no processo construtivo.

A modelagem numérica da alvenaria estrutural pode incluir uma representação detalhada de todos os seus componentes (unidades, juntas de argamassa e interface unidades-argamassa), a qual normalmente se chama micro-modelagem, ou adotar uma representação macro da estrutura (macro-modelagem) na qual o material é considerado como um compósito, dotado de propriedades elasto-plásticas médias, obtidas mediante procedimento de homogeneização. Dependendo do grau de acurácia e simplicidade desejados pelo analista é possível, segundo Lourenço (1996), se utilizar uma das seguintes estratégias para a análise de estruturas de alvenaria:

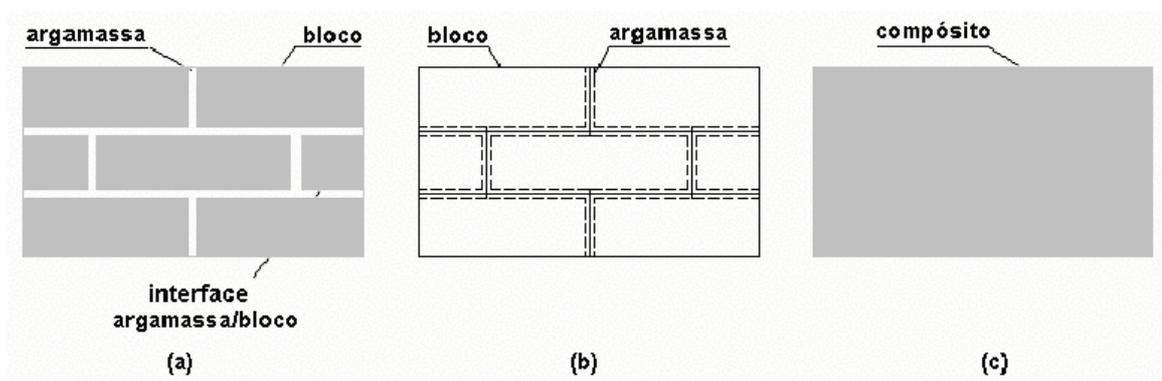


Figura 2-12: Estratégias de Modelagens para Alvenaria (extraído de Lourenço, 1996).

- a) micro-modelagem detalhada: unidades e juntas de argamassa são representadas através de elementos contínuos ao passo que a interface unidade-argamassa é representada por elementos descontínuos, Figura 2-12 (a);
- b) micro-modelagem simplificada: unidades expandidas são representadas por elementos contínuos ao passo que o comportamento das juntas de argamassa e a interface unidade-argamassa são condensados em elementos descontínuos. Estes elementos representam locais preferenciais de ruptura onde ocorrem as fissuras de tração e corte, Figura 2-12 (b);
- c) macro-modelagem: unidades, juntas de argamassa e interface unidade-argamassa são condensadas no contínuo, Figura 2-12 (c).

Naturalmente não se pode estabelecer uma hierarquia entre as estratégias de modelagem acima descritas tendo em vista que há campos de aplicação apropriados para micro e macro modelos. Com efeito, caso se deseje obter uma visão mais detalhada (localizada) do perfil de distribuição de tensões de um painel, uma abordagem com micro modelos é preferível ao passo que, em situações nas quais a estrutura em análise seja composta por paredes sólidas de grandes dimensões, de forma que as tensões ao longo de determinada dimensão possam ser essencialmente uniformes, uma abordagem com macro modelos é mais aplicável.

3. ARGAMASSA ARMADA

Após uma breve menção sob o comportamento da alvenaria sob carga, neste capítulo será estudada a argamassa armada. Serão abordadas as características básicas que darão suporte, para o entendimento posterior, do reforço empregado sobre a alvenaria.

3.1 BREVE HISTÓRICO

Segundo Hanai (1992), historicamente as origens da “argamassa armada” remontam a 1848, quando Joseph Louis Lambot desenvolvia na França o que chamava de “um aperfeiçoado material de construção a ser usado como substituto da madeira em construções navais e arquitetônicas e também para finalidades domésticas, onde a umidade deve ser evitada”, como definiria na patente requerida em 1856. Esse material era constituído de malhas metálicas cimentadas junto com cimento hidráulico e poderia ser moldado de maneira a dar forma a elementos de pequena espessura, tais como barcos, vasos para plantas e reservatórios.

Posteriormente, em 1922 foi registrada a construção da primeira cúpula geodésica na fábrica Carl Zeiss, em Jena, Alemanha, onde a argamassa armada foi utilizada como material de vedação para recobrir uma leve estrutura metálica (HANAI, 1992), como pode ser observado na Figura 3-1. Esta também foi considerada a primeira estrutura em casca executada em concreto.

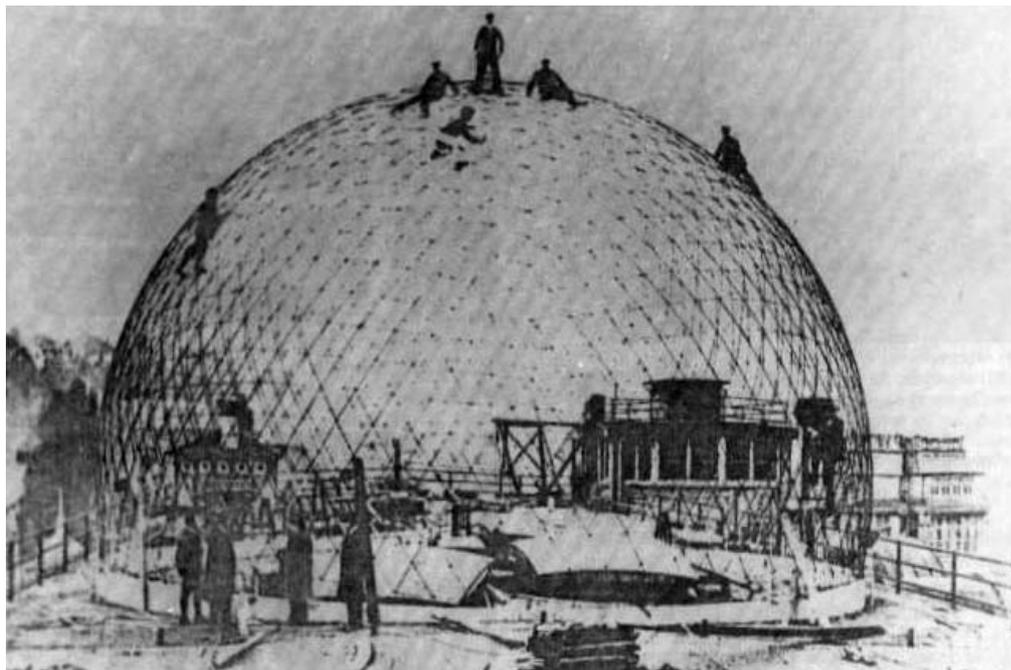


Figura 3-1: Primeira cúpula geodésica, fábrica Carl Zeiss, Jena, Alemanha (reproduzida de Hanai, 1992).

A partir de 1946 o engenheiro italiano Pier Luigi Nervi (que denominava o material de “ferro-cimento”) construiu obras marcantes utilizando argamassa armada na elaboração de elementos pré-moldados. Dentre estas obras pode-se citar o Palácio de Exposições de Turim (1948) e o Palacete de Esportes de Roma (1957) (Nervi, 1955; Nervi, 2005).

No Brasil, o material foi desenvolvido e adaptado às nossas condições pelos professores Dante A. O. Martinelli e Frederico Schiel, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, nos anos 60, resultando em elementos pré-moldados de cobertura que precederam atuais elementos de concreto protendido pré-fabricado e as telhas estruturais de fibrocimento (HANAI, 1996).

A partir do final dos anos 70, segundo Hanai (1996), o arquiteto João Figueiras Lima desenvolveu inúmeros trabalhos marcantes com argamassa armada, caracterizados pela qualidade arquitetônica e construtiva, e também pela versatilidade.

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, segundo Hanai (1992), promoveu as primeiras atividades para normalização a partir de 1986, resultando a norma NBR 11.173 “Projeto e Execução de Argamassa Armada”, aprovada em âmbito nacional em 1989.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL

A argamassa armada é tida como um tipo particular de concreto armado. Constitui-se de telas de aço de abertura limitada imersas em uma matriz de argamassa estrutural. As peças executadas com esse material são em geral de pequena espessura (da ordem de 40 mm), apresentando como características funcionais maior alongabilidade e fissuras finas pouco espaçadas. Diferencia-se do concreto armado convencional apenas por questões tecnológicas, ou seja, é diferente deste no que tange à produção, projeto, execução e uso.

Para a aplicação dessa tecnologia se faz necessário conhecer os princípios do funcionamento mecânico do material, as propriedades dos materiais constituintes, os fatores que afetam a vida útil dessas estruturas, os critérios de avaliação do desempenho estrutural, o dimensionamento e arranjo especial das armaduras, as técnicas de execução e manutenção e particularidades sobre o modo de uso do sistema estrutural.

3.2.1 Princípios de funcionamento mecânico

Sendo a argamassa armada um tipo de concreto armado, esta se comporta mecanicamente de forma semelhante:

- Estando submetida a níveis baixos de tensões de tração axial, a argamassa e o aço resistem de maneira conjunta aos esforços, cabendo a cada parte uma fração de esforços proporcional a sua rigidez.
- Com o aumento dessa tensão de tração começam a aparecer as primeiras microfissuras na argamassa, reduzindo a rigidez do conjunto argamassa-aço.
- Após a fratura da argamassa, a armadura passa a suportar a totalidade dos esforços de tração.
- Aumentando-se ainda mais os esforços de tração surgem microfissuras nas proximidades da fissura original e falhas de aderência entre o aço e a argamassa. Estes, entre outros fatores, contribuem para o aparecimento e aumento das fissuras na superfície das peças.

O espaçamento e o diâmetro das armaduras caracterizam o comportamento da argamassa armada quando submetida à tração. Quanto menor o espaçamento e o diâmetro da armadura, mais se manifestarão as características de grande alongabilidade e infissurabilidade

do material. Estas características se manifestam com menor intensidade quando se aumentam os espaçamentos e diâmetros das armaduras. Esse comportamento se deve ao fato de que quando se têm armaduras pouco espaçadas, as micro-fissuras na argamassa são contidas antes de uma propagação mais intensa das mesmas.

Quando submetida à tensão de compressão axial a argamassa armada se comporta de maneira semelhante ao concreto armado. Neste trabalho, será ignorada a participação das armaduras na resistência à compressão dos elementos.

3.2.2 Propriedades dos materiais constituintes

a) Argamassa

Hanai (1992) apresenta duas definições para a argamassa. A primeira diz que a argamassa é um material que resulta de uma mistura homogênea de cimento portland, água e agregado miúdo, podendo eventualmente conter adições que melhorem suas propriedades. A segunda parte da definição de concreto, diz que a argamassa é um concreto sem agregado graúdo, um tipo de “micro-concreto”.

A argamassa desempenha vários e importantes papéis no desempenho estrutural do material “argamassa armada”. Dentre estes papéis pode-se citar que ela molda e dá forma aos elementos estruturais, participa na determinação da resistência do conjunto e protege esses elementos tanto de ações mecânicas como de intempéries, que em geral provocam a corrosão das armaduras. Deve-se considerar que essas propriedades são reflexo também das propriedades do material em estado fresco, ou seja, características como bom adensamento e trabalhabilidade influenciam diretamente na qualidade final do produto. Sendo assim, investir na qualidade da argamassa significa investir na melhoria do desempenho mecânico e no aumento da vida útil das estruturas.

Resultando a argamassa de uma mistura entre cimento, água e agregados, a proporção desses materiais na mistura, chamada “traço”, é expressa, por exemplo, na seguinte forma: 1:3 (uma parte de cimento para três partes de areia). Deve-se levar em conta também duas importantes relações: relação água/cimento e relação pasta/agregado. Ambas estreitamente relacionadas com as propriedades da argamassa tanto em estado fresco como em estado endurecido.

Assim como no concreto tradicional, a resistência mecânica da argamassa também é uma propriedade fundamental que serve de indicador para outras características importantes. De uma maneira geral, segundo Hanai (1992), essa característica tem sido alcançada de maneira satisfatória, em consequência de cuidados que são tomados na garantia de outras qualidades importantes, como baixa permeabilidade, trabalhabilidade, entre outras, razão pela qual ainda se mantém o consumo de cimento em taxas elevadas (entre 580 e 800 kg/m³) e relação água/cimento entre 0,38 e 0,48. Essas taxas têm garantido resistências à compressão entre 25 MPa e 50 MPa.

Segundo Hanai (1992) a argamassa apresenta módulo de deformação longitudinal à compressão geralmente inferior ao concreto usual de mesma resistência. Ainda segundo este autor, na falta de outras indicações especialmente elaboradas pode-se adotar (de acordo com normas soviéticas de argamassa armada), o valor de 0,8 do módulo de deformação determinado para um concreto usual de mesma resistência.

As propriedades físicas e químicas, intervenientes na vida útil e no desempenho em serviço das construções de argamassa, merecem destaque na tecnologia da argamassa armada. Características como retração e permeabilidade manifestam-se na argamassa de maneira semelhante às aquelas manifestadas no concreto tradicional. Segundo Hanai (1992), por se tratarem de peças de grande superfície exposta e, sobretudo por se tratar de argamassas ricas (com abundância em aglomerante), a retração é um dos fenômenos mais importantes na tecnologia das argamassas, uma vez que as mudanças volumétricas decorrentes dela podem provocar fissuração, e por meio desta a deterioração prematura das estruturas. Já a permeabilidade reflete a capacidade do material obstaculizar a penetração de líquidos e gases nocivos no interior da argamassa. Ainda segundo Hanai (1992), a baixa permeabilidade a líquidos e gases é conseguida geralmente com baixa relação água/cimento, granulometria adequada do agregado, bom adensamento e cura adequada.

Outro papel da argamassa é proteger as armaduras contra corrosão. No caso da argamassa armada, em comparação ao concreto armado, essa função tende a suscitar maior preocupação devido aos cobrimentos de pequena espessura utilizados (cobrimentos da ordem de 6 mm). A adoção de uma relação água/cimento baixa, compatível com uma trabalhabilidade adequada, assume papel fundamental na manutenção dessa função.

b) Armaduras

A tecnologia da argamassa armada permite a utilização de diversos tipos de armaduras, dentre estas se pode citar telas tecidas de malha quadrada ou retangular, telas tecidas de malha hexagonal, telas de chapa expandida, telas soldadas e até mesmo armaduras discretas. Como característica principal dessas armaduras observa-se a reduzida seção transversal dos elementos e o espaçamento limitado, sendo que para atingir determinadas propriedades deste último, é comum compor as armaduras¹.

3.2.3 Procedimentos de execução

O procedimento de execução de interesse neste trabalho é a aplicação da argamassa armada como revestimento diretamente sobre um substrato: a alvenaria. Nesse contexto e levando em conta os fatores envolvidos na produção da argamassa, salientam-se aspectos como a preparação e montagem das armaduras, preparação da argamassa, lançamento, cura, acabamento e controle de qualidade.

A montagem das armaduras consiste em fixar adequadamente telas soldadas sobre a superfície sem revestimento de paredes de alvenaria. Alcocer *et al.* (1996) consideraram apropriada para essa finalidade a utilização de pregos de 40 mm de comprimento para madeira, empregando 9 pregos/m². Essa recomendação é aplicável para telas com fios de diâmetro entre 3,43 e 4,88 mm.

Observando os meios disponíveis de lançamento e adensamento da mistura, a argamassa deve ser preparada com dosagem e seleção adequadas de seus componentes. Dentre os fatores envolvidos nessa etapa pode-se citar a escolha do tipo e quantidade de cimento, seleção e composição dos agregados, relação água/cimento, uso ou não de aditivos, trabalhabilidade e adesão ao substrato.

A aplicação da argamassa pode ser manual ou mecânica, sendo que a habilidade da mão de obra é fator determinante, pois dela depende o acabamento da estrutura. Também deve ser observado o cobrimento mínimo da armadura.

¹ Maiores informações podem ser obtidas no livro “Construções de argamassa armada” do eng. João Bento de Hanai

Na execução da argamassa armada deve-se tomar cuidado para evitar a rápida evaporação de água, iniciando a cura o mais cedo possível. A cura da argamassa deve ser cuidadosa. Para isso pode-se, por exemplo, aspergir água de forma contínua sobre a superfície durante o período inicial de cura ou enquanto se julgar necessário.

Procedimentos adicionais podem ser adotados visando maior vida útil para essas estruturas. Pode-se citar, como exemplo, a utilização de revestimentos protetores, armaduras galvanizadas e pinturas de proteção.

3.3 CHAPAS COM ARMADURA EM MALHA ORTOGONAL

Normalmente, em estruturas de concreto, as barras das armaduras são posicionadas de maneira a seguir a trajetória das tensões principais de tração. Como muitas vezes não é possível obter essa disposição ideal das armaduras, torna-se necessário dimensioná-las para atuarem obliquamente às tensões de tração.

Neste item serão indicados, no caso de estruturas laminares, os procedimentos adequados para o dimensionamento de armaduras dispostas obliquamente à direção das solicitações. Para isso as explicações dadas a seguir são baseadas em Leonhardt (1978).

3.3.1 Esforços em um elemento de chapa

Considera-se um elemento de chapa com armadura em malha ortogonal localizada em seu plano médio (Figura 3-2). As arestas do elemento são paralelas às direções das tensões principais σ_I e $\sigma_{II} = k \sigma_I$, enquanto a armadura é disposta obliquamente àquelas direções. Para caracterizar o ângulo, introduzem-se dois sistemas ortogonais de coordenadas:

- a) O primeiro com os eixos (1) e (2) segundo as direções das tensões principais σ_I e σ_{II} (tração positiva e compressão negativa);
- b) O segundo com os eixos (x) e (y) segundo as direções das armaduras f_{ex} e f_{ey} .

σ_I aqui é sempre uma tensão de tração e maior do que σ_{II} , de modo que $k \leq 1$.

O ângulo entre o eixo (1) e o eixo (x) é designado por α , ficando subentendido que o sistema de coordenadas x, y está localizado de tal modo que $\alpha \leq 45^\circ$.

A chapa apresenta então fissuras paralelas, mais ou menos retilíneas, espaçadas entre si de a_m , cuja direção faz um ângulo φ desconhecido com a direção y da armadura. Os esforços que atuam em um comprimento unitário 1 são:

$$N_1 = \sigma_I \cdot d \cdot l \quad \text{e} \quad N_2 = \sigma_{II} \cdot d \cdot l = k \cdot N_1 \quad (3-1)$$

Nas faixas de concreto entre as fissuras, admitem-se tensões de compressão σ_b uniformemente distribuídas, que correspondem a uma força de compressão centrada D_b tal que

$$D_b = \sigma_b \cdot d \cdot l. \quad (3-2)$$

Designando-se f_{ex} e f_{ey} as seções transversais das armaduras por unidade de comprimento, os esforços de tração que nelas atuam são:

$$\begin{aligned} Z_x &= \sigma_{ex} \cdot f_{ex} = \sigma_{ex} \cdot \mu_x \cdot d \\ Z_y &= \sigma_{ey} \cdot f_{ey} = \sigma_{ey} \cdot \mu_y \cdot d \end{aligned} \quad \text{com} \quad \mu_{x,y} = \frac{f_{ex,y}}{d}, \quad (3-3)$$

onde σ_{ex} e σ_{ey} as tensões de escoamento das armaduras nas direções “x” e “y”, respectivamente.

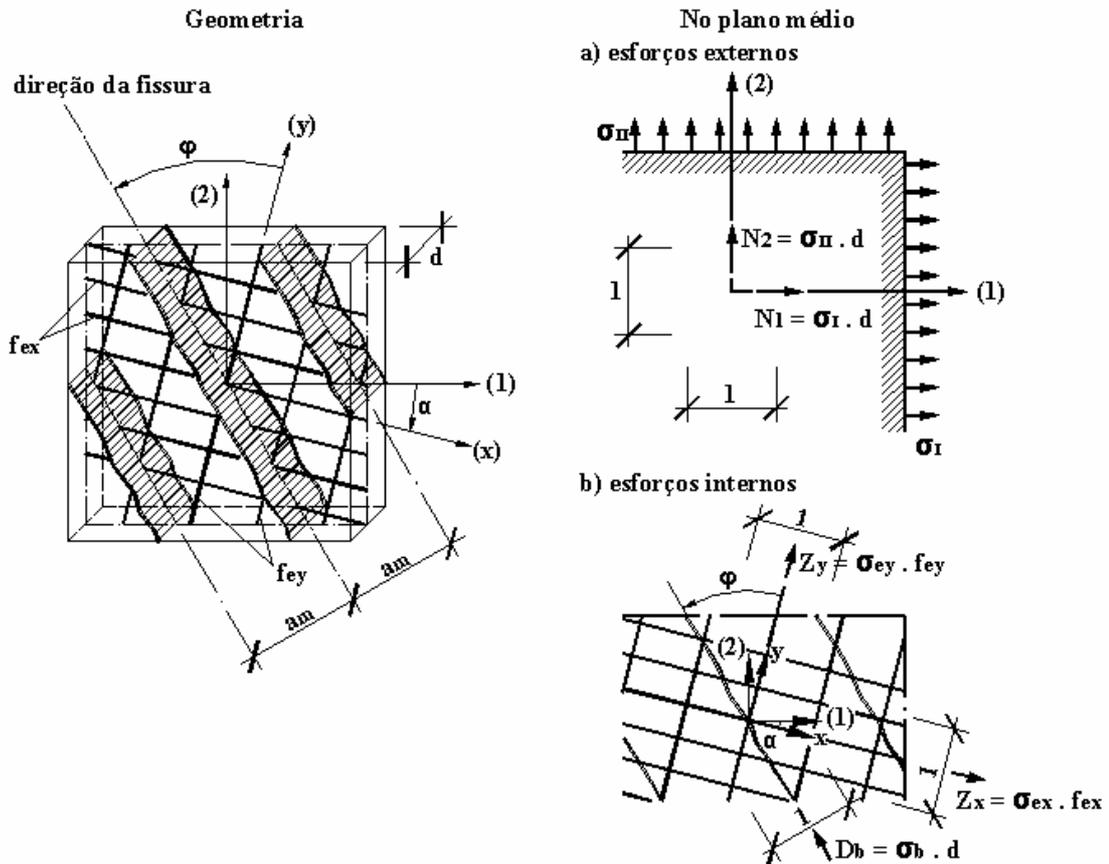


Figura 3-2: Elemento de chapa com armadura em malha ortogonal (reproduzida de Leonhardt, 1978).

3.3.2 Esforços nas armaduras para σ_I e σ_{II} positivos (tração)

Segundo Leonhardt (1978), considerando que as armaduras nas duas direções estão solicitadas na sua máxima capacidade e dentro do regime elástico, têm-se as seguintes expressões:

$$Z_x = N_1 + \frac{N_1 - N_2}{2} \cdot (1 - \operatorname{tg} \alpha) \cdot \operatorname{sen}(2\alpha) \quad (3-4)$$

$$Z_y = N_2 + \frac{N_1 - N_2}{2} \cdot (1 + \operatorname{tg} \alpha) \cdot \operatorname{sen}(2\alpha) \quad (3-5)$$

$$D_b = (N_1 - N_2) \cdot \operatorname{sen}(2\alpha) \quad (3-6)$$

3.3.3 Esforços nas armaduras para σ_I positivo (tração) e σ_{II} negativo (compressão)

Segundo Leonhardt (1978), quando a menor tensão principal σ_{II} for uma tensão de compressão suficientemente elevada, pode-se dispensar a segunda camada de armadura (a armadura da direção “y”). Analiticamente isso significa considerar apenas a armadura da direção “x” como elemento resistente à tração. Destas considerações resultam as seguintes expressões:

$$Z_x = N_1 \cdot \cos^2 \alpha \cdot (1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{0y}) + N_2 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha \cdot (1 - \operatorname{cotg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{0y}) \quad (3-7)$$

$$D_b = -N_1 \cdot \cos(\varphi_{0y} - \alpha) \cdot \operatorname{sen}(\varphi_{0y} - \alpha) - N_2 \cdot \operatorname{sen}(\varphi_{0y} - \alpha) \cdot \cos(\varphi_{0y} - \alpha) + Z_x \cdot \cos \varphi_{0y} \cdot \operatorname{sen} \varphi_{0y} \quad (3-8)$$

$$\varphi_{0y} = \operatorname{arctg} \frac{k - 1}{\operatorname{tg} \alpha + k \cdot \operatorname{cotg} \alpha} \quad (3-9)$$

Quando $\varphi_{0y} > \pi/4$ ou $\varphi_{0y} < 0$, adota-se $\varphi_{0y} = \pi/4$. Essa medida foi tomada neste trabalho levando em consideração o ângulo de formação das fissuras em relação às armaduras ($0 < \varphi_{0y} < \pi/4$) e foi considerada satisfatória quando comparada aos resultados dos ábacos apresentados por Leonhardt (1978).

4. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

Depois de terem sido apresentadas as características básicas dos materiais “Alvenaria” e “Argamassa Armada”, neste capítulo serão examinadas algumas das principais causas de patologias em estruturas compostas de alvenaria, alguns dos métodos de reabilitação e o reforço de estruturas empregando argamassa armada, incluindo neste último item o histórico da utilização e pesquisa sobre o mesmo.

4.1 PATOLOGIAS EM ALVENARIAS ESTRUTURAIS

Como salientado anteriormente, a alvenaria apresenta grande capacidade resistente à compressão e pouca à tração. Essas características, somadas à heterogeneidade dos materiais constituintes, são responsáveis pela quase totalidade dos casos de fissuração em alvenarias. Segundo Thomaz (1990), além das propriedades referidas, influenciam o comportamento mecânico das paredes diversos outros fatores, tais como:

- geometria, rugosidade superficial e porosidade do componente de alvenaria;
- índice de retração, poder de aderência e poder de retenção de água da argamassa de assentamento;
- esbeltez;
- eventual presença de armaduras (alvenarias armadas e parcialmente armadas), número e disposição das paredes de contraventamento;
- amarrações, cintamentos, disposição e tamanho dos vão de portas e janelas;

- enfraquecimentos provocados pelo embutimento de tubulações, rigidez dos elementos de fundação, geometria do edifício, etc.

Quando sob ação de cargas uniformemente distribuídas, em função principalmente da deformação transversal da argamassa de assentamento e da eventual fissuração de blocos ou tijolos por flexão local, as paredes, em trechos contínuos, apresentarão fissuras tipicamente verticais, conforme a Figura 4-1.

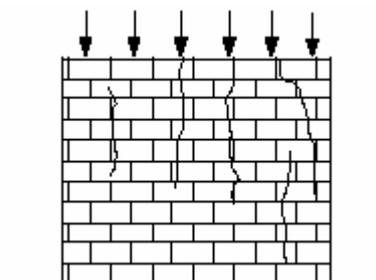


Figura 4-1: Parede sob ação de cargas verticais axiais (adaptada de Thomaz, 1990).

Em trechos com aberturas (vãos de portas e janelas), haverá concentração de tensões no contorno dos vãos. No caso de inexistência ou subdimensionamento de vergas e contra-vergas, fissuras se desenvolverão a partir dos vértices das aberturas, conforme a Figura 4-2.

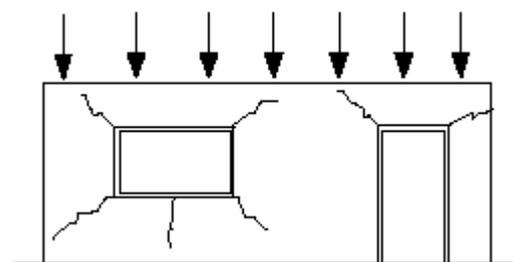


Figura 4-2: Parede com aberturas sob ação de cargas verticais (adaptada de Thomaz, 1990).

Quando submetidas à flexo-compressão, devida à flexão de lajes ancoradas em paredes, podem ocorrer fissuras horizontais nas alvenarias (Figura 4-3).

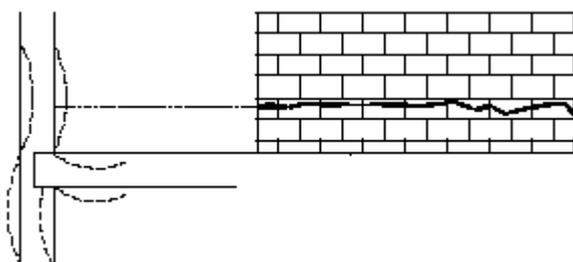


Figura 4-3: Parede submetida à flexo-compressão (adaptada de Thomaz, 1990).

Quando ocorrem cargas concentradas, sem uma correta distribuição dos esforços através dos coxins ou outros elementos, poderão ocorrer esmagamentos localizados e formação de fissuras a partir do ponto de transmissão da carga, conforme a Figura 4-4.

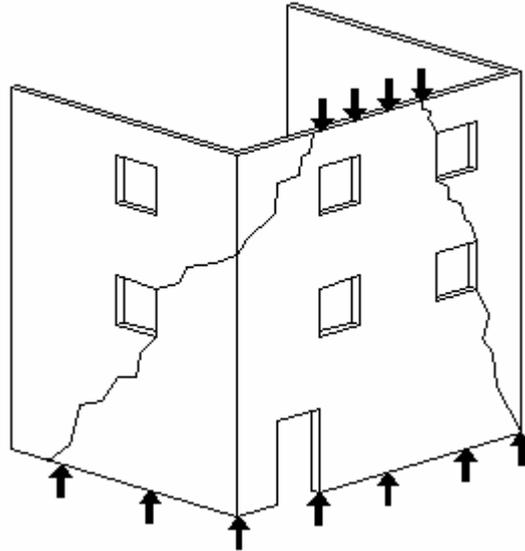


Figura 4-4: Paredes submetidas à cargas concentradas sem uma distribuição correta das tensões (adaptada de Thomaz, 1990).

O comportamento das fundações é um dos fatores que mais afetam o desempenho das alvenarias. Recalques diferenciados, provenientes, por exemplo, de falhas de projeto, rebaixamento do lençol freático, falta de homogeneidade do solo ao longo da construção, consolidações diferenciadas de aterros e influência de fundações vizinhas, provocam fissuras inclinadas em direção ao ponto onde ocorreu o maior recalque, conforme representado nas Figuras 4-5 (a) e (b).

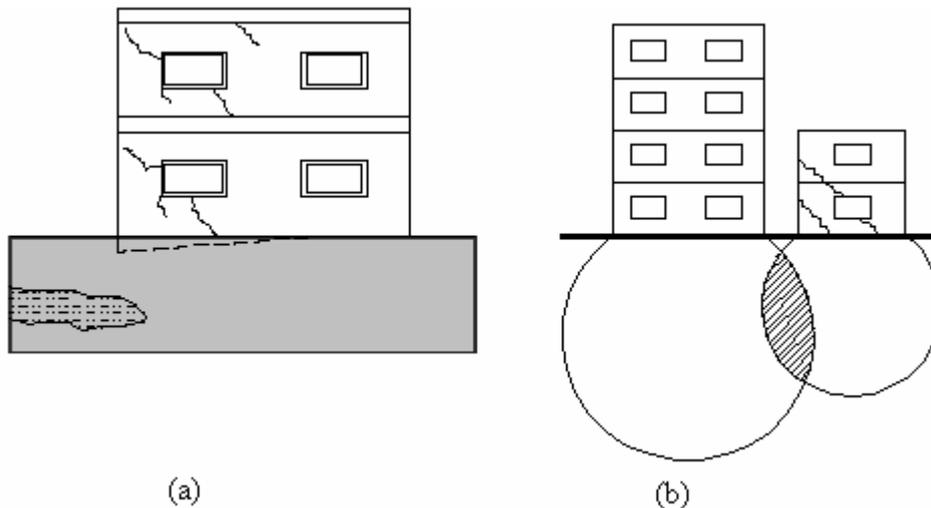


Figura 4-5: Edificações fissuradas devido à ocorrência de recalques nas fundações (adaptada de Thomaz, 1990).

Os carregamentos desbalanceados, particularmente no caso de sapatas corridas ou vigas de fundação excessivamente flexíveis, também poderão causar o surgimento de fissuras nas alvenarias estruturais. Um caso típico é ilustrado na Figura 4-6, na qual o trecho de

alvenaria existente sob o vão acaba sendo solicitada à flexão, surgindo fissuras verticais nas proximidades do peitoril da janela.

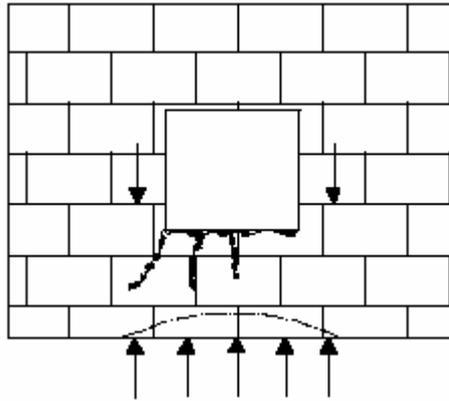


Figura 4-6: Fissuras devidas à flexibilidade elevada da fundação (adaptado de Oliveira, 2001)

Como a alvenaria é constituída por materiais porosos e absorvedores de água, seu comportamento será influenciado pelas movimentações higroscópicas desses materiais, que ocorrerão sempre que houver um aumento da umidade (provocando expansões da alvenaria) ou uma diminuição da umidade dos materiais (provocando contrações da alvenaria). Em função da intensidade desses movimentos, função por sua vez das propriedades dos materiais e do grau de exposição à umidade, da capacidade de acomodação dos movimentos e do grau de restrição imposto às movimentações, poderão desenvolver-se nas alvenarias tensões de considerável magnitude, levando-a a fissuração.

A Figura 4-7 apresenta um exemplo de fissuração vertical da alvenaria no canto da edificação provocada por movimentações higroscópicas.

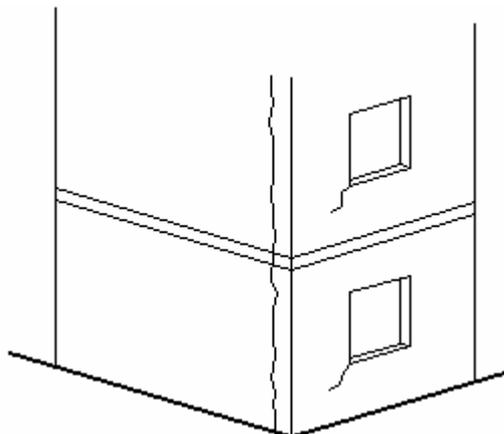


Figura 4-7: Fissuração provocada por movimentações higroscópicas (adaptada de Thomaz, 1990).

A expansão da alvenaria por absorção de água ocorrerá com maior intensidade nas regiões da obra mais sujeitas à ação da umidade. Em alvenarias pouco carregadas, a expansão

diferenciada entre fiadas de blocos ou tijolos pode provocar, por exemplo, a ocorrência de fissuras horizontais na base das paredes (Figura 4-8).

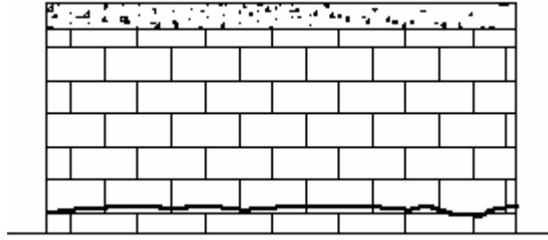


Figura 4-8: Expansão da alvenaria por absorção de água (adaptada de Thomaz, 1990).

Fissuras também podem ocorrer devido a movimentações térmicas. É o caso, por exemplo, de lajes de coberturas apoiadas sem as devidas precauções diretamente sobre a alvenaria (Figura 4-9). Nesta situação ocorrerão fissuras de cisalhamento da alvenaria, nas proximidades da laje, devido a movimentações da mesma.

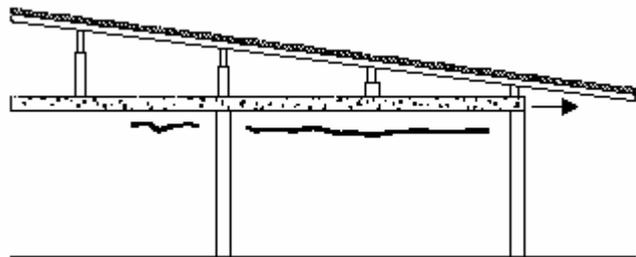


Figura 4-9: Fissuras devidas à movimentações térmicas (adaptada de Thomaz, 1990).

A ocorrência de sismos pode, senão levar ao colapso, trazer uma série de patologias às estruturas de alvenaria. As Figuras 4-10 a 4-12 ilustram patologias em edificações de alvenaria submetidas a esse tipo de ação. A Figura 4-10 representa um caso típico de alvenaria confinada (*infill frames*), fissurada devido à compressão diagonal induzida por um sismo. Já as Figuras 4-11 e 4-12 ilustram a configuração das fissuras ocorridas em um ensaio em escala real de um prédio de cinco pavimentos (extraído de Yamazadi et al., 1988) de alvenaria estrutural armada, onde se procurou representar a ação de um sismo.

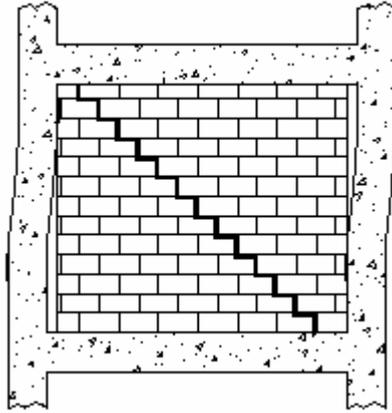


Figura 4-10: Fissuração em uma estrutura de concreto armado e alvenaria confinada devido à ação de sismos



Figura 4-11: Fissuração devido à ação sísmica (extraído de Yamazadi et al., 1988).

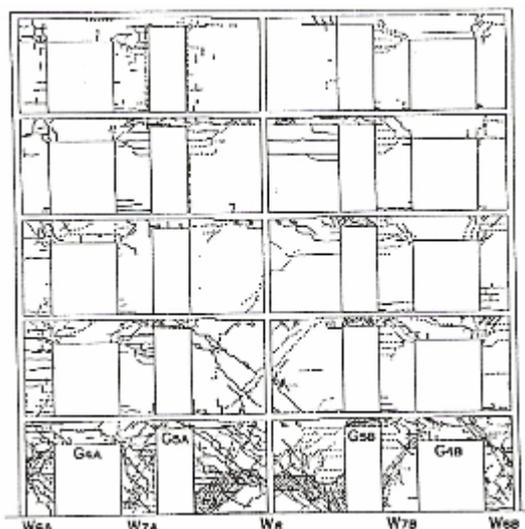


Figura 4-12: Fissuração devido à ação sísmica (extraído de Yamazadi et al., 1988).

4.2 PATOLOGIAS EM ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

As alvenarias de vedação, em geral, estão confinadas dentro de uma estrutura portante e não têm função estrutural. Sua função, portanto, restringe-se à divisão dos espaços, isolamento térmica e acústica dos ambientes, promover estanqueidade à ação da água, entre outras. Ocorre, desta maneira, que este tipo de alvenaria está sujeita aos deslocamentos da estrutura que a comporta, ou seja, dependendo da magnitude das deformações da estrutura portante, elas poderão danificar as alvenarias de vedação.

A Figura 4-13, por exemplo, apresenta diferentes níveis de dano para diferentes casos de deformação da estrutura portante (neste caso uma laje de concreto armado). No caso A as deformações dos elementos estruturais superior e inferior foram idênticas, no caso B o elemento estrutural inferior se deformou mais que o superior e no caso C o elemento estrutural inferior se deformou menos que o superior.

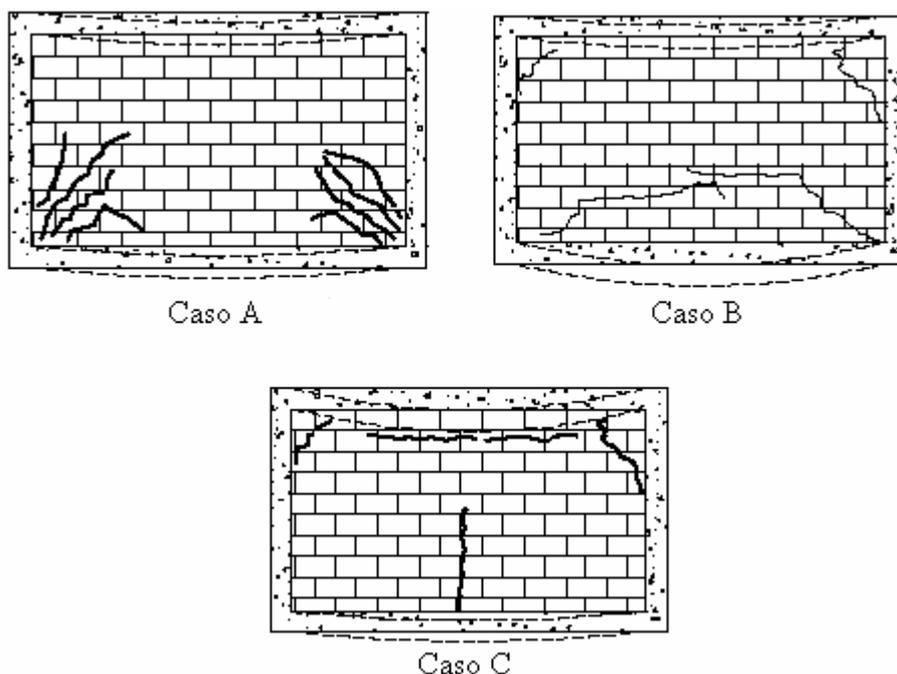


Figura 4-13: Patologias em alvenarias de vedação (adaptada de Thomaz, 1990).

Como mostram estas ocorrências, cada quadro patológico demanda uma análise particular do problema, devendo essa análise levar em conta, principalmente, qual o fator causador dos danos.

4.3 REABILITAÇÃO DE ALVENARIAS

Depois de identificado o fenômeno gerador do dano, parte-se para uma alternativa de solução do problema. Neste item serão apresentadas algumas técnicas utilizadas no reparo de estruturas de alvenaria.

Segundo Thomaz (1989), nas lajes de cobertura apoiadas em alvenaria portante e submetidas a movimentações térmicas, além da solução óbvia de melhorar-se a isolamento térmica, uma solução seria a remoção da última junta de assentamento com posterior preenchimento, dessa junta, com material deformável.

As fissuras provenientes de concentrações de tensões serão eficientemente recuperadas caso se consiga uma melhor distribuição das tensões no trecho de parede carregado. Assim sendo, para os casos típicos de concentrações de tensões como cantos de portas e janelas, ou apoios de vigas, há que se dispor de elementos como vergas, coxins ou aparelhos de apoio capazes de transmitir sobre uma área maior as tensões. Seria o caso, por exemplo, de aumentar o comprimento de vergas ou contra-vergas, ou a utilização de perfis metálicos que visem à mesma finalidade.

Segundo Thomaz (1989), a recuperação de paredes trincadas e o reforço das alvenarias portantes poderão ser conseguidos com a introdução de armaduras nas paredes, chumbadas com argamassa de cimento e posicionadas perpendicularmente à direção das fissuras. Ainda segundo o mesmo autor, no caso de fissuração muito pronunciada, resultante de recalques intensos da fundação, se poderá recorrer ao atirantamento da alvenaria, conforme ilustrado na Figura 4-14.

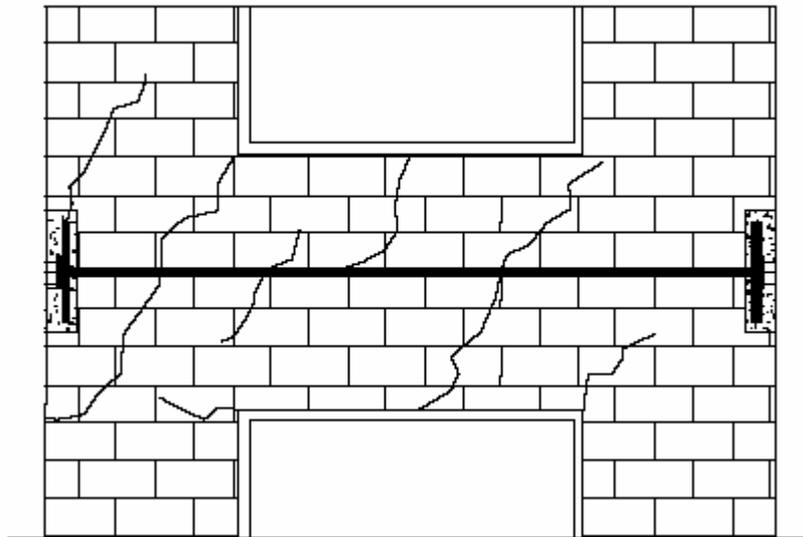


Figura 4-14: Atirantamento de estrutura de alvenaria (adaptado de Thomaz, 1989)

Quando ocorre fissuração entre pilares e paredes, essa pode ser recuperada mediante a inserção de material flexível no encontro parede/pilar. Nas paredes revestidas, quando ocorre fissuração por retração da alvenaria, pode-se empregar uma tela metálica leve que cubra o encontro entre pilar e alvenaria, inserida na nova argamassa a ser aplicada (Figura 4-15).

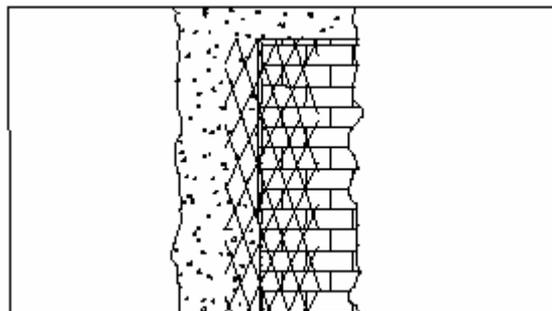


Figura 4-15: Utilização de tela metálica em encontros de alvenaria com elementos de concreto (adaptado de Oliveira, 2001).

Em paredes longas, recomenda-se a criação de juntas de movimentação nos locais de ocorrência de fissuras. No caso de fissuras provocadas por movimentações iniciais acentuadas, cuja variação na abertura possa ser vinculada a movimentações higrotérmicas da própria parede, Thomaz (1989) indica a utilização de tela metálica ou a inserção de uma

bandagem que propicie a dessolidarização entre o revestimento e a parede na região da fissura, conforme ilustrado na Figura 4-16. De acordo com a seqüência apresentada nesta figura, as etapas da recuperação seriam: (a) remoção do revestimento da parede, (b) aplicação da bandagem com distribuição regular para ambos os lados da fissura e (c) aplicação de chapisco externamente à bandagem e recomposição do revestimento.

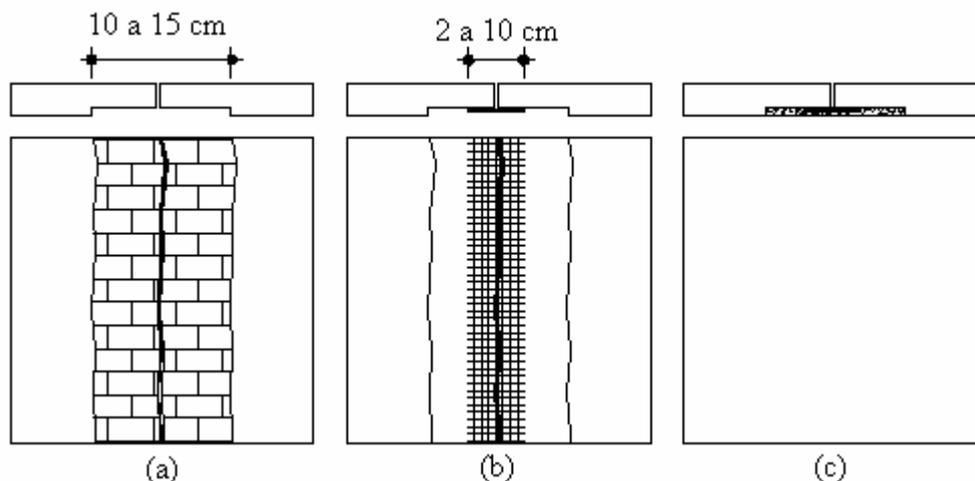


Figura 4-16: Etapas para a recuperação de fissuras causadas por movimentações higrotérmicas (adaptado de Thomaz, 1989).

Quando o objetivo é mais que estético ou psicológico, ou seja, quando se deseja ganho de resistência mecânica, rigidez ou ganho de ductilidade, deve-se desenvolver mecanismos mais complexos para reforço e/ou reabilitação de estruturas de alvenaria. Neste contexto será apresentado a seguir um histórico sobre pesquisas envolvendo a utilização de argamassa armada.

4.4 REFORÇO E/OU RECUPERAÇÃO DE ALVENARIAS EMPREGANDO ARGAMASSA ARMADA

O reforço e/ou recuperação de estruturas de alvenaria empregando argamassa armada envolve, principalmente, questões ligadas ao desempenho estrutural ou, em outras palavras, a manutenção da segurança estrutural. Embora a técnica permita corrigir problemas estéticos de paredes, é a performance estrutural que o método possibilita que interessa neste trabalho.

Utilizar o material “Argamassa Armada” como material de reforço em estruturas de alvenaria significa solidarizá-lo a uma parede existente. A Figura 4-17 ilustra esquematicamente a concepção do reforço. Nesta figura fica claro que a argamassa armada é utilizada como um revestimento resistente aderido a uma parede de alvenaria, podendo ser

utilizada tanto como reforço de uma estrutura de alvenaria íntegra quanto de uma estrutura de alvenaria danificada.

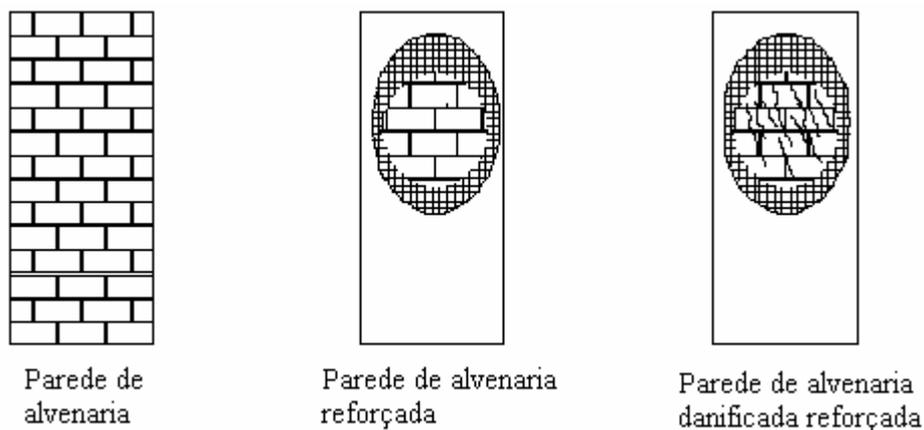


Figura 4-17: Esquema de utilização da argamassa armada (adaptado de Oliveira, 2001)

Oliveira (2001) pesquisou o uso de revestimentos resistentes de argamassas de cimento e areia na reabilitação de paredes de alvenaria de blocos de concreto, quando solicitadas à compressão axial, compressão diagonal e flexão. O objetivo foi observar o comportamento estrutural das paredes revestidas com argamassas de diferentes características, armadas com tela de aço soldada, fibras de aço, fibras de polipropileno e conectores de cisalhamento. Os espécimes ensaiados à compressão axial tinham dimensões de $39 \times 81 \times 14$ cm, os espécimes ensaiados à compressão diagonal tinham dimensões de $80 \times 80 \times 14$ cm e os espécimes ensaiados à flexão tinham dimensões de $80 \times 160 \times 14$ cm. Também foram ensaiadas paredes com abertura submetidas a carregamento concentrado e sob diferentes situações: parede íntegra, reabilitada e reforçada. Oliveira (2001) concluiu que o revestimento das paredes aumenta a capacidade resistente e a rigidez das mesmas, podendo, em determinadas condições, melhorar a ductilidade. A Figura 4-18 apresenta alguns dos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal. Nesta figura, para cada tipo de ensaio foram testados dois espécimes e apresentada a previsão teórica, previsão esta, baseada apenas na soma isolada das resistências da alvenaria e da argamassa armada. Também pode-se observar a variação dos resultados conforme a variação das propriedades mecânicas dos materiais constituintes e da forma de ligação entre revestimento e alvenaria.

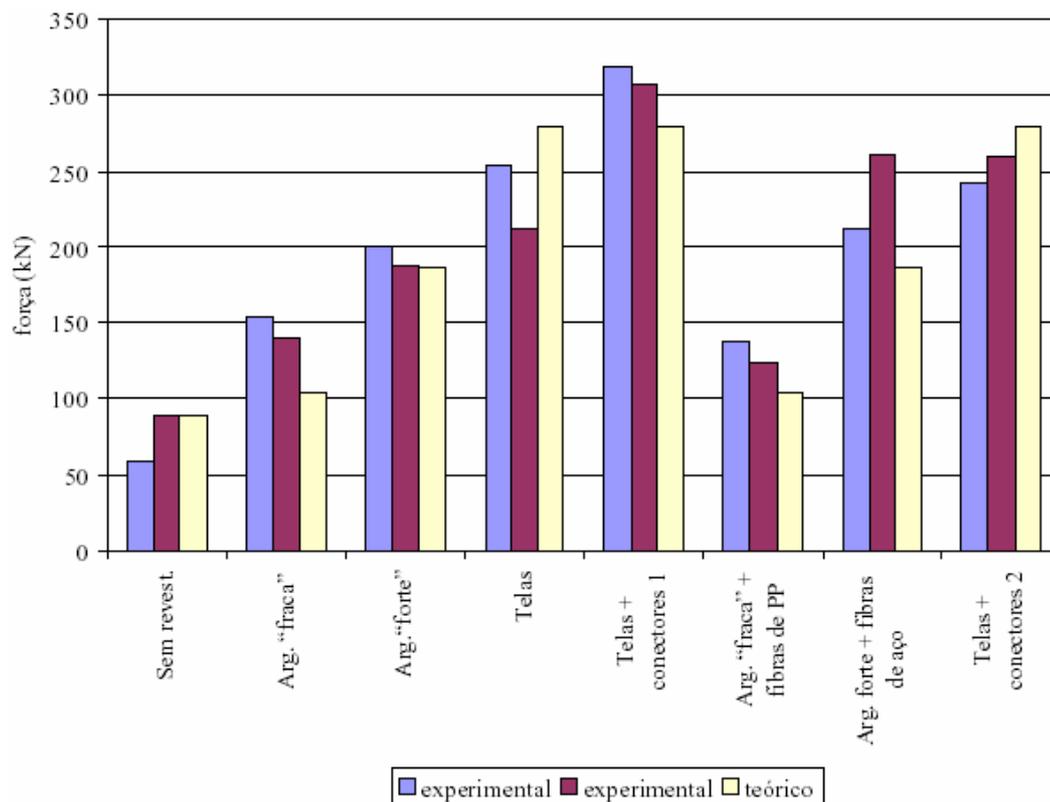


Figura 4-18: Resultados reproduzidos de Oliveira (2001), para paredes de blocos sob compressão diagonal.

Os ensaios de compressão diagonal foram baseados na ASTM E 519 (1993), consistindo na aplicação de uma força vertical ao longo de uma das diagonais da parede. Foram medidas as deformações em ambas as diagonais das paredes. Não foram realizadas descargas durante o carregamento. Foram utilizados blocos de concreto de dimensões 14×19×39 cm (resistência média de 9 MPa em relação à área bruta). Em todas as situações o revestimento adotado foi de 2 cm em ambas as faces da parede. O traço da argamassa de assentamento em volume foi de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) e relação água/cimento menor ou igual a 1. Os revestimentos tinham as seguintes características:

Argamassa fraca: revestimento usando argamassa com traço em volume 1:3,5:10 (cimento:cal:areia). A denominação fraca se refere ao módulo de elasticidade da mesma que foi menor que o módulo de elasticidade da parede sem revestimento.

Argamassa forte: revestimento usando argamassa com traço em volume 1:3 (cimento:areia). A denominação forte refere-se ao módulo da mesma que foi maior que o módulo de elasticidade da parede sem revestimento.

Argamassa forte e telas soldadas: revestimento usando argamassa forte (com fator água/cimento 0,45) e telas soldadas posicionadas junto às faces da parede. As telas possuíam fios de diâmetro 2,77 mm (aço CA-60B) espaçados a cada 5 cm.

Argamassa forte, telas soldadas e conectores tipo 1: revestimento utilizando argamassa forte (com fator água/cimento 0,45) e telas soldadas posicionadas junto às faces e nas juntas da parede. As telas possuíam fios de diâmetro 2,77 mm (aço CA-60B) espaçados a cada 5 cm. As telas posicionadas nas juntas horizontais serviram como conectores para evitar o destacamento das placas de revestimento.

Argamassa forte, telas soldadas e conectores tipo 2: revestimento utilizando argamassa forte (com fator água/cimento 0,45) e telas soldadas (fios de diâmetro 2,77 mm (aço CA-60B) espaçados a cada 5 cm) fixadas por ganchos de diâmetro 5 mm de aço CA-60B. Os conectores eram constituídos por tubos de PVC que traspassavam a espessura dos blocos, depois preenchidos com a mesma argamassa do revestimento e com os fios de 5 mm para evitar o destacamento das placas.

Franklin, Lynch e Abrans (2001), pesquisaram o comportamento de pilares de alvenaria não-armada submetidos a esforços no seu plano. Mais especificamente, a pesquisa estudou as diferentes respostas da alvenaria quando variadas as magnitudes das forças e os diferentes tipos de reabilitações aplicados. Oito paredes de alvenaria não-armada foram construídas, reabilitadas em alguns casos e testadas até a falha. Foram aplicados incrementos pré-definidos de deslocamentos reversos. Os espécimes testados representavam a metade de um pilar de alvenaria sujeito à força vertical constante (Figura 4-19). Três dos espécimes não foram reabilitados e foram testados segundo diferentes carregamentos verticais. Os cinco espécimes restantes foram reabilitados com revestimento de argamassa projetada e armaduras, FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), revestimento de argamassa armada (*ferrocement*) e reforço com armaduras verticais centralizadas e graute (*center-core*). Os espécimes reabilitados foram submetidos à mesma carga vertical. A Figura 4-20 apresenta as dimensões dos espécimes e os esquemas de reforço, enquanto a Tabela 4.1 sumariza os resultados obtidos.

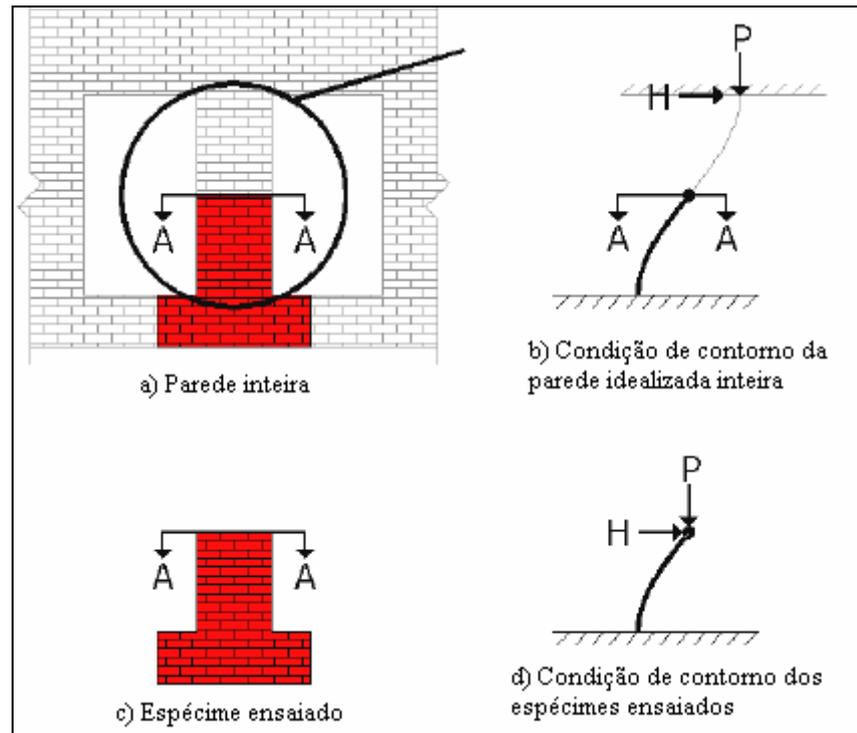


Figura 4-19: O espécime ensaiado representava a metade de um pilar de alvenaria (reproduzido de Franklin, Lynch e Abrans, 2001)

Tabela 4-1: Resumo dos dados obtidos por Franklin, Lynch e Abrans (2001).

Espécime	Reabilitação	Tensão vertical [MPa]	Carga horizontal última [KN]	
			+	-
1F	-	0,3	14,9	15,3
2F	-	0,2	9,0	8,1
3F	FRP	0,3	51,3	43,7
4F	Argamassa projetada	0,3	49,1	45,5
5F	Ferrocement	0,3	19,8	17,1
6F	-	0,6	26,1	26,1
7F	Center-core #1	0,3	29,7	31,5
8F	Center-core #2	0,3	29,7	39,2

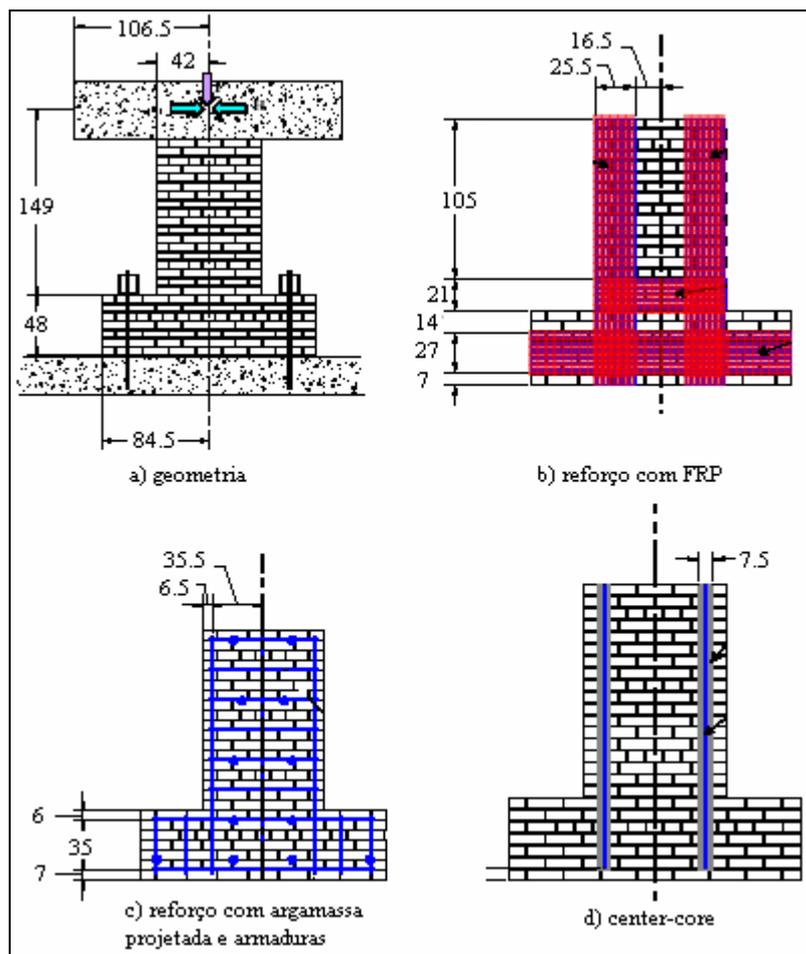


Figura 4-20: Dimensões dos espécimes e reforços utilizados (reproduzido de Franklin, Lynch e Abrans, 2001)

Reinhorn e Prawel (1991, apud Oliveira, 2001) verificaram experimentalmente que um revestimento de argamassa armada acrescenta resistência e ductilidade em paredes de alvenaria não-armada. Os ensaios foram realizados em paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, com dimensões de $20,33 \times 8,89 \times 6,35$ cm. Duas paredes não estavam revestidas e cinco estavam revestidas com argamassa armada utilizando telas de diferentes espaçamentos (os modelos possuíam dimensões de $64,8 \times 64,8 \times 20,3$ cm). A argamassa de assentamento utilizada foi a indicada pela ASTM C 270, correspondente ao traço de 1:1:1 (cimento:cal:areia em volume), que apresentava resistência à compressão de 12,4 MPa. A argamassa de revestimento usada foi preparada com traço em volume 1:2 (cimento:areia) com fator $a/c = 0,48$, resistência à compressão de 25,2 MPa e à tração de 3,6 MPa. Os espaçamentos das telas variaram de 0,32 cm a 5,08 cm. Na Tabela 4.2 estão sumarizadas as características dos corpos de prova ensaiados e na Figura 4-21 o gráfico “força x deslocamento” das paredes ensaiadas à compressão diagonal.

Tabela 4-2: Características dos corpos de prova ensaiados por Reinhorn e Prawel (1991, apud Oliveira, 2001).

corpo-de-prova	Nº de modelos	espessura (cm)	tamanho da malha (mm)	diâmetro dos fios (mm)
B1-SBM	2	—	—	—
SZ1-SBF	1	1,55	12,7 x 12,7	1,06
SZ2-SBF	1	1,55	25,4 x 25,4	1,52
SZ3-SBF	1	1,55	50,8 x 50,8	1,90
SZ4-SBF	1	1,27	6,4 x 6,4	0,68
SZ5-SBF	1	1,27	3,2 x 3,2	0,48

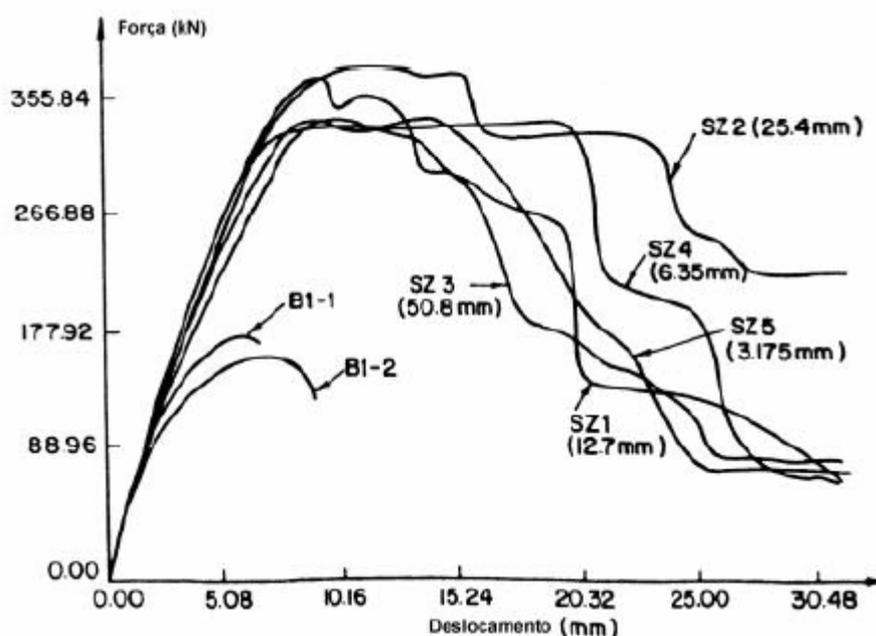


Figura 4-21: Gráfico “força x deslocamento” das paredes ensaiadas à compressão diagonal por Reinhorn e Prawel (1991, apud Oliveira, 2001).

Analisando a Figura 4-21 quanto ao tipo de ruptura, observou-se que, as paredes revestidas ganharam resistência e ductilidade. Depois do aparecimento de um considerável número de fissuras, ocorria a separação entre as placas de argamassa armada e a alvenaria. As placas rompiam então à compressão, com esmagamento localizado dos cantos.

Jabarov *et al.* (1985, apud Oliveira, 2001) realizaram estudos em paredes de alvenaria com aberturas. O espécime, depois de danificado, foi rebocado com revestimento de aproximadamente 25 mm de espessura e reforçado com telas de aço ou barras posicionadas na

diagonal. Duas paredes paralelas com aberturas foram então submetidas a forças estáticas laterais. Os espécimes tinham dimensões de 5,6 m de altura, por 7,0 m de comprimento e 38 cm de espessura. As paredes estavam unidas por uma laje de concreto de 10 cm de espessura, tanto no primeiro quanto no segundo andar, onde eram aplicadas as cargas laterais.

Segundo Oliveira (2001), depois de danificadas, as paredes sem revestimento receberam uma camada de argamassa nas paredes 1 e 2 de cada andar dos modelos. Barras posicionadas na diagonal eram colocadas nas paredes 1 e 2 (Figura 4-22) e cobertas pelo revestimento de argamassa. Depois de ensaiada nessa condição, a parede 3 foi reforçada com tela soldada de 200×200 mm, fixada junto com o revestimento. Nessa última situação, em alguns incrementos era aplicada uma força dinâmica para conhecimento das características dinâmicas do modelo (frequência e taxa de diminuição da amplitude).

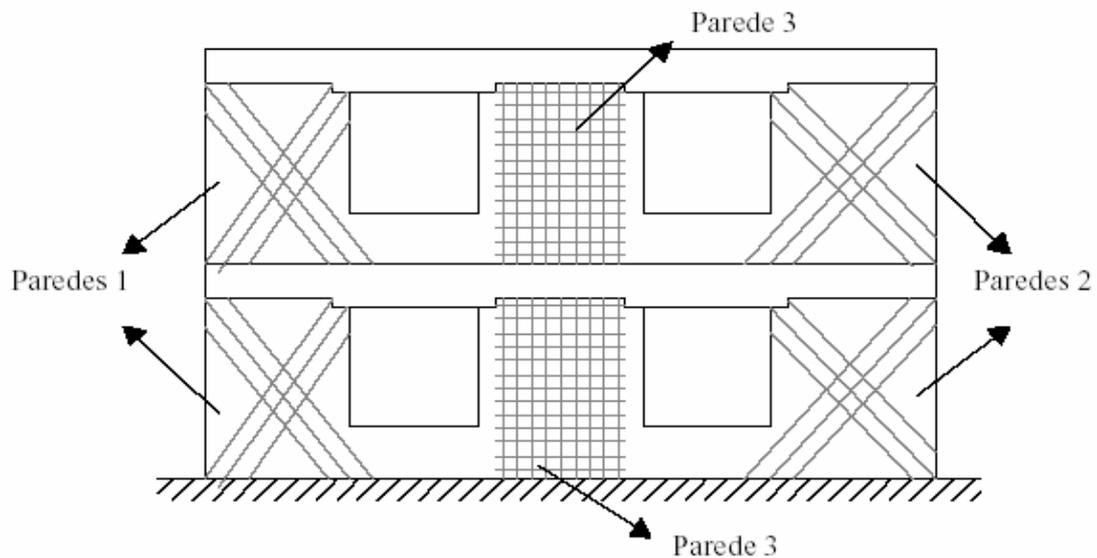


Figura 4-22: Reforços utilizados nas paredes.

Jabarov *et al.* (1985, apud Oliveira, 2001) concluíram que a resistência e a rigidez de paredes reforçadas com revestimentos dependem da espessura do revestimento, da resistência da argamassa e da taxa de armadura utilizada. A configuração das fissuras nas paredes ensaiadas está demonstrada nas Figuras 4-23 a 4-25. Observou-se que nas paredes não revestidas, as primeiras fissuras apareceram aproximadamente a 2/3 da carga de ruptura. As fissuras se prolongavam na diagonal e a carga máxima atingida foi de 910 kN.

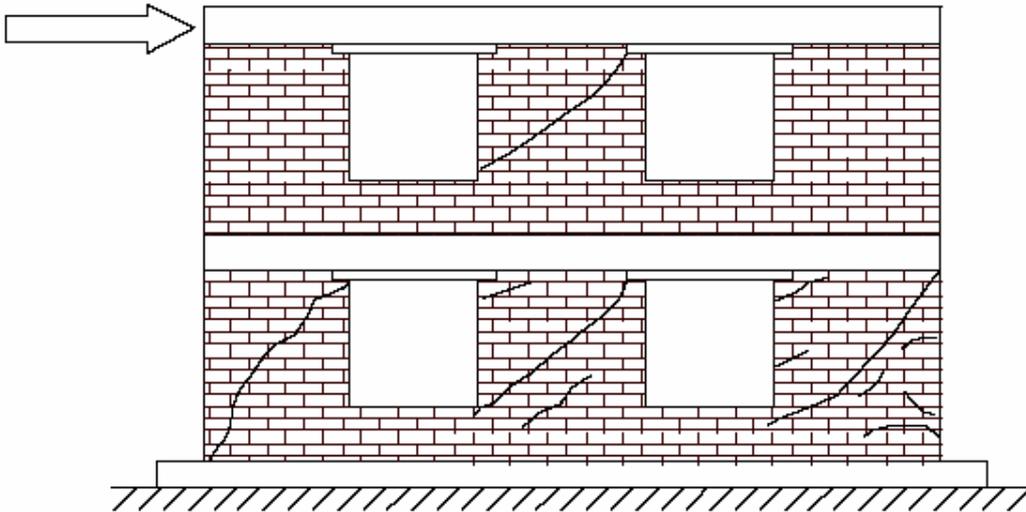


Figura 4-23: Espécime ensaiado sem revestimento.

Segundo Oliveira (2001), depois de reforçadas as paredes 1 e 2, o valor da força lateral aumentou para 1175 kN (representando um ganho de 29%). Pequenas fissuras foram observadas aproximadamente a 1/3 da carga máxima alcançada. Na terceira condição ensaiada – parede 3 reforçada com telas soldadas – a carga atingida foi 2,9 vezes maior que o valor atingido nas paredes sem revestimento, atingindo carga de 2600 kN.

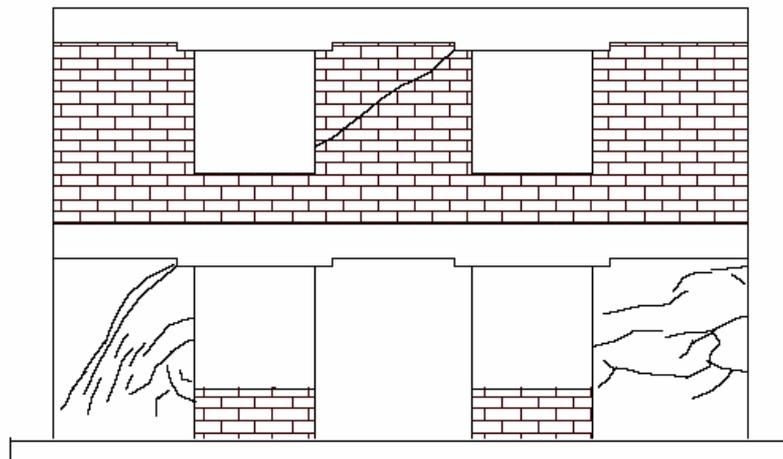


Figura 4-24: Espécime ensaiado com reforço diagonal nas paredes 1 e 2.

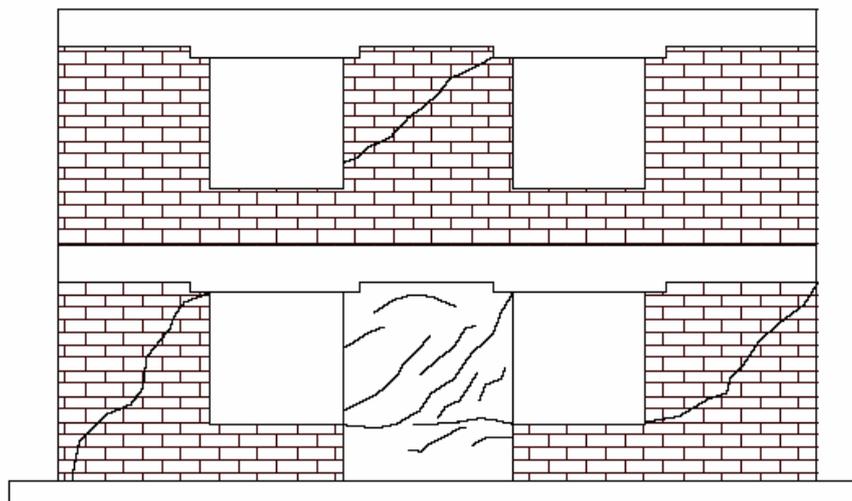


Figura 4-25: Modelo ensaiado com tela soldada na parede 3.

Alcocer *et al.* (1996) também estudaram o efeito de revestimentos resistentes armados no desempenho de paredes de alvenaria de vedação submetidas a solicitações sísmicas. Telas soldadas foram usadas no revestimento, unidas à alvenaria de tijolos maciços por meio de pregos. Os modelos foram confeccionados em escala real e as paredes ensaiadas estavam confinadas por pilares e vigas de concreto. Foram construídos dois tipos de modelos para serem ensaiados.

Um dos modelos tinha dois andares, com dimensões de 500 cm de comprimento por 500 cm de altura. A resistência média da alvenaria à compressão axial foi 5,3 MPa e 0,59 MPa à compressão diagonal. Este modelo foi danificado e depois recuperado, preenchendo-se as fissuras com argamassa de cimento, substituindo-se os tijolos quebrados e aplicando-se um revestimento de argamassa no traço em volume de 1:4 (cimento:areia) reforçado com tela. A argamassa de revestimento empregada apresentou resistência média de 10 MPa. Pregos de 40 mm de comprimento foram utilizados para fixação das telas (150×150 mm – diâmetro 3,43 mm), enquanto tampas metálicas de garrafa serviam de espaçadores entre a parede e a tela.

Os outros modelos eram formados por paredes com dimensões de 250 cm de comprimento e 250 cm de altura. Foram confeccionadas cinco paredes, posteriormente reforçadas com o mesmo tipo de revestimento utilizado no modelo de dois andares. Os tijolos tinham dimensões de 240×125×60 mm. A argamassa de assentamento utilizada empregava traço em volume de 1:4 (cimento:areia), atingindo resistência de 9,8 MPa. Os tijolos apresentaram resistência à compressão axial de 5,2 Mpa e resistência à compressão diagonal de 0,69 MPa. Neste caso não foram utilizados espaçadores, sendo a tela colocada diretamente na parede.

A parede M1 dispunha de armadura horizontal, conforme especificam as normas de execução de alvenaria do México (DDF 1995 – Departamento del Distrito Federal – Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). As paredes M2 e M3 tinham aproximadamente uma quantidade de armadura horizontal duas a três vezes maior que a parede M1. As argamassas de revestimento das paredes M1, M2 e M3 apresentaram resistência de 12,2, 7,7 e 14,1 MPa, respectivamente. A parede MA não foi revestida, mas possuía a mesma quantidade de armadura horizontal que a parede M1. Já a parede M0 foi revestida, mas não possuía armadura horizontal.

Depois de realizados os ensaios, foi verificado que este método de reabilitação aumenta a resistência sísmica de paredes de alvenaria. Os danos causados em todas as paredes foram caracterizados por fissuras inclinadas nas superfícies dos painéis. A parede M0 (sem armadura horizontal) apresentou uma concentração de fissuras ao longo da sua diagonal, sendo que as demais paredes apresentaram uma distribuição mais uniforme das fissuras.

No modelo de dois andares a maioria dos danos ocorreu no primeiro andar. As fissuras diagonais nesse andar foram mais concentradas quando a alvenaria não estava revestida e foram amplamente distribuídas quando a superfície foi revestida. O mesmo fenômeno ocorreu com as demais paredes. A parede M1 apresentou fissuras inclinadas bem distribuídas e rompeu por cisalhamento. A parede M2 rompeu prematuramente, devido a fissuras e esmagamento do modelo na parte central do modelo (a resistência da argamassa de revestimento era fraca). A parede M3 apresentou fissuras também bem distribuídas e pequenas fissuras horizontais na extremidade. Nas Figuras 4-26 a 4-27 estão esquematizadas as configurações de fissuras dos modelos ensaiados.

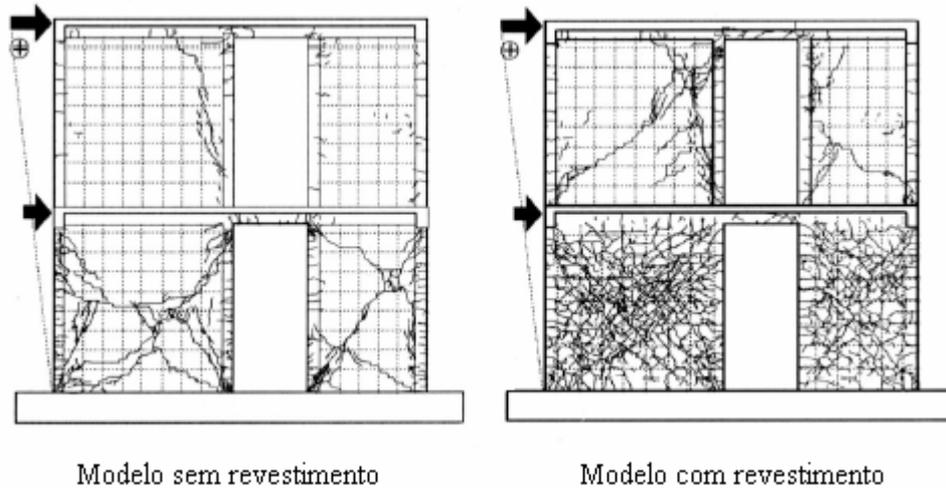


Figura 4-26: Modelos ensaiados e configuração das fissuras (Alcocer *et al.* (1996)).

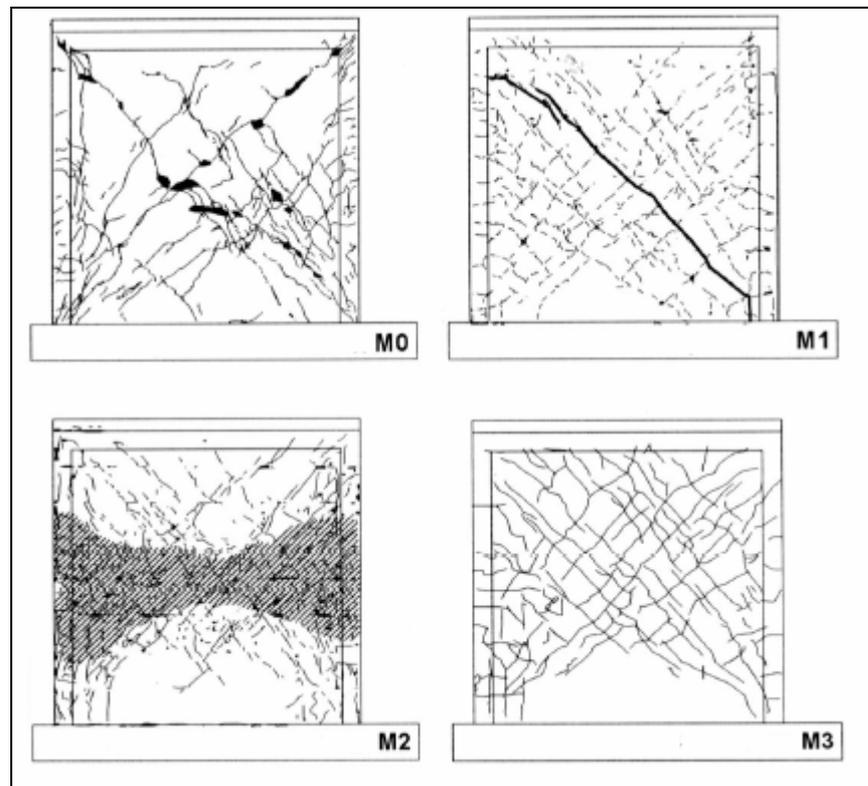


Figura 4-27: Modelos ensaiados e configuração das fissuras (Alcocer *et al.* (1996)).

Concluiu-se que a técnica de reabilitação proporcionou às estruturas analisadas um significativo aumento na resistência ao cisalhamento, na rigidez e na capacidade de deformação. Baseado nas observações realizadas durante os ensaios e análise dos resultados pode-se dizer que: as fissuras e o mecanismo de ruptura dos modelos eram devidos às deformações por cisalhamento; os modelos com revestimentos reforçados com telas

apresentaram uma distribuição uniforme de fissuras diagonais, quando comparados com os modelos sem revestimentos; a rigidez inicial dos modelos rehabilitados foi 2/3 do valor da parede original. A rigidez inicial das paredes revestidas sem dano algum não foi afetada pela quantidade de armadura horizontal.

Com o objetivo de aumentar a segurança de edificações de alvenaria não-armada sujeitas a sismos, Kahn (1984) estudou o comportamento de painéis de alvenaria de tijolos maciços reforçados com revestimento armado. Para isso, testou à compressão diagonal quatorze painéis, cujas dimensões eram 1×1 m. Destes quatorze painéis, doze foram revestidos em apenas uma das faces e um dos painéis não-revestidos era de parede dupla (espécime CC1). A espessura do revestimento variou de 38 a 89 mm. As superfícies dos painéis que receberam revestimento receberam diferentes tratamentos: permaneceram secas, úmidas ou receberam aplicação de uma camada de epóxi.. A argamassa foi aplicada mecanicamente (projetada) e seu traço em volume era 1:3 (cimento:areia). Nove painéis foram revestidos com 89 mm de argamassa e três com 38 mm. Os espécimes com 89 mm de espessura de revestimento receberam tela soldada (tensão de escoamento 279 MPa e tensão de ruptura 294 MPa) com taxa de armadura de 0,19% da seção de argamassa em cada sentido. Os espécimes com 38 mm de espessura de revestimento receberam tela de metal expandido (tensão de ruptura 125 MPa) com taxa de armadura de 42 mm²/m na direção vertical e 148 mm²/m na direção horizontal. Cada painel foi carregado em sua diagonal até atingir a carga última, neste momento o painel era rotacionado 90° e ensaiado em sua outra diagonal. A Tabela 4-3 sumariza os resultados.

Tabela 4-3: Resultados obtidos por Kahn (1984).

Espécime	Condição da superfície	Espessura do revestimento [mm]	Tipo de armadura	Formação de fissuras [KN]	Carregamento último [KN]
C1	-	-	-	28	28
				0	0
CC1	-	-	-	81	81
				0	0
D1	seca	78	tela soldada	393	548
				271	379
D2	seca	95	tela soldada	378	664
				278	370
D3	seca	85	tela soldada	415	594
				328	502
E1	epoxy	78	tela soldada	345	548
				265	466
E2	epoxy	95	tela soldada	341	603
				393	470
E3	epoxy	95	tela soldada	356	621
				205	452
W1	úmida	85	tela soldada	344	639
				374	384
W2	úmida	98	tela soldada	370	666
				171	479
W3	úmida	88	tela soldada	395	676
				261	393
X1	úmida	38	metal expandido	293	302
				101	311
X2	úmida	38	metal expandido	266	275
				178	214
X3	úmida	35	metal expandido	225	234
				99	185

Kahn (1984) verificou que revestimentos armados aumentam significativamente a resistência ao corte dos painéis de alvenaria. Verificou também que pequenas quantidades de armadura concedem ductilidade aos painéis e que o tratamento das superfícies a ser revestida não influencia decisivamente o comportamento do conjunto.

As *Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Mamposteria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal do México (2004)* apresentam recomendações para o emprego, cálculo e construção de reforços constituídos de tela soldada coberta por argamassa. Segundo essas normas as telas deverão ser ancoradas à alvenaria por meio de conectores de aço instalados por meio de pistolas e espaçados no máximo de 45 cm. Define ainda que as malhas devam rodear os bordos verticais das paredes e os bordos das aberturas. Se a malha for colocada sobre uma face do muro, a proporção de malha que rodeia os bordos se estenderá até pelo menos duas vezes a separação dos fios transversais (Figura 4-28).

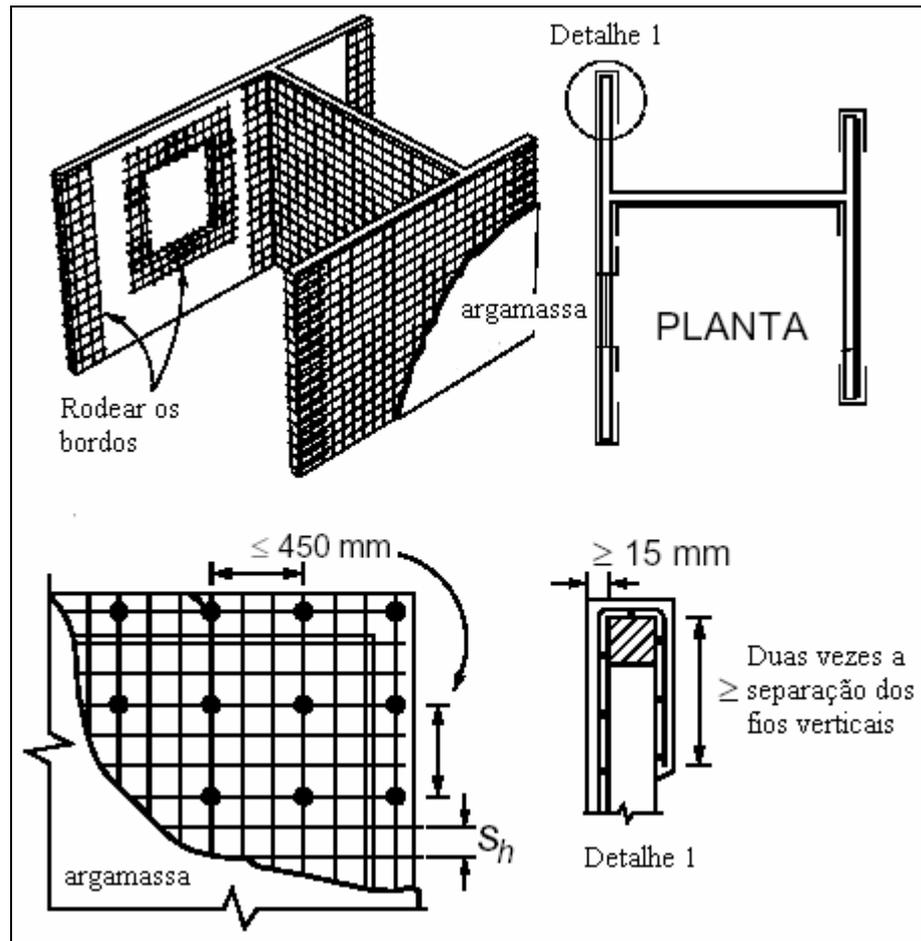


Figura 4-28: Detalhes previstos pelas Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Mamposteria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal do México (2004).

O esforço cortante resistido pelo reforço (V_{SR}), segundo o item 5.4.3.4 da norma mexicana é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{SR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T \quad (4-1)$$

Sendo F_R um fator de redução de resistência igual a 0,7; p_h a taxa de armadura horizontal; f_{yh} a tensão de escoamento da armadura; A_T a área do muro em planta (comprimento multiplicado pela espessura); e η o fator de eficiência do reforço, igual a 0,6 se o produto $p_h f_{yh} \leq 0,6$ MPa e igual a 0,2 se o produto $p_h f_{yh} \geq 0,9$ MPa, podendo-se interpolar linearmente para valores intermediários.

Para se obter a resistência final ao corte da parede deve-se somar a resistência do reforço à resistência da alvenaria obtida pela seguinte expressão:

$$V_{mR} = F_R \cdot (0,5 \cdot v_m^* \cdot A_T + 0,3 \cdot P) \leq 1,5 \cdot F_R \cdot v_m \cdot A_T \quad (4-2)$$

Sendo P a carga de compressão da parede e v_m^* a resistência à compressão diagonal da alvenaria.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo tem por finalidade apresentar os ensaios realizados para avaliar o desempenho do esquema de verificação da capacidade de carga de paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos tubulares (unidades de vedação) reforçados com argamassa armada aqui sugerido. São apresentadas as características de todos os materiais intervenientes e as técnicas experimentais empregadas na condução do programa experimental da presente dissertação.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental visou avaliar *in loco* a técnica, bem como confirmar as conclusões apresentadas na literatura. Pretendeu apropriar conhecimento sobre o desempenho e comportamento do reforço, e coletar dados para posteriormente propor um método de verificação da capacidade portante da alvenaria reforçada, submetida a esforços no seu plano.

5.2 CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES REFORÇADAS

Foram escolhidas unidades cerâmicas tubulares porque são amplamente utilizadas no Brasil sem o devido conhecimento. Segundo Duarte (2003), baseado em ensaios em unidades e prismas, este tipo de alvenaria não apresenta características para utilização estrutural e, por outro lado, há décadas vem sendo utilizado com essa função, acarretando graves acidentes. Procurou-se, então, utilizá-las visando atender uma demanda de conhecimento sobre o reforço e/ou reabilitação deste tipo de estrutura.

O programa experimental da presente dissertação compreendeu a investigação do comportamento de paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos tubulares reforçados

externamente com argamassa e tela soldada. O número de paredes ensaiadas e as suas respectivas geometrias foram elaborados buscando-se atender a uma série de restrições.

O número de paredes foi determinado com base em restrições orçamentárias e buscando-se dispor de um número mínimo necessário para comparação de resultados. Foram construídas nove paredes. Estas paredes foram divididas em dois grupos: o primeiro denominado **Grupo A** e constituído por cinco paredes; e o segundo denominado **Grupo B**, constituído por quatro paredes. Cada grupo foi formado por paredes de controle e paredes reforçadas.

Quanto às geometrias das paredes dos grupos, um importante aspecto foi condicionante: os pórticos de aplicação de carga disponíveis limitavam o tamanho das paredes e a forma de aplicação das cargas. Dada à limitação, procurou-se adotar espécimes que pudessem utilizar ao máximo a capacidade geométrica dos pórticos.

A forma de aplicação do carregamento procurou ser representativa de estados de tensão induzidos por solicitações coplanares atuantes em alvenarias. Em todos os grupos de ensaios, a intenção foi produzir estados de tensão biaxial sobre os espécimes.

Por fim, a tela soldada utilizada como armadura de reforço foi obtida por doação e ficou restrita (geometricamente) às limitações de produção da empresa cedente.

Após a consideração de todas estas restrições, as paredes foram, então, executadas e suas características são apresentadas a seguir.

5.2.1 Paredes do Grupo A

As paredes sem revestimento deste grupo possuíam as dimensões apresentadas na Figura 5-1. A mesma figura apresenta ainda, o modo de aplicação das cargas. As paredes A0, A1 e A2 serviram como paredes de controle e não foram revestidas. As paredes A3 e A4 receberam 3 cm de revestimento armado em cada face.

A geometria dessas paredes foi condicionada pela tentativa de um primeiro ensaio onde seriam aplicadas uma carga vertical constante e uma carga horizontal crescente, simulando o efeito, por exemplo, da ação de sismos ou vento sobre uma parede de contraventamento. Como o ensaio não teve sucesso na implantação, devido à dificuldade da reprodução de condições de contorno ideais, optou-se pelo esquema apresentado na Figura 5-1 com o intuito de aproveitar os espécimes construídos.

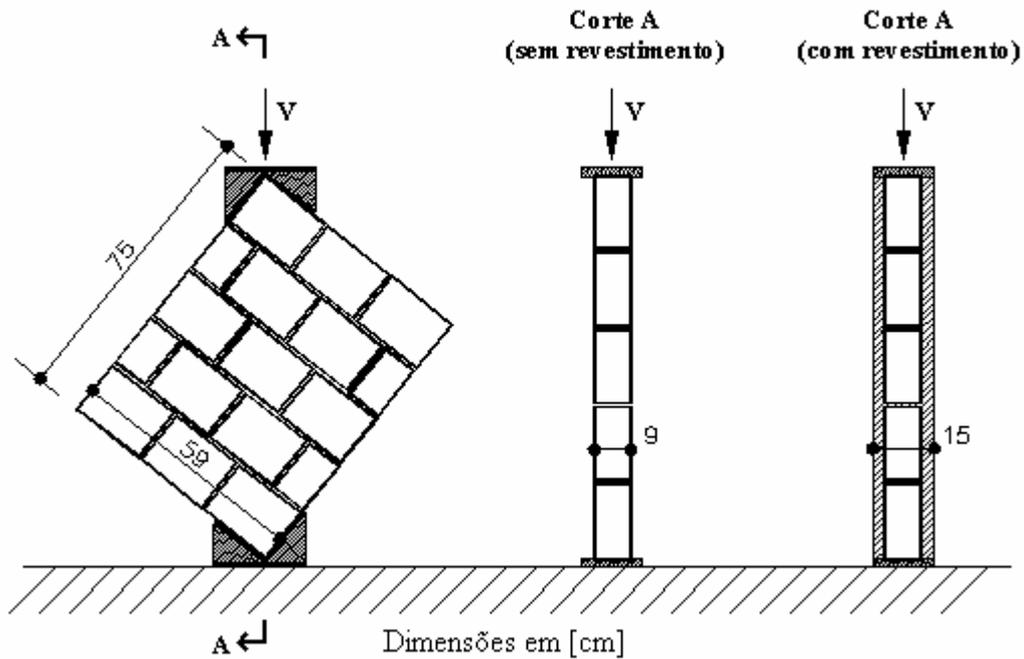


Figura 5-1: Detalhamento das paredes do Grupo A.

5.2.2 Paredes do Grupo B

As paredes do grupo B possuíam as dimensões apresentadas na Figura 5-2. A mesma figura apresenta ainda a forma de aplicação de cargas. As paredes B1 e B2 serviram como paredes de controle e não foram revestidas. As paredes B3 e B4 receberam 3 cm de revestimento armado em cada face.

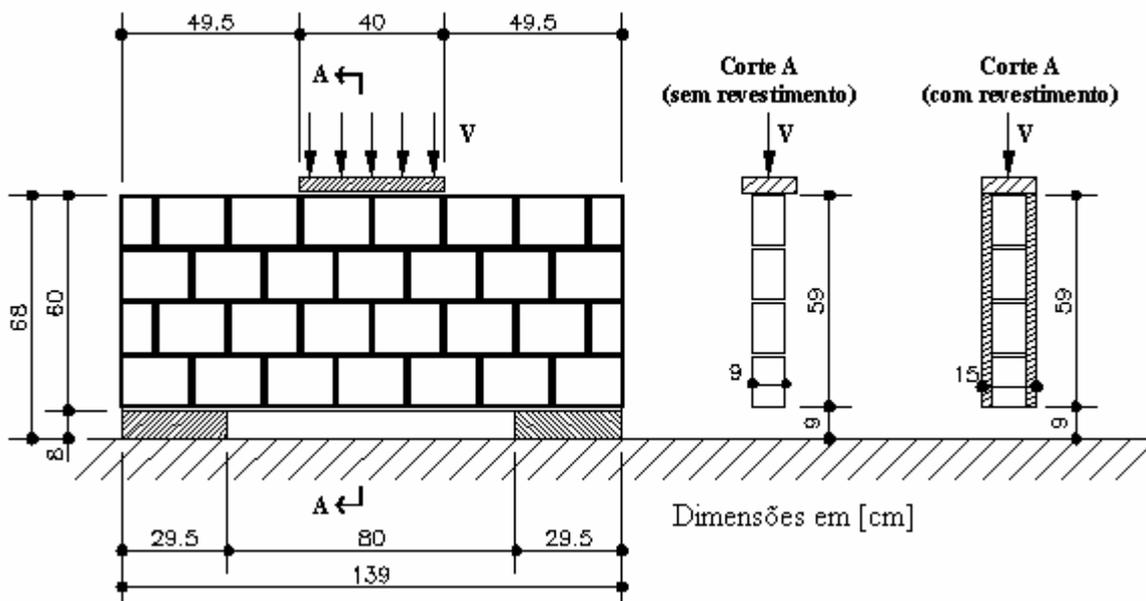


Figura 5-2: Detalhamento das paredes do Grupo B.

5.2.3 Características das unidades

As unidades utilizadas eram tijolos cerâmicos tubulares². A Figura 5-3 apresenta as dimensões das unidades e dos prismas. Foram testados à compressão 10 prismas de três unidades. Também foram testadas à compressão 4 unidades. As Tabelas 5-1 a 5-2 apresentam as resistências obtidas para prismas (aos 28 dias) e unidades. A Figura 5-4 apresenta uma fotografia da unidade utilizada e as Figura 5-5(a), (b) e (c) apresentam fotografias com vistas de um dos prismas construídos.

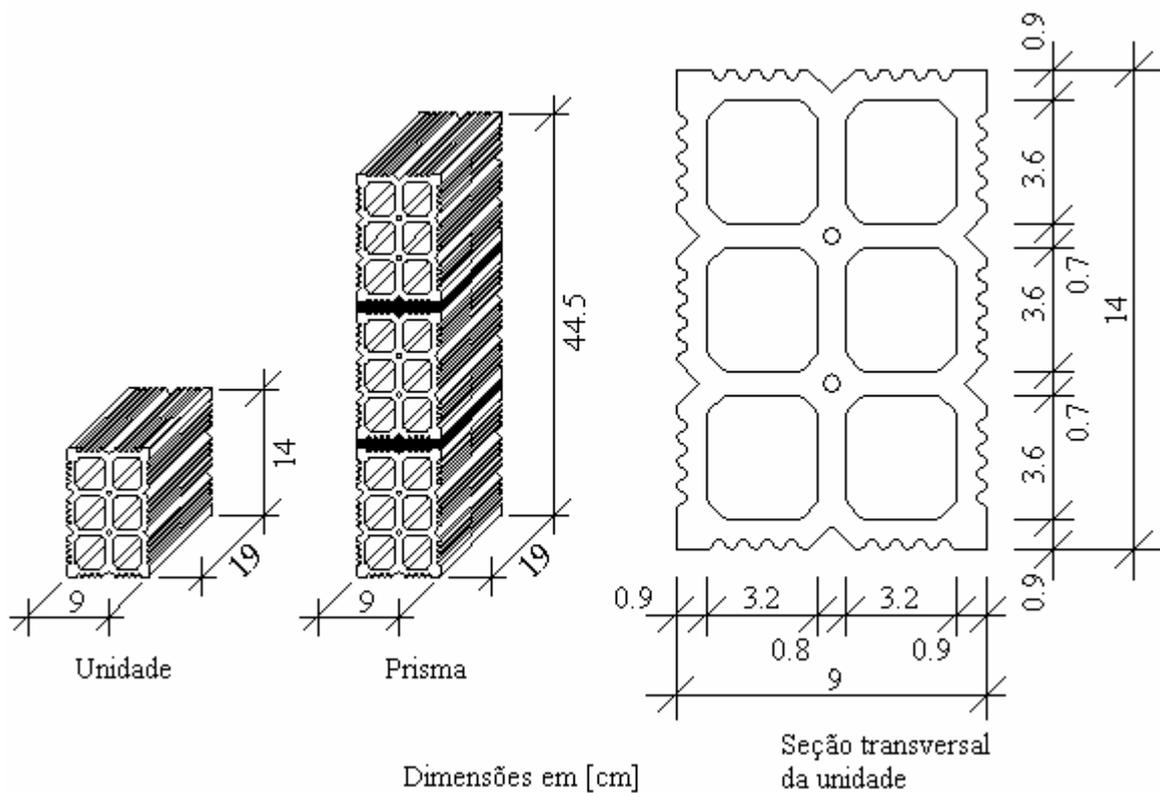


Figura 5-3: Detalhamento das unidades e dos prismas.

² produzido por C. Barroca

Tabela 5-1: Resistências das unidades.

Identificação da Unidade	Resistência à Compressão [MPa]
U1	1,1
U2	2,2
U3	1,6
U4	2,6

Observações:
 1- Carga aplicada na face com dimensões 9x19cm.
 2- Esta pequena amostra apenas procurou apresentar a variabilidade das resistências.

Tabela 5-2: Resistência dos prismas.

Identificação do Prisma	Paredes de Referência	Resistência à Compressão [MPa]	Idade (dias)
P11	A0, A1, A2, A3, A4	1,5	28
P12		1,1	28
P13		1,6	28
P21	B3	1,0	28
P22		1,8	28
P23		1,2	28
P31	B1	1,4	28
P32		1,4	28
P33		2,1	28
P41	B4	0,9	28

Observações:
 1. Média: 1,4 MPa ; Desvio padrão: 0,4 MPa
 2. O número de amostras ficou restrito à quantidade de material disponível.



Figura 5-4: Perspectiva da unidade utilizada.

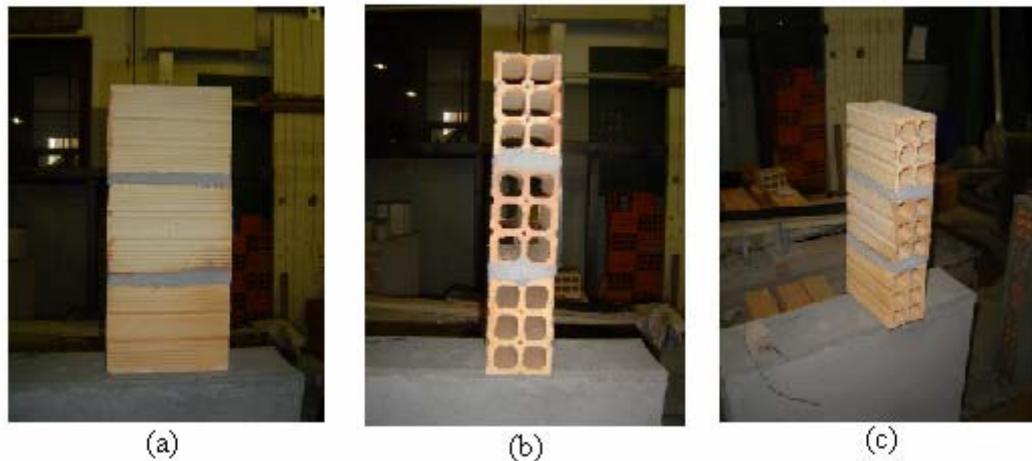


Figura 5-5: Diferentes vistas dos prismas ensaiados.

5.2.4 Características das argamassas

Foram utilizadas três argamassas distintas: argamassa para assentamento das unidades, argamassa para chapisco e argamassa para revestimento. Utilizou-se cimento portland tipo CP-IV e areia média seca. Para cada tipo de argamassa foram ensaiados 3 corpos de prova à compressão. As Tabelas 5-3 e 5-4 sumarizam as propriedades das argamassas.

Tabela 5-3: Características das argamassas utilizadas para as paredes do Grupo A.

Paredes do Grupo A			
Identificação da Argamassa	Traço em volume (cimento : cal : areia)	Relação Água/Cimento	Resistência média à compressão [MPa]
Assentamento	1 : 0,5 : 4,5	-	6,2
Chapisco	1 : 3	-	-
Reboco	1 : 3	0,85	10,6

Tabela 5-4: Características das argamassas utilizadas para as paredes do Grupo B.

Paredes do Grupo B			
Identificação da Argamassa	Traço em volume (cimento : cal : areia)	Relação Água/Cimento	Resistência média à compressão [MPa]
Assentamento	1 : 0,5 : 4,5	-	5,2
Chapisco	1 : 3	-	-
Reboco	1 : 3	0,85	8,8

Para maiores detalhes sobre as resistências das argamassas, ver anexo A.

5.2.5 Características da tela soldada

A tela soldada utilizada foi a Q113 (fios de diâmetro 3,8 mm espaçados a cada 10 cm), aço tipo CA60. As barras da tela soldada foram ensaiadas à tração para a determinação de sua

tensão de escoamento e ruptura. Foram ensaiadas duas amostras de cada direção das armaduras da tela. A Tabela 5-5 sumariza as propriedades dessas armaduras.

Tabela 5-5: Propriedades das armaduras da tela soldada.

Diâmetro dos fios	Orientação dos fios	Tensão de Escoamento [MPa]	Tensão de Ruptura [MPa]
3,8 mm	0°	690	1040
	0°	664	960
	90°	673	1140
	90°	700	1020

5.3 METODOLOGIA DO ENSAIO

5.3.1 Execução das paredes

Todas as paredes foram executadas pelo mesmo operário, procurando-se manter as dimensões estabelecidas anteriormente. As paredes foram construídas em etapas e em dias diferentes. As unidades de alvenaria foram umedecidas antes do assentamento e a argamassa de assentamento está caracterizada nas Tabelas 5-3 e 5-4.

A Figura 5-6 ilustra o esquema de execução das paredes do Grupo A. Pode-se observar que as paredes com e sem reforço foram executadas sobre um compensado de madeira e que as unidades das extremidades foram preenchidas com argamassa para que não ocorresse uma ruptura precoce durante os ensaios. As mesmas unidades receberam um capeamento de argamassa para posteriormente facilitar o encaixe dos suportes de aplicação de carga.

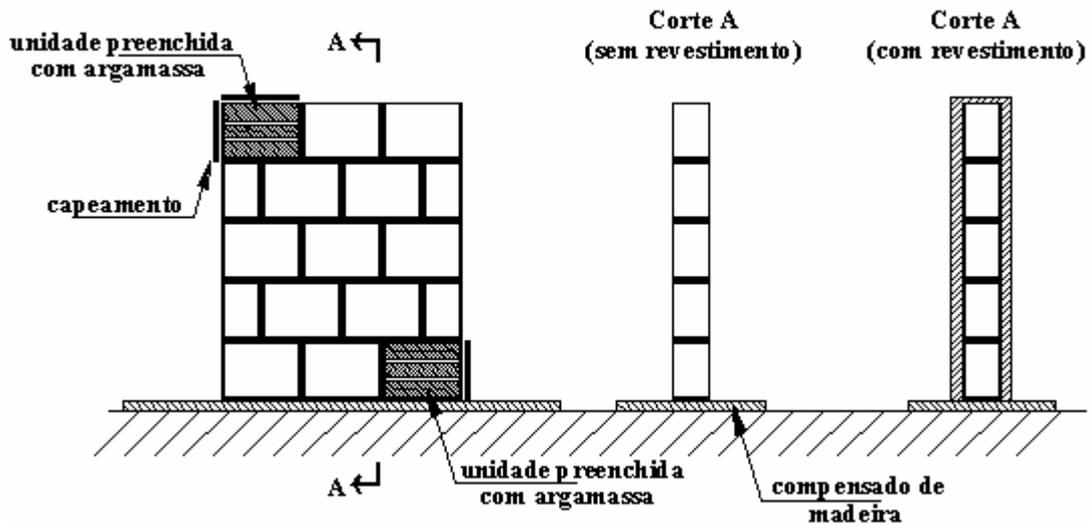


Figura 5-6: Esquema de execução das paredes do Grupo A

A Figura 5-7 ilustra o esquema de execução das paredes do Grupo B. Nesta figura observa-se que a parede foi executada diretamente sobre os apoios e sobre um suporte provisório de madeira, que foi retirado para a aplicação de carga. Também se pode observar que foi feito um capeamento na parte superior do espécime para melhor distribuição dos esforços na região de introdução das cargas.

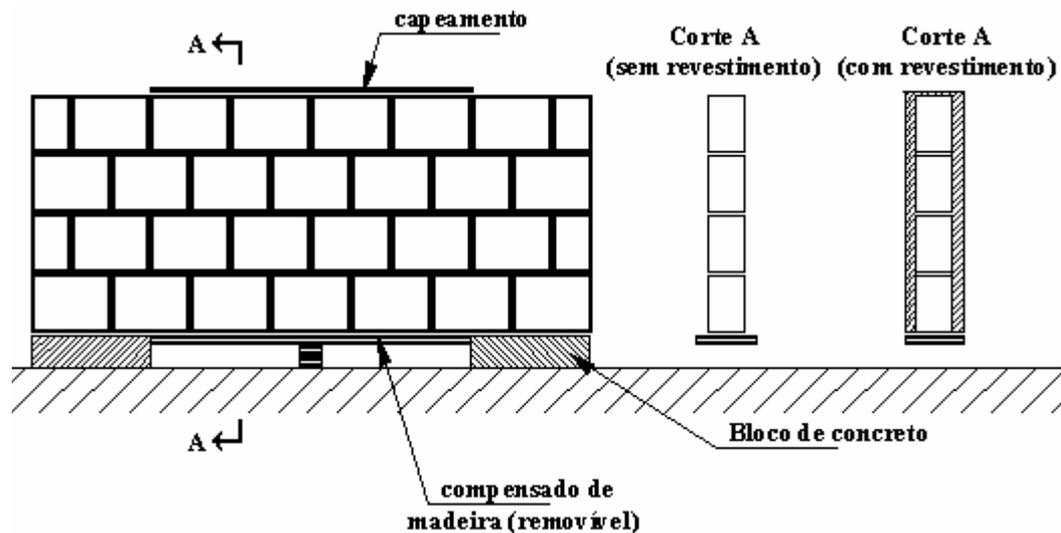


Figura 5-7: Esquema de execução das paredes do Grupo B.

As Figuras 5-8 apresentam a execução das paredes do Grupo A, enquanto a Figura 5-9 mostra a execução das paredes do Grupo B. As Figuras 5-8 (a), (b) e (c) ilustram a execução das paredes A1, A2 e A3. A Figura 5-9 (a) apresenta o início da execução da parede B3, enquanto a Figura 5-9 (b) mostra as paredes B3 e B1, ainda sem revestimento.



Figura 5-8: Execução das paredes do Grupo A.



Figura 5-9: Execução das paredes do Grupo B.

5.3.2 Execução do reforço

A execução do reforço compreende, de uma maneira geral, a fixação de tela soldada sobre a superfície limpa da alvenaria através da utilização de grampos galvanizados GERDAU de bitola 19×11 mm (Alcocer *et al.* (1989) recomendam a utilização de 9 pregos por m²) e posterior revestimento com argamassa. A Figura 5-10 apresenta os grampos utilizados.



Figura 5-10: Grampos utilizados para fixação das telas.

Procurou-se estabelecer a seguinte seqüência de execução dos reforços:

1º) Cravação dos grampos com martelo e fixação das telas junto às faces da alvenaria (Figura 5-11 (a), (b) e (c)).

2º) Execução de uma camada de chapisco sobre a superfície umedecida da alvenaria (com argamassa especificada nas tabelas 5-3 e 5-4) em cada face das paredes (Figura 5-12 (a) e (b)).

3º) Execução da argamassa de revestimento (especificada nas Tabelas 5-3 e 5-4) em cada face das paredes sobre a camada de chapisco (Figura 5-13 (a), (b) e (c)), totalizando uma espessura total de revestimento de 3 cm em cada face.

Nas paredes do Grupo A os grampos foram fixados aleatoriamente devido à uma dificuldade executiva oriunda da fragilidade da interface unidade argamassa. Dessa maneira, cada face recebeu quatro grampos, fixados nas regiões mais resistentes encontradas em cada espécime. Já nas paredes do Grupo B, os grampos foram fixados conforme a Figura 5-14.

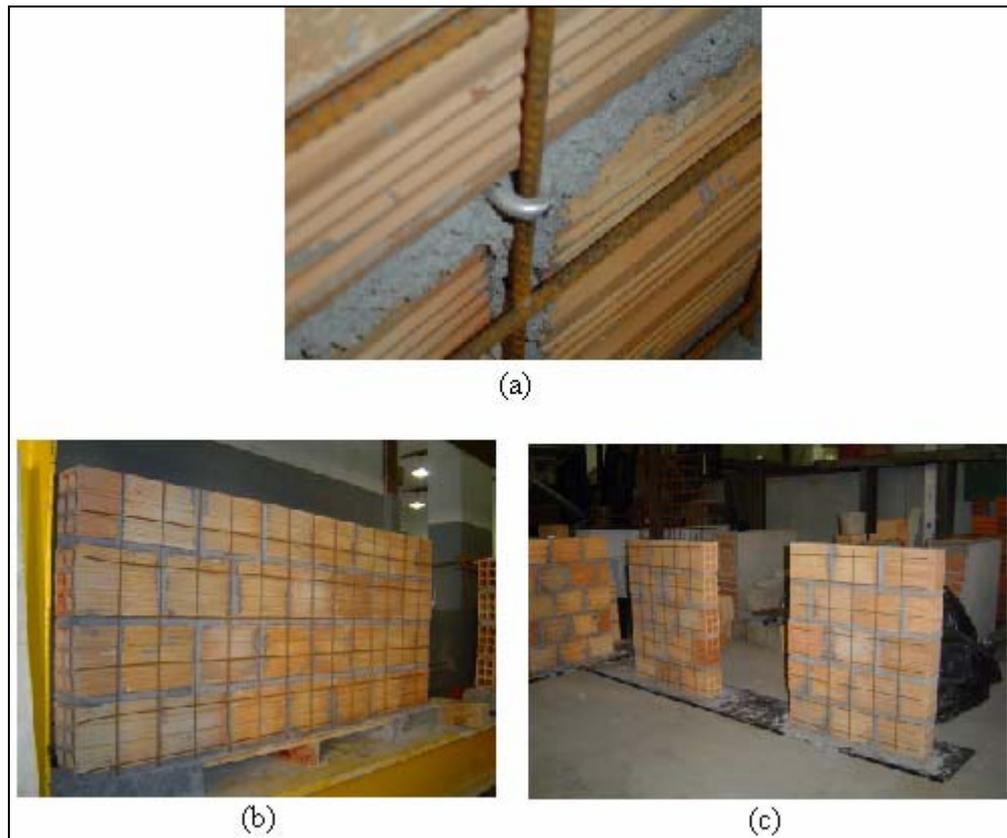


Figura 5-11: Fixação das telas



Figura 5-12: Aplicação de uma camada de chapisco sobre a tela e a alvenaria.

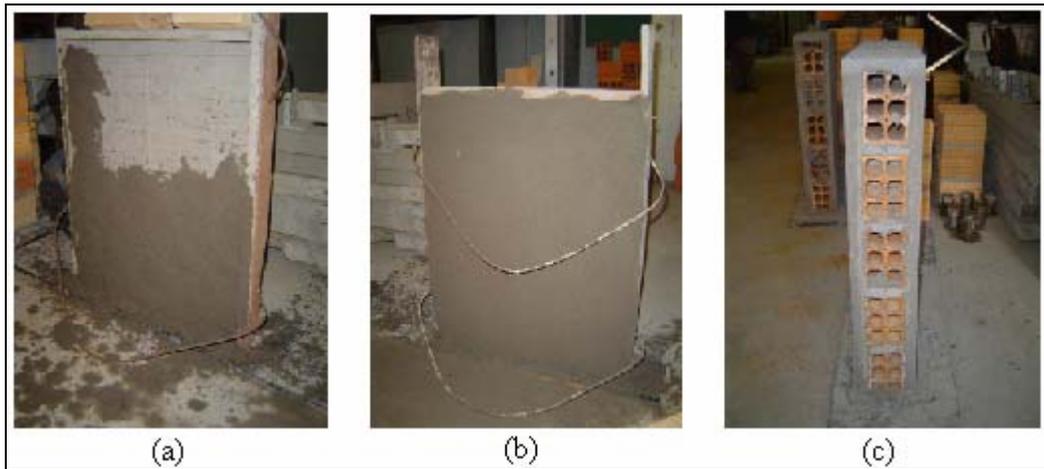


Figura 5-13: Aplicação da camada de revestimento resistente sobre a camada de chapisco.

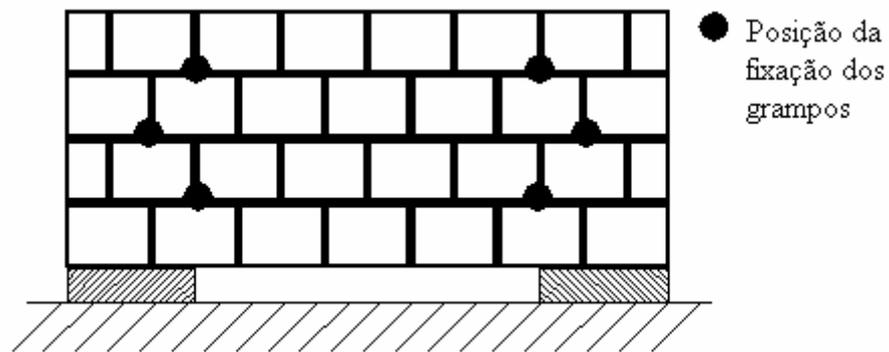


Figura 5-14: Local onde foram fixados os conectores dos espécimes do Grupo B.

5.3.3 Instrumentação das paredes do Grupo A

As paredes do Grupo A foram ensaiadas diretamente em uma prensa servo-controlada com capacidade de 2000 kN (Shimadzu 2000 kN), o que permitiu uma completa automatização dos ensaios, tanto do ponto de vista de carregamento quanto de aquisição de dados, buscando-se assim garantir a qualidade dos resultados. A Figura 5-15 ilustra esquematicamente o sistema de ensaio das paredes do Grupo A.

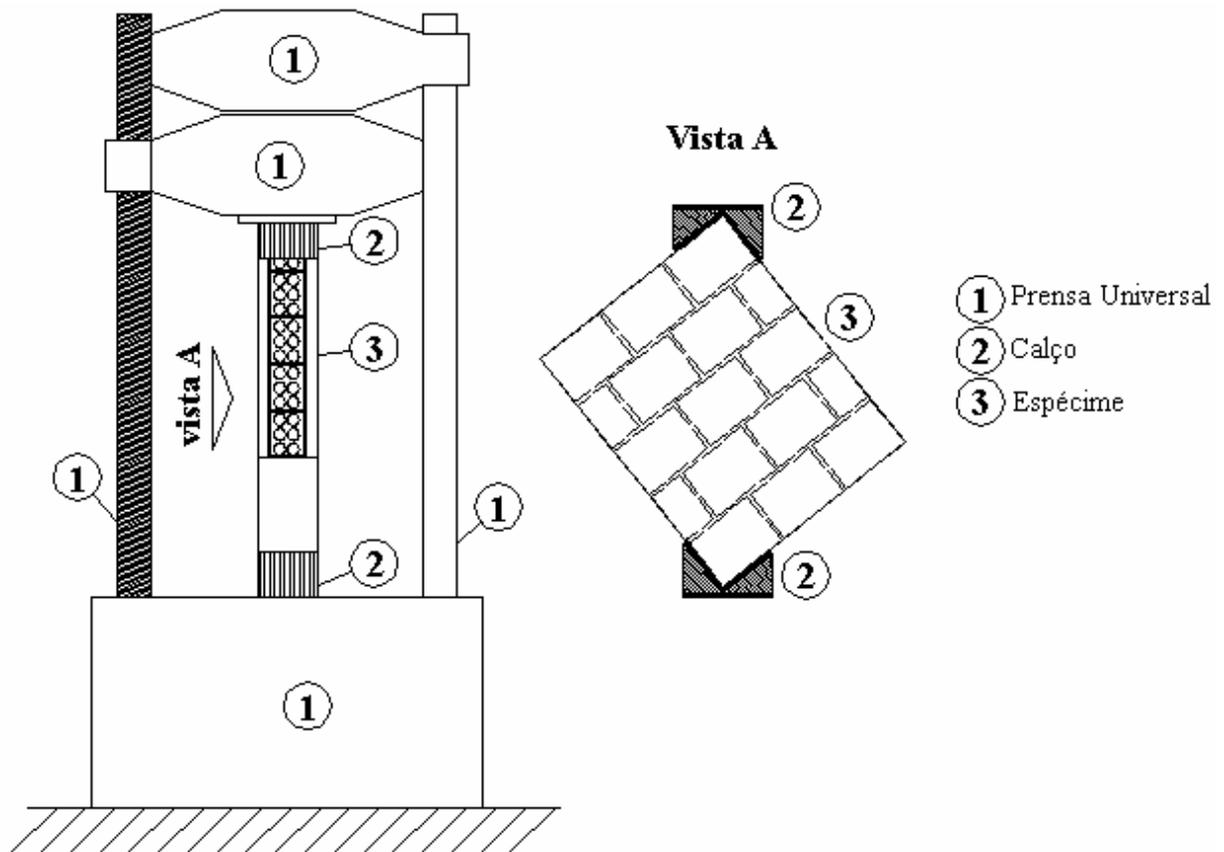


Figura 5-15: Esquema de ensaio das paredes do Grupo A.

Os calços apresentados na Figura 5-15 estão detalhados na Figura 5-16. Eles foram concebidos para que introduzissem o carregamento de compressão através da diagonal das paredes sem que ocorressem concentrações de tensão que provocassem uma ruptura precoce das paredes.

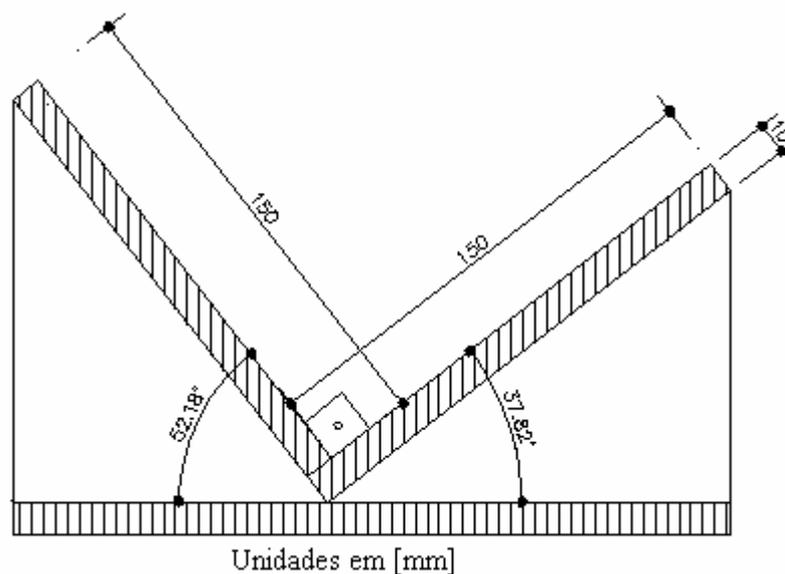


Figura 5-16: Calço para ensaio das paredes do Grupo A.

A carga foi introduzida com deslocamento controlado de 0,5 mm por minuto.

As cargas e deslocamentos foram medidas através de um sistema automatizado da própria prensa, sendo que o deslocamento foi medido na mesma direção da aplicação do carregamento de compressão.

Durante os ensaios realizou-se também um acompanhamento das fissuras. Progressivamente, de acordo com o surgimento, as fissuras foram realçadas com caneta hidrocor, evidenciando-se a progressão e configuração das fissuras nos espécimes.

5.3.4 Instrumentação das paredes do Grupo B

A instrumentação das paredes do Grupo B foi realizada com auxílio de equipamentos eletrônicos e manuais. A Figura 5-17 ilustra o esquema de ensaio das paredes do Grupo B. Nesta figura pode-se observar a existência de três instrumentos de coleta de dados: um transdutor ou célula de carga e dois transdutores de deslocamentos - LVDT's (*linear variation displacement transducer*). Também se pode observar o mecanismo hidráulico de aplicação de cargas e o pórtico de reação.

A determinação da carga aplicada ao espécime foi realizada através de um transdutor ou célula de carga, com capacidade de 500 kN e precisão de 0,70 kN. A célula de carga foi posicionada entre o macaco hidráulico e o elemento de transmissão de carga para o espécime. A carga foi aplicada através de bomba manual tipo Enerpac. O conjunto hidráulico tinha capacidade de 1500 kN.

Os deslocamentos verticais foram determinados através de LVDT's da marca SENSOTEC, com curso de $\pm 50,8$ mm e precisão de 0,01 mm, posicionados conforme a Figura 5-17. A Figura 5-18 apresenta a instalação dos LVDT's no local.

Entre o elemento de transmissão das cargas e o espécime foi utilizada uma lâmina de couro com o intuito de compensar pequenas irregularidades da superfície dos espécimes.

A carga foi aplicada com controle manual, com auxílio de bomba e macaco hidráulico.

Para a aquisição dos dados provenientes da célula de carga e dos LVDT's, utilizou-se uma ponte multicanal computadorizada (System 5000), que realiza a aquisição de dados automaticamente e os armazena em arquivos de saída de dados: Composto por cinco módulos, permite o monitoramento de até cem elementos de aquisição de dados ao mesmo tempo, podendo estes elementos ser extensômetros elétricos, transdutores, LVDT's e termopares.

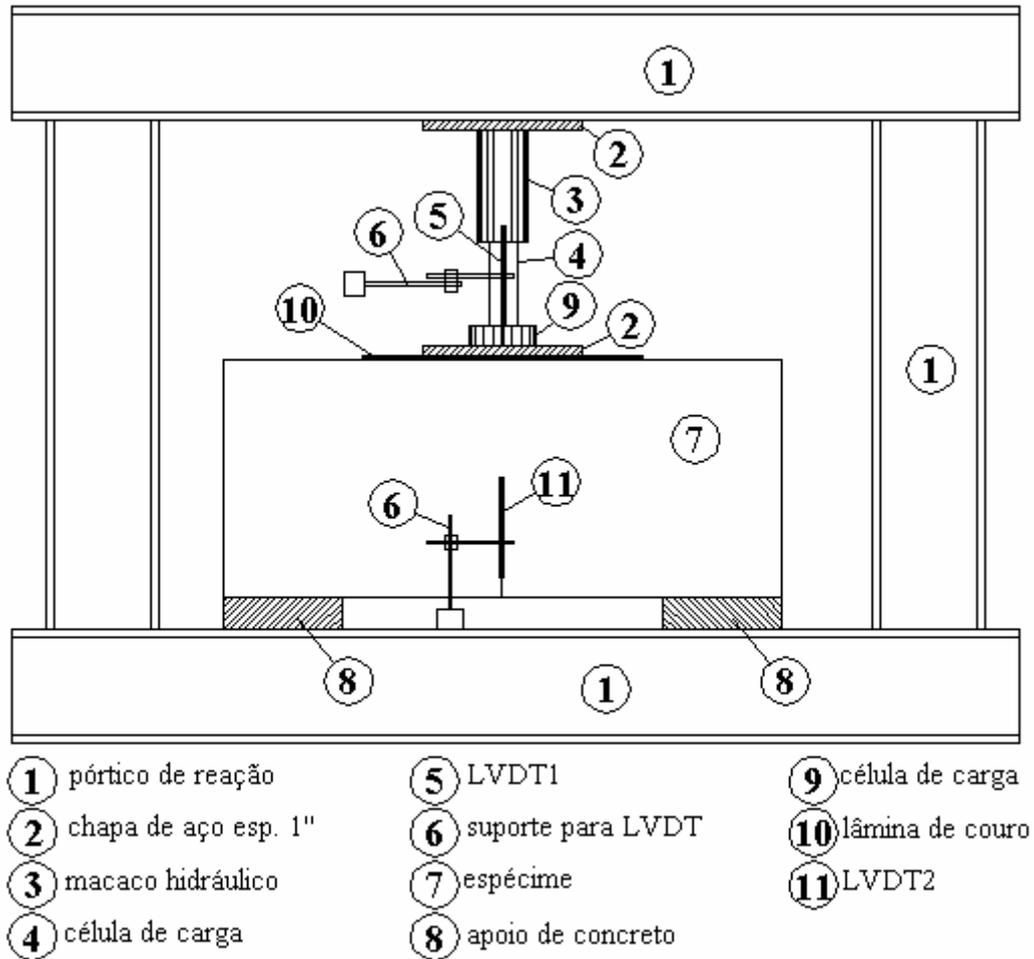


Figura 5-17: Esquema de ensaio das paredes do Grupo B.



Figura 5-18: Posicionamento dos LVDT's em um espécime do Grupo B.

Durante os ensaios realizou-se também um acompanhamento das fissuras. Progressivamente, de acordo com o surgimento, as fissuras foram realçadas com caneta hidrocor, evidenciando-se a progressão e configuração das fissuras nos espécimes.

5.4 RESULTADOS

5.4.1 Paredes A0, A1 e A2

Os espécimes A0, A1 e A2 não foram revestidas, atingindo a ruptura com carregamentos de 35,0 kN, 42,3 kN e 36,2 kN, respectivamente. A fissuração destes espécimes iniciou próximo aos calços de aplicação de carga e propagou-se segundo um alinhamento vertical (diagonal do espécime), tendendo a dividir o espécime em dois (Figura 5-20 (b) e (c)). A Figura 5-19 apresenta os gráficos da relação “força x deslocamento” observados para cada espécime e as Figuras 5-20 e 5-21 as fotografias dos respectivos ensaios.

O comportamento diferenciado dos espécimes A0 e A1, em relação ao A2, foi atribuído a acomodações iniciais na região de introdução dos esforços, decorrentes do encaixe imperfeito entre calços e espécime. Por outro lado, pôde-se observar que as inclinações dos gráficos e a carga de ruptura foram parecidos, indicando um comportamento semelhante dos espécimes.

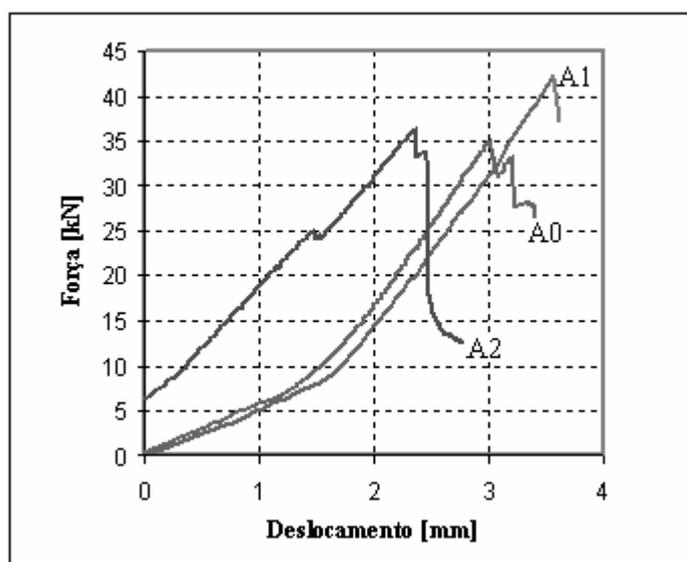


Figura 5-19: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes A0, A1 e A2, ensaiadas à compressão diagonal.

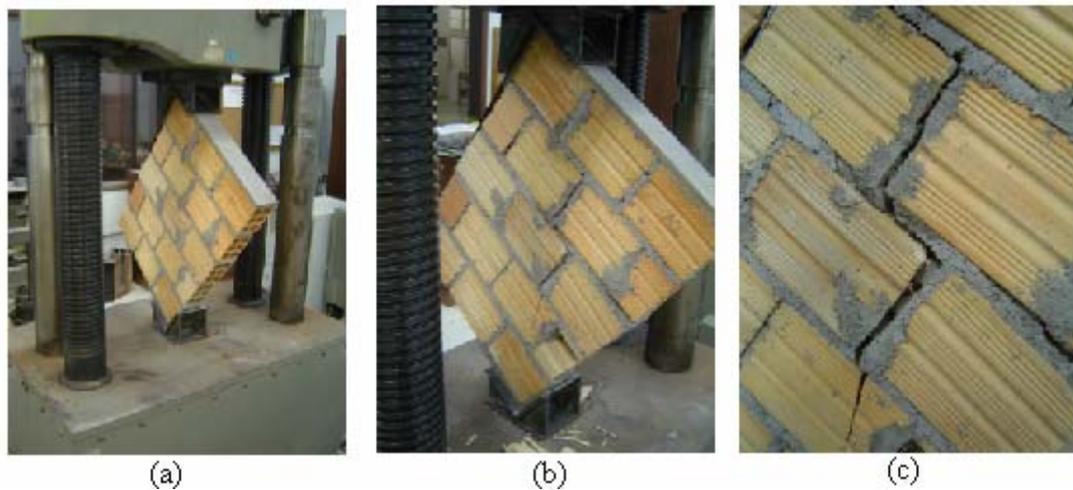


Figura 5-20: Fotografias do ensaio do espécime A0, antes (a) e depois (“b” e “c”) da aplicação do carregamento.

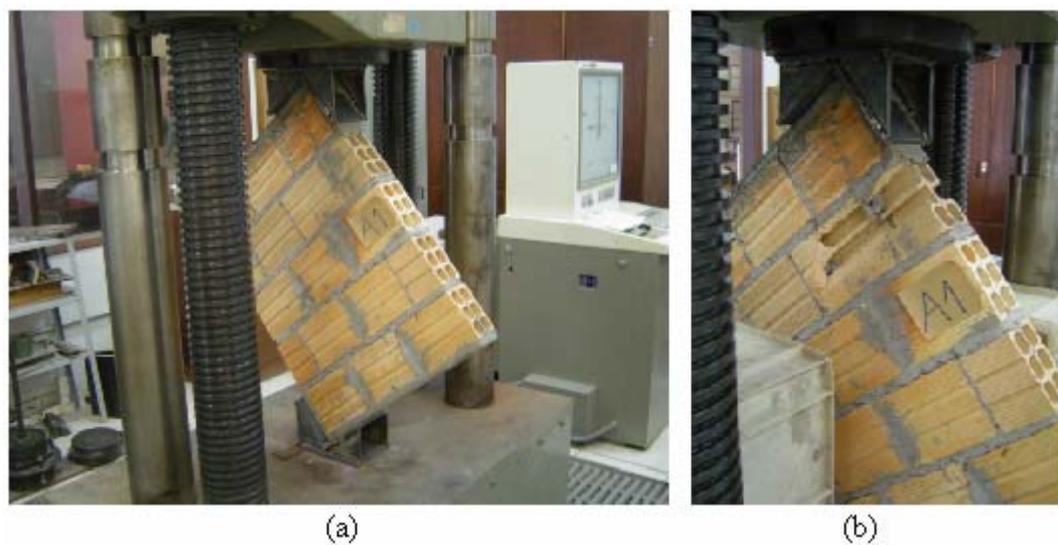


Figura 5-21: Fotografias do ensaio do espécime A1, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.

5.4.2 Paredes A3 e A4

Os espécimes A3 e A4 foram revestidos, atingindo carregamentos máximos de 158,8 kN e 154,2 kN, respectivamente. Nos dois espécimes observou-se a ocorrência de uma fissura vertical principal ao longo da diagonal e fissuras secundárias próximas aos calços de aplicação de carga. Ao atingir-se a carga de ruptura ocorreu destacamento do revestimento próximo da região de aplicação das cargas (Figura 5-25). A Figura 5-22 apresenta os gráficos

da relação “força x deslocamento” observados para cada espécime e as Figuras 5-23 a 5-25 as fotografias dos respectivos ensaios. Pode-se observar que o comportamento dos espécimes foi bastante semelhante e que embora a alvenaria utilizada tenha sido de má qualidade a resistência final das paredes reforçadas foi praticamente a mesma.

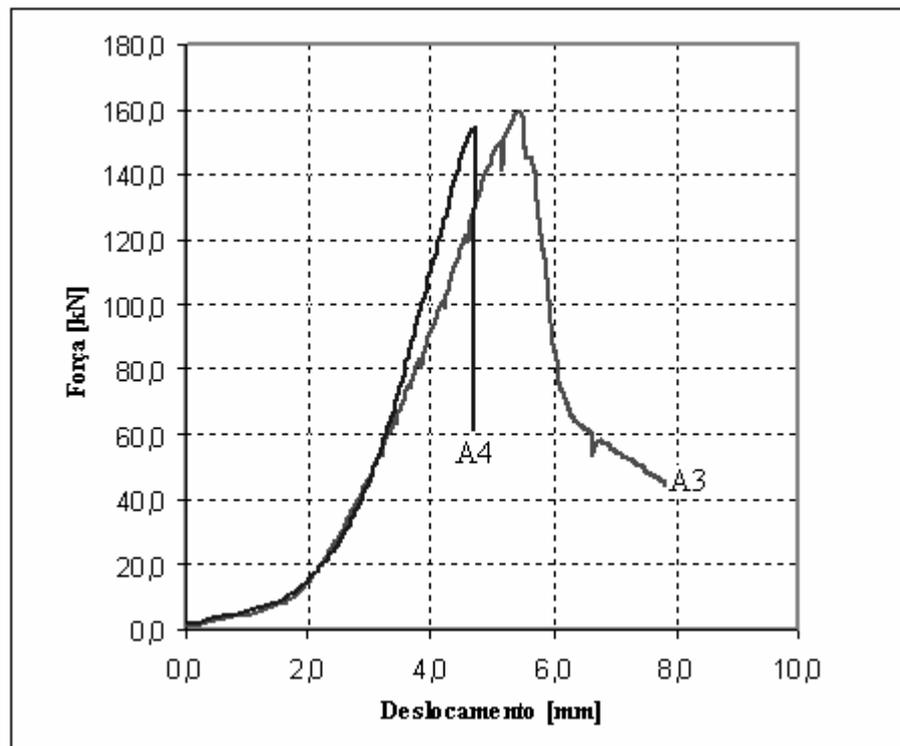


Figura 5-22: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes A3 e A4, ensaiados à compressão diagonal.

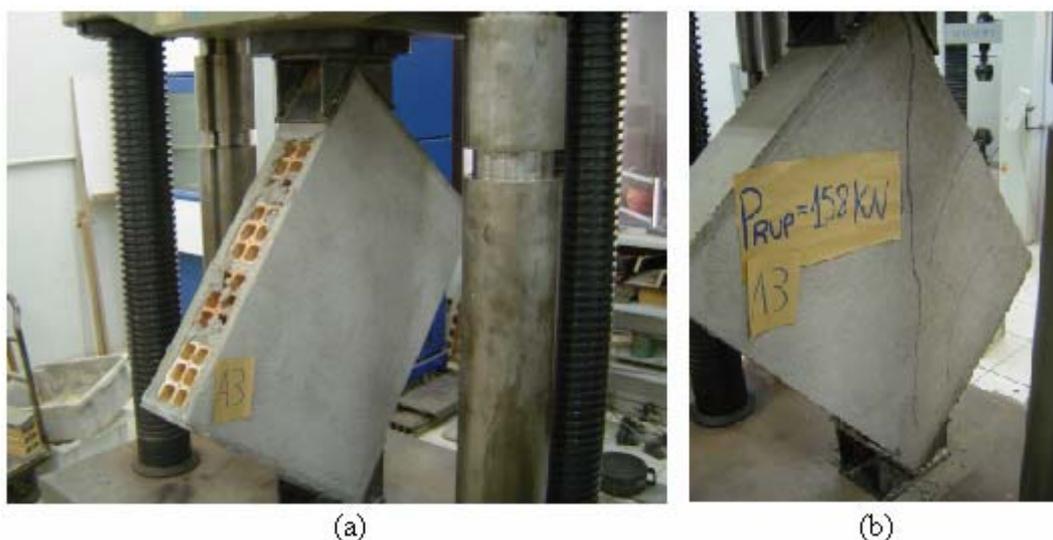


Figura 5-23: Fotografias do ensaio do espécime A3, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.

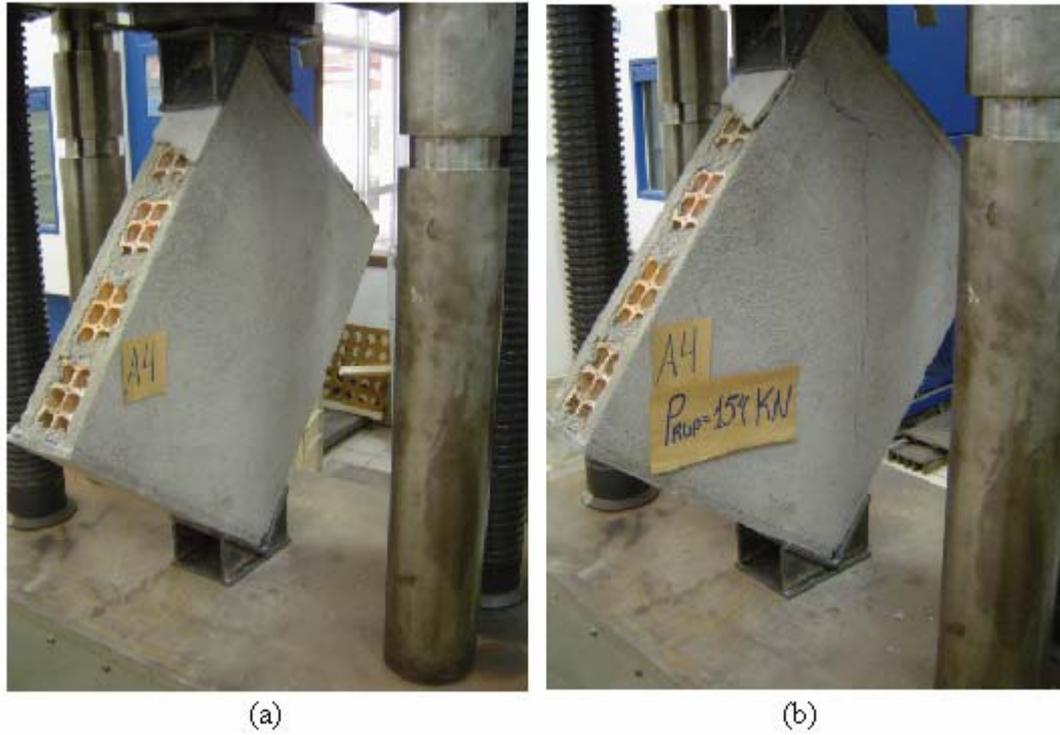


Figura 5-24: Fotografias do ensaio do espécime A4, antes (a) e depois (b) da aplicação do carregamento.



Figura 5-25: Fotografia do ensaio do espécime A4 mostrando o destacamento do revestimento próximo a região de aplicação de carga.

5.4.3 Resumo dos resultados das Paredes do Grupo A

A Tabela 5-6 apresenta um resumo das idades dos espécimes ensaiados na data do ensaio, incluindo as idades dos respectivos revestimentos.

As Figuras 5-26 e 5-27 apresentam um resumo dos dados coletados nos ensaios das paredes do Grupo A. Pode-se observar que o reforço aumentou em aproximadamente quatro vezes a resistência das paredes.

Tabela 5-6: Resumo das idades dos espécimes do Grupo A na data do ensaio.

Espécime	Idade da Alvenaria [dias]	Idade do Reforço [dias]	
		Lado 1	Lado 2
A0	78	-	-
A1	76	-	-
A2	76	-	-
A3	75	69	68
A4	75	69	68

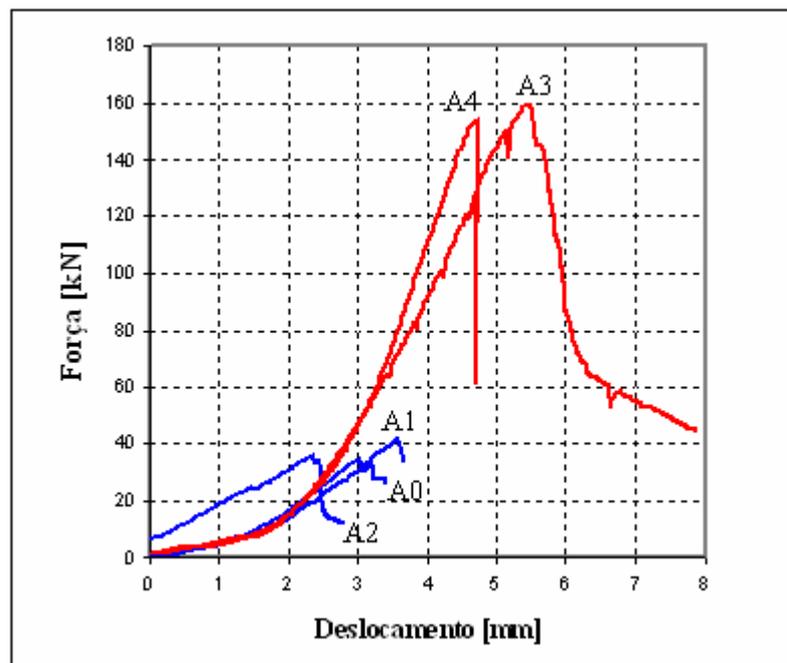


Figura 5-26: Gráfico “força x deslocamento” das paredes do Grupo A, ensaiadas à compressão diagonal.

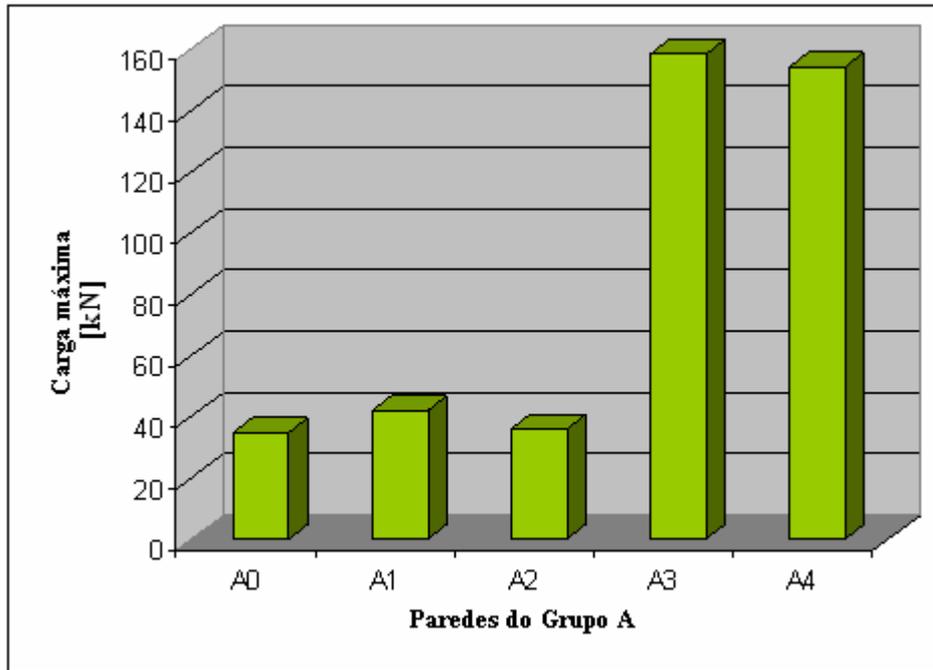


Figura 5-27: Máximo carregamento de compressão obtido para cada espécime do Grupo A.

5.4.4 Paredes B1 e B2

As paredes B1 e B2 não foram revestidas, atingindo a ruptura com carregamentos de 31,9 kN e 23,3 kN, respectivamente. A ruptura ocorreu de forma brusca tendendo a dividir os espécimes em dois. Na parede B1 ocorreu uma rachadura vertical central no meio do vão (Figuras 5-30 a 5-32) e, por outro lado, na parede B2 ocorreu uma rachadura diagonal em forma de escada, cortando algumas unidades e partindo do apoio em direção ao ponto de aplicação das cargas (Figura 5-34).

As Figuras 5-28 e 5-29 apresentam os gráficos da relação “força x deslocamento” (força medida pela célula de carga posicionada no meio do vão) observados para cada espécime e as Figuras 5-30 a 5-34 as fotografias dos respectivos ensaios. O gráfico da figura 5-28 ilustra apenas o deslocamento medido pelo LVDT2 porque as medições do LVDT1 foram influenciadas demasiadamente pela deformação do pórtico de reação onde estava fixado. Pode-se observar no gráfico da parede B2 (Figura 5-29) que o deslocamento medido pelo LVDT1 foi diferente do medido pelo LVDT2, sugerindo que ocorreu um deslocamento vertical maior na face superior da parede.

Os gráficos “força x deslocamento” desta série de ensaios se comportam de maneira diferente, possivelmente devido à variabilidade das unidades e à imperfeições construtivas.

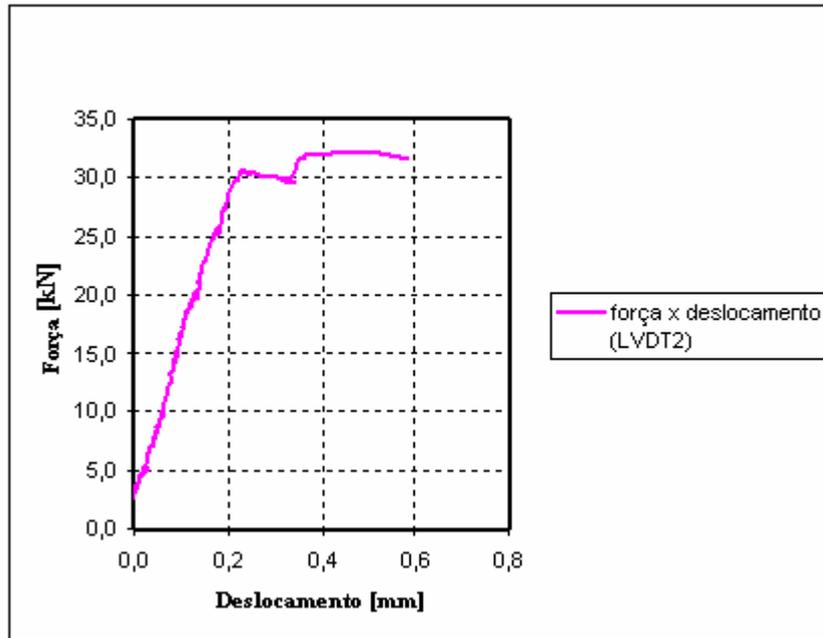


Figura 5-28: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B1.

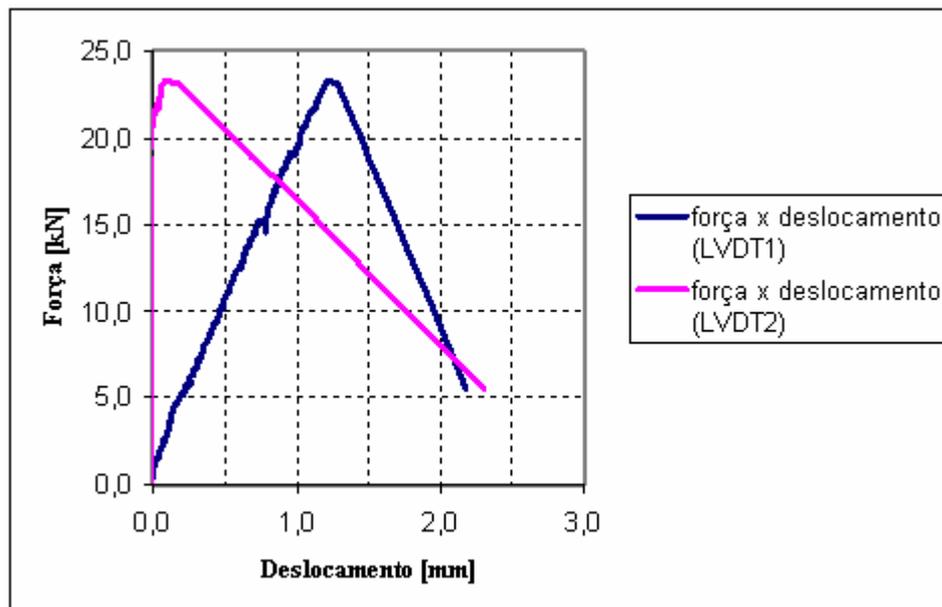


Figura 5-29: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B2.



Figura 5-30: Vista frontal do espécime B1 após ruptura.



Figura 5-31: Perspectiva do espécime B1 após a ruptura.

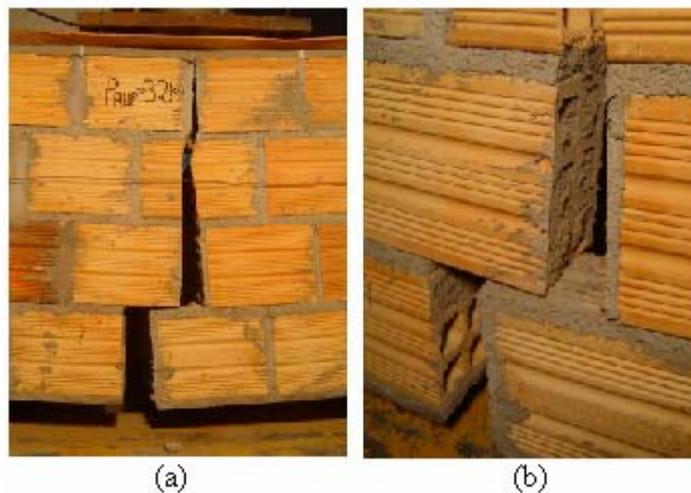


Figura 5-32: Detalhe da forma de ruptura do espécime B1.



Figura 5-33: Vista frontal do espécime B2 instrumentado antes da ruptura.

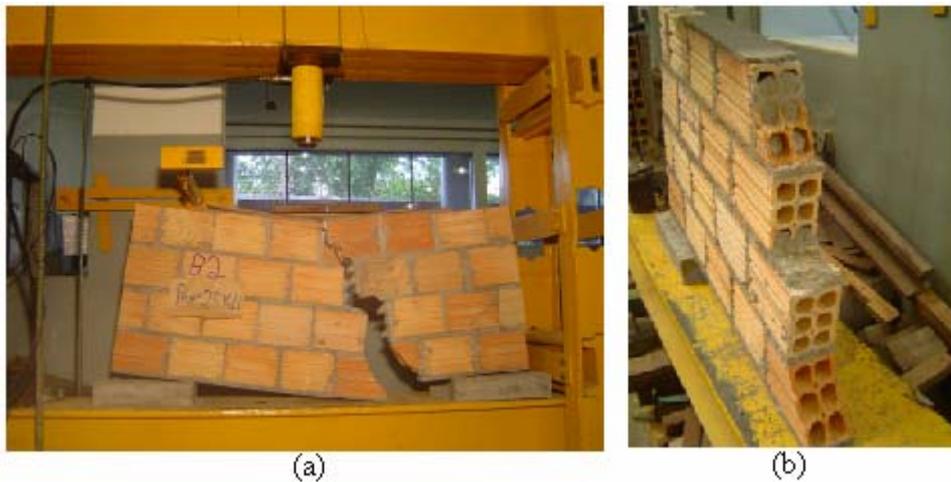


Figura 5-34: Detalhe da forma de ruptura do espécime B2 .

5.4.5 Paredes B3 e B4

As paredes B3 e B4 foram revestidas, atingindo a ruptura com carregamentos de 220,8 kN e 213,3 kN, respectivamente. Nos dois espécimes observou-se a ocorrência de uma fissura vertical inicial na metade inferior no centro do vão da parede (Figuras 5-38 e 5-42). No espécime B3 essa fissura ocorreu com carregamento de 70.0 kN e no espécime B4 com carregamento de 90 kN. As demais fissuras progrediram tendendo a se formarem próximo aos apoios e aumentarem em direção a região de aplicação das cargas. Ao atingir-se a carga de ruptura, em ambos os espécimes ocorreram rupturas bruscas na região de um dos apoios (Figuras 5-39, 5-40, 5-41, 5-43 e 5-44).

As Figuras 5-35 e 5-36 apresentam os gráficos da relação “força x deslocamento” observados para cada espécime, sendo que na Figura 5-35 não foi considerado o deslocamento medido pelo LVDT1 porque ele sofreu a influência do deslocamento do pórtico de reação onde estava fixado.

A Figura 5-37 apresenta a fotografia do espécime B3 devidamente instrumentado antes da aplicação do carregamento .

O espécime B4 projetou-se do pórtico de reação quando atingiu a ruptura. Após a queda parte do revestimento se despreendeu, deixando expostas armaduras e conectores. Observando-se as fissuras na região onde as fissuras ficaram expostas (Figura 5-45), pode-se verificar que as mesmas cortaram alvenaria e revestimento de forma semelhante, ou melhor, a mesma fissura atravessou igualmente alvenaria e revestimento, indicando um comportamento conjunto do material.

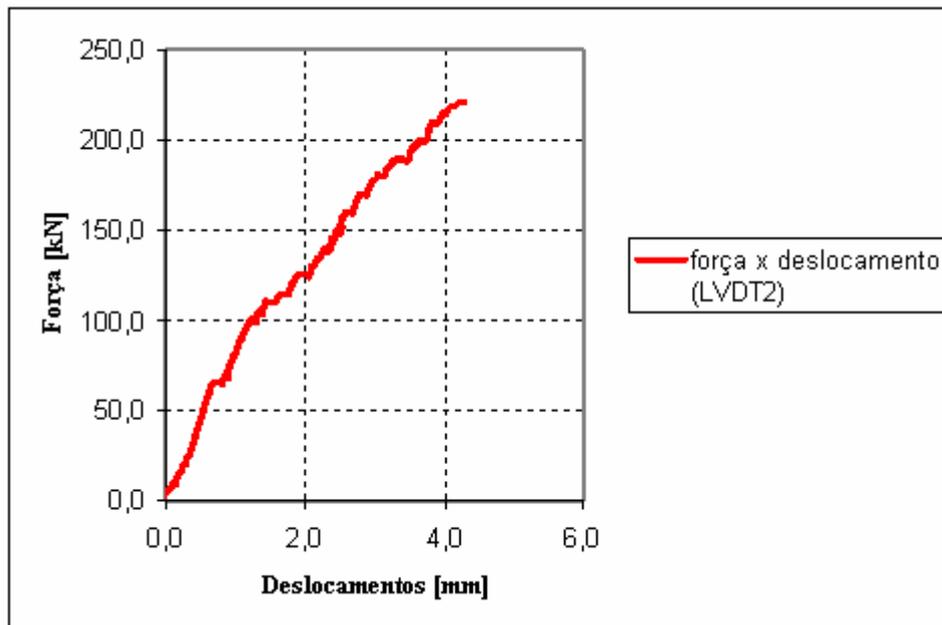


Figura 5-35: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B3.

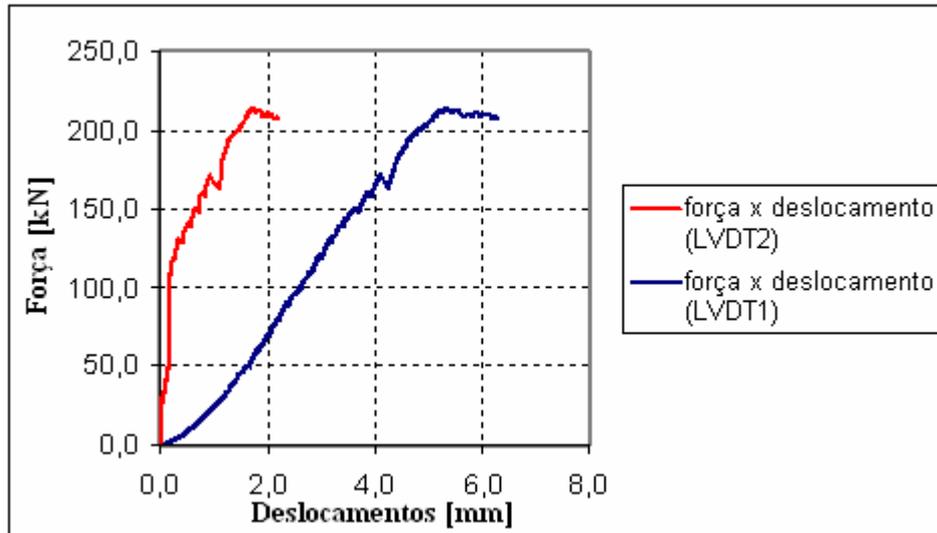


Figura 5-36: Gráfico “força x deslocamento” do espécime B4.



Figura 5-37: Espécime B3 instrumentado antes da aplicação de carregamento.

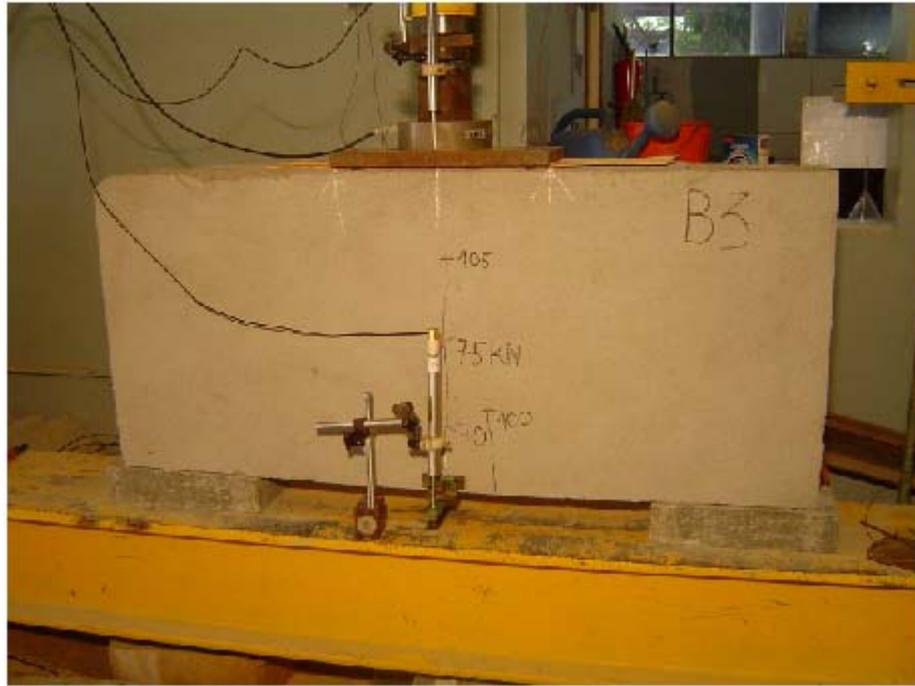


Figura 5-38: Primeiras fissuras observadas durante o ensaio do espécime B3.



Figura 5-39: Fissuração final e forma de ruptura do espécime B3.



Figura 5-40: Perspectiva geral da ruptura e fissuração do espécime B3.

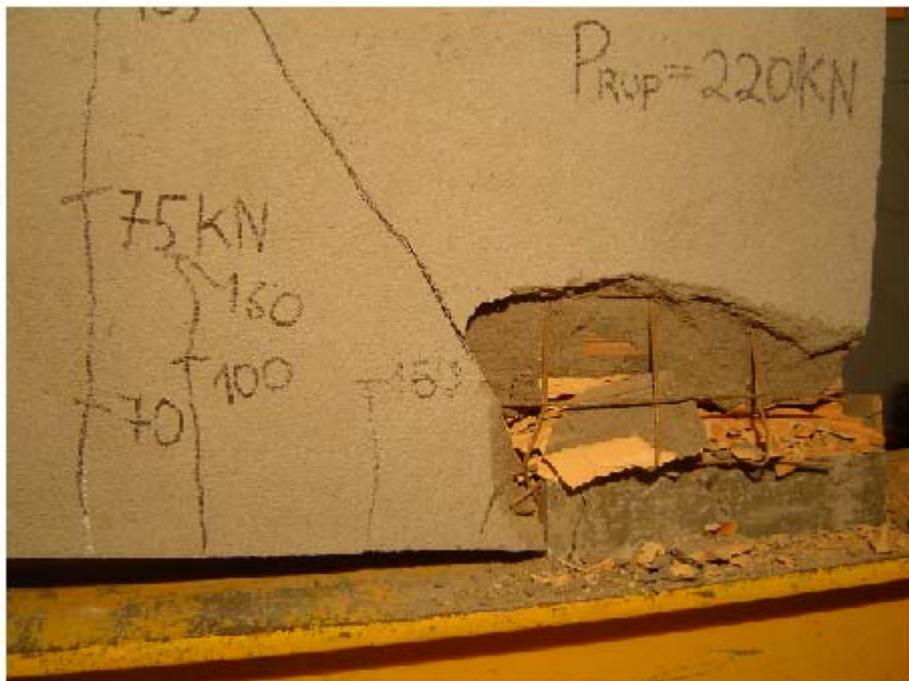


Figura 5-41: Detalhe mais próximo da região de ruptura do espécime B3.



Figura 5-42: Fissuração observada no espécime B4 antes da ruptura.



Figura 5-43: Ruptura e queda do espécime B4, ficando expostas as armaduras flambadas.



Figura 5-44: Deslocamento e exposição das armaduras, após a queda do espécime B4.

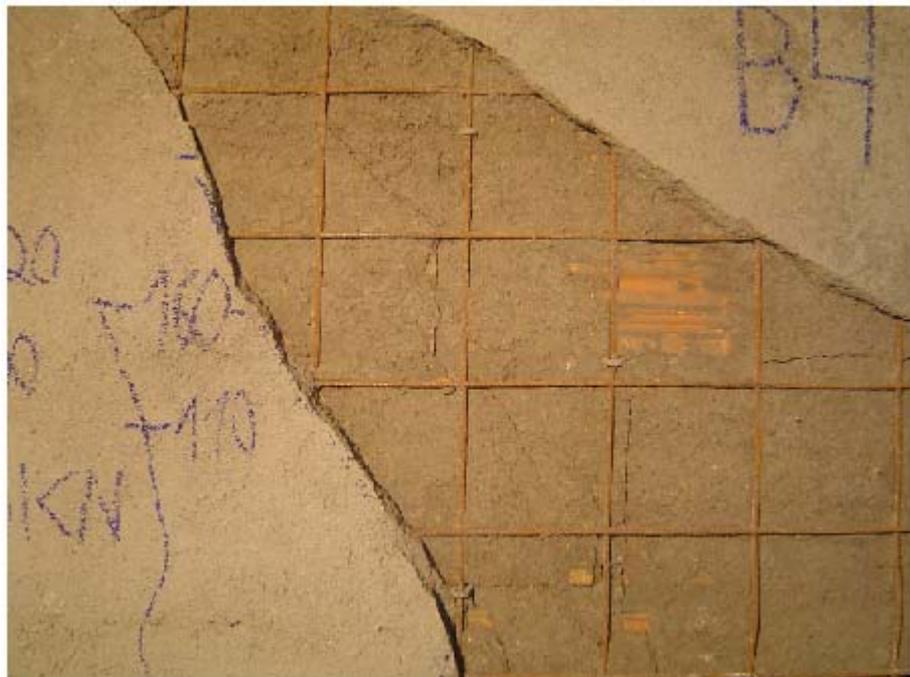


Figura 5-45: Detalhe da fixação dos conectores após a queda do espécime B4.

5.4.6 Resumo dos resultados das paredes do Grupo B

A Tabela 5-7 apresenta um resumo das idades das paredes na data do ensaio, incluindo as idades dos respectivos revestimentos.

As Figuras 5-46 e 5-47 apresentam um resumo dos dados coletados nos ensaios das paredes do Grupo B. Pode-se observar que o reforço aumentou em aproximadamente sete vezes a resistência das paredes.

Tabela 5-7: Resumo das idades dos espécimes do Grupo B na data do ensaio.

Espécime	Idade da Alvenaria [dias]	Idade do Reforço [dias]	
		Lado 1	Lado 2
B1	76	-	-
B2	76	-	-
B3	75	47	43
B4	75	30	31

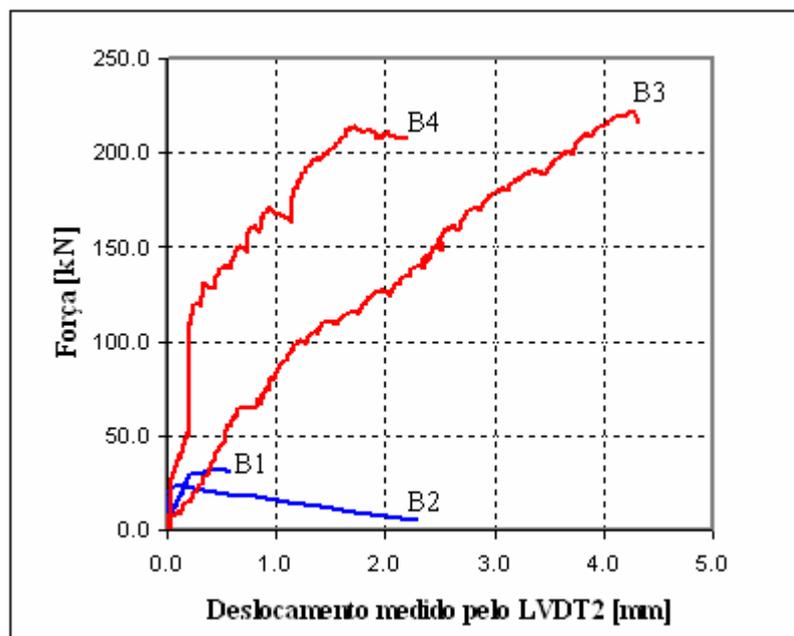


Figura 5-46: Gráfico “força x deslocamento” dos espécimes do Grupo B.

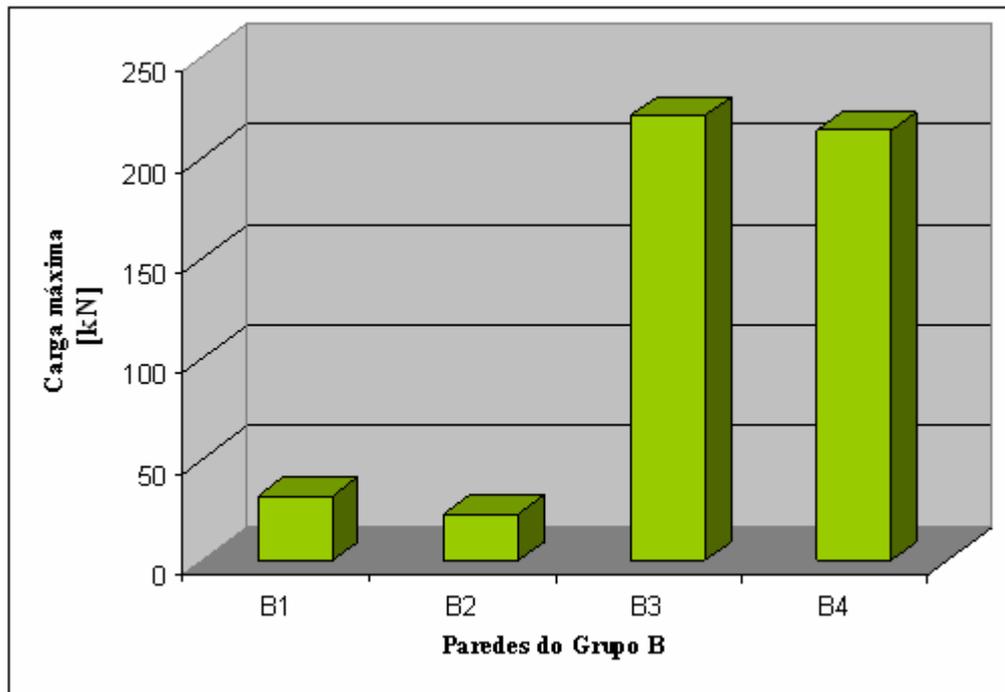


Figura 5-47: Máximo carregamento medido para cada espécime do Grupo B.

6. MÉTODO DE VERIFICAÇÃO DO REFORÇO PROPOSTO

Tendo por base as características dos materiais “alvenaria” e “argamassa armada” apresentadas nos capítulos anteriores, bem como os resultados apresentados na bibliografia referentes a ensaios de estruturas reforçadas ou não e o programa experimental desenvolvido, neste capítulo é proposto um método numérico para a verificação de estruturas de alvenaria submetidas a solicitações coplanares.

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O método descrito a seguir, através de um procedimento simplificado, procurou determinar de maneira prática e segura a capacidade estrutural de elementos de alvenaria submetidos a solicitações coplanares, baseando-se, para isso, no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. De acordo com Mendelson (1968), em problemas complicados de análise limite normalmente recorre-se ao uso dos Teoremas do Limite Superior e Inferior da Teoria da Plasticidade. Tais teoremas foram introduzidos em 1938 por Gvozdev e foram intensamente refinados e validados na década de 50, por pesquisadores como Drucker e Prager, visando obter o comportamento na ruptura de materiais com comportamento elastoplástico perfeito.

O Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade estabelece que um campo tensorial que satisfaz as condições de equilíbrio e de contorno e que não viole o critério de escoamento em nenhum ponto da estrutura fornece um limite inferior para a estimativa da capacidade de materiais elasto-plásticos perfeitos. Em outras palavras, dada uma estrutura submetida a um estado de tensões, se em nenhum ponto desta estrutura for atingido o limite

de escoamento do material, pode-se afirmar que a estrutura é capaz de resistir às solicitações impostas, ou ainda, se em algum ponto da estrutura for atingido o limite de escoamento não se pode garantir a capacidade portante da mesma.

Uma das hipóteses para se aplicar esse teorema é o material exibir comportamento elasto-plástico perfeito, ou seja, para fins de determinação da capacidade limite de carga de uma estrutura, é possível dispensar uma análise evolutiva das tensões e das deformações.

O procedimento de verificação faz uso, ainda, do “método dos elementos finitos”, sendo necessário o domínio básico de um programa qualquer, capaz de fornecer as tensões atuantes nos elementos. Nesta dissertação optou-se por utilizar os programas Abaqus e SAP2000.

6.2 DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O método de verificação proposto pode ser visualizado através do fluxograma apresentado na Figura 6-1. A seguir, cada etapa apresentada no fluxograma será detalhada isoladamente.

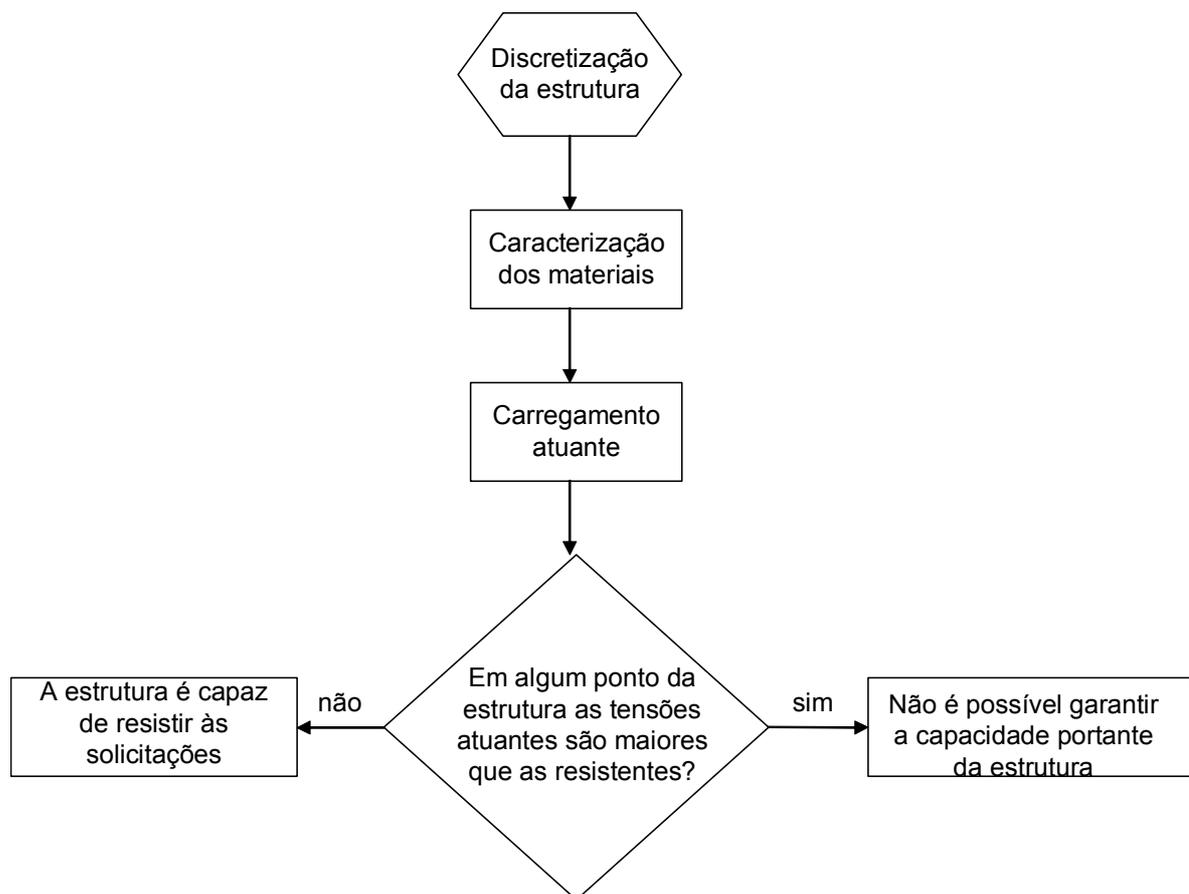


Figura 6-1: Fluxograma do processo de verificação de estruturas de alvenarias reforçadas ou não.

O procedimento de verificação deve ser efetuado em cada elemento finito. Isso será descrito mais adiante e pode ser feito com o auxílio de uma planilha eletrônica.

6.2.1 Discretização

Esta etapa engloba a determinação do tamanho e distribuição da malha de elementos finitos. Recomenda-se a consideração de estado plano de tensões e a utilização de elementos finitos suficientemente grandes a ponto de se obter uma distribuição uniforme de tensões. A Figura 6-2 ilustra um exemplo de discretização.

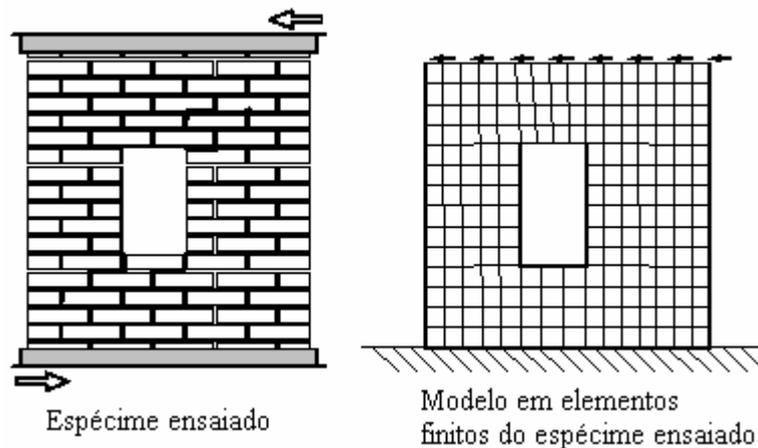


Figura 6-2: Exemplo de discretização de uma estrutura de alvenaria em elementos finitos.

6.2.2 Caracterização dos materiais

Pode-se distinguir três materiais distintos formando o conjunto: a alvenaria, a argamassa de revestimento e a armadura. Neste trabalho, para fins de modelagem numérica, a alvenaria reforçada e a alvenaria não-reforçada foram consideradas materiais elásticos isotrópicos.

O módulo de elasticidade adotado foi considerado dependente das propriedades da alvenaria e do reforço. A Figura 6-3 (a) ilustra uma seção genérica de uma parede reforçada. Nesta figura E_1 é o módulo de elasticidade da alvenaria, E_2 é o módulo de elasticidade da argamassa de revestimento, A_1 é uma área unitária da seção de alvenaria, A_2 é uma área unitária da seção do revestimento de uma face da parede, E_s é o módulo de elasticidade do aço e A_s é área da seção de aço no trecho unitário. Considerando que o conjunto se deforma igualmente, tem-se o seguinte módulo de elasticidade equivalente:

$$E_{equiv} = \frac{E_1 \cdot A_1 + 2E_2 \cdot A_2 + E_s A_s}{A_1 + 2 \cdot A_2} \quad (6-1)$$

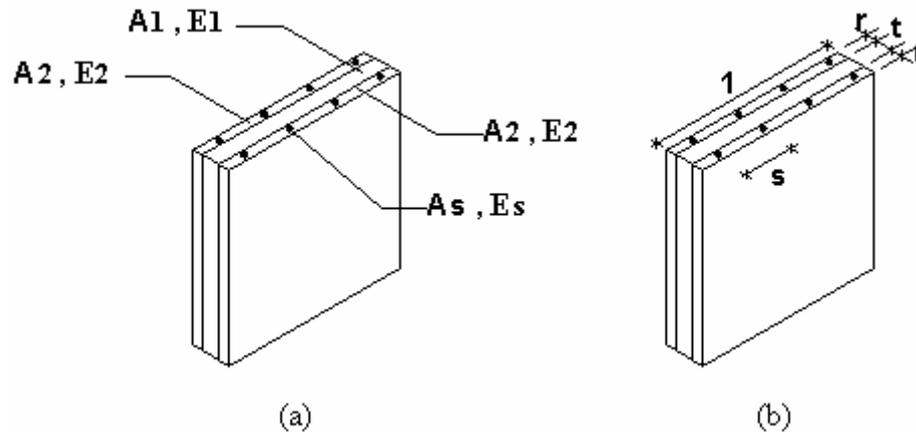


Figura 6-3: Elemento genérico de uma parede de alvenaria revestida.

Chamando “r” a espessura do revestimento e “t” a espessura da alvenaria, para um segmento unitário (ver Figura 6-3 (b)) tem-se:

$$E_{equiv} = \frac{E_1.t + 2E_2.r + E_s.A_s}{t + 2.r} \quad (6-2)$$

Considerando a proximidade entre os módulos de Poisson das argamassas e da alvenaria, para as verificações deste trabalho foi adotado um valor de modulo de 0,2.

6.2.3 Tensões atuantes

O método trabalha apenas com cargas atuantes no plano da parede, ou seja, todas aquelas que impliquem a ocorrência de estados planos de tensão. Considera ainda, que as tensões se distribuem uniformemente pela seção da parede. A Figura 6-4 ilustra a força total “P” atuante em uma parede real (Fig. 6-4 (a)) e a tensão equivalente utilizada para modelagem pelo método dos elementos finitos (Fig. 6-4 (b)).

A Figura 6-5 apresenta a seqüência de passos para a determinação das tensões atuantes no centróide de cada elemento finito. Nesta figura, (a) apresenta uma estrutura sob ação de cargas verticais e horizontais discretizada em elementos finitos, (b) apresenta um elemento finito sob tensões nas direções “x” e “y” e (c) apresenta as resultantes equivalentes de tração Z_x e Z_y (na direção das armaduras) e compressão D_b (paralela à formação da primeira fissura).

Sendo assim, depois de discretizada a estrutura (Figura 6-5 (a)), determinadas as cargas atuantes e determinadas as tensões resultantes σ_x , σ_y e τ_{xy} (tensão na direção “x”, tensão na direção “y” e tensão de cisalhamento, respectivamente) no centróide de cada elemento (Figura 6-5 (b)), determinam-se as tensões principais equivalentes, σ_I e σ_{II} ,

rotacionadas de um ângulo α em relação à direção “x” (Figura 6-5 (c)) através das seguintes equações, oriundas da resistência dos materiais:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6-3)$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6-4)$$

$$\alpha = \frac{\arctg\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right)}{2} \quad (6-5)$$

As resultantes Z_x , Z_y e D_b são calculadas de acordo com as equações 3-4 a 3-9 apresentadas no capítulo 3.

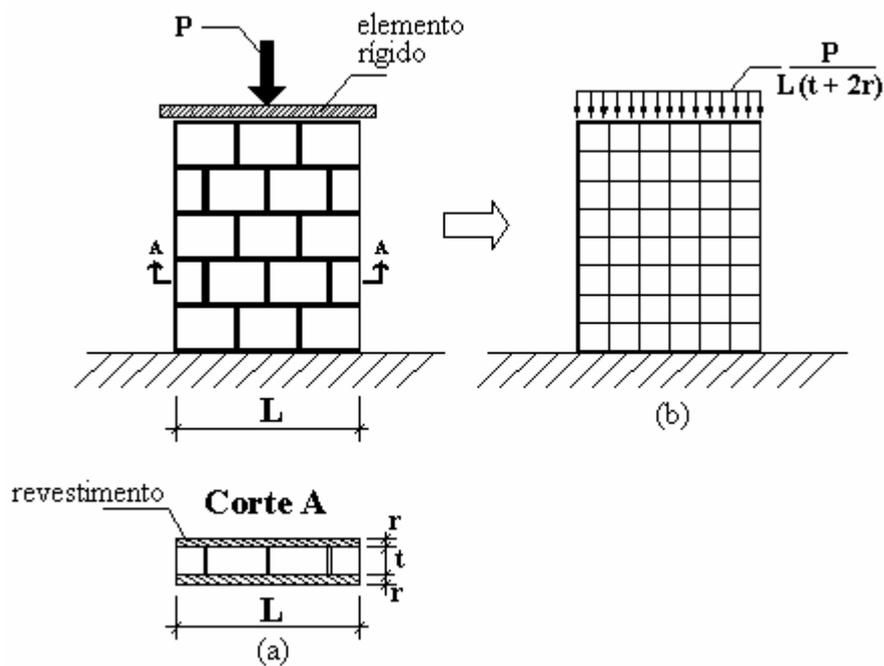


Figura 6-4: Tensão atuante em uma parede de alvenaria.

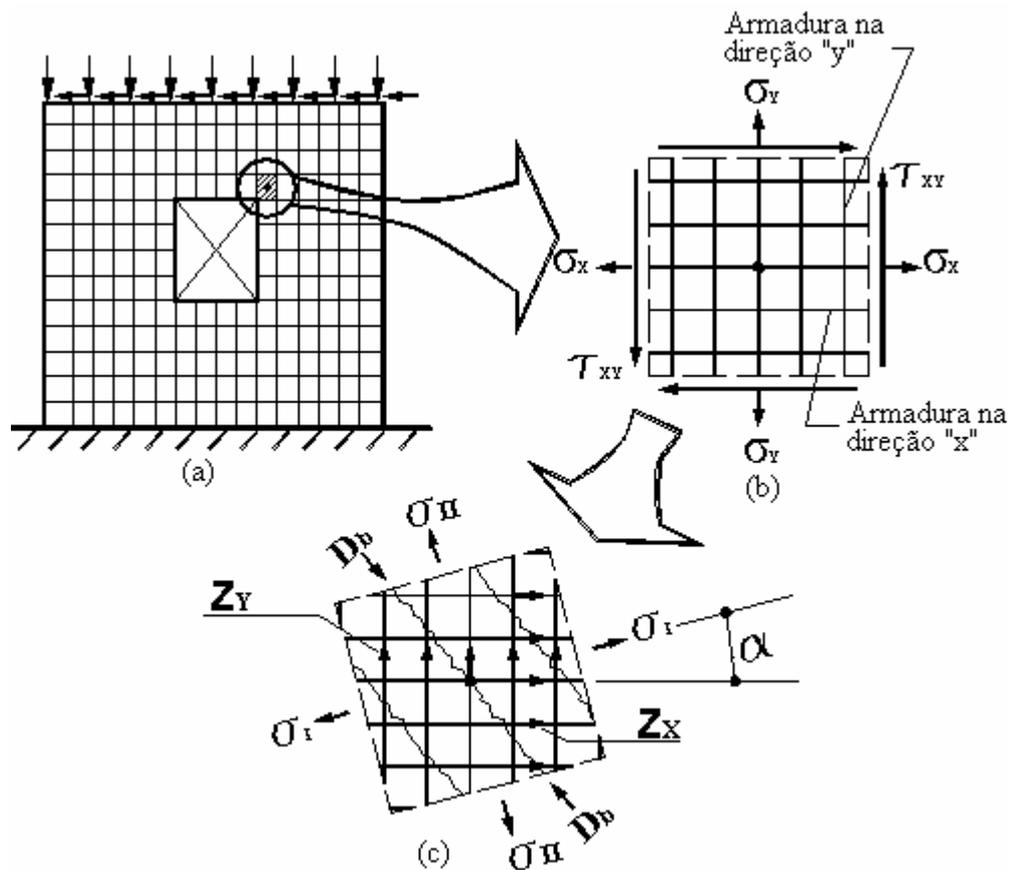


Figura 6-5: Seqüência de passos para a determinação das tensões atuantes nas armaduras e na parede.

6.2.4 Tensões resistentes

Baseando-se no trabalho de Oliveira (2001) e no programa experimental desenvolvido no presente trabalho, foi admitido que a resistência do conjunto reforço-alvenaria pode ser aproximada pela soma das resistências da alvenaria e do reforço tomados isoladamente. A resistência à compressão, por exemplo, será a soma das resistências à compressão da alvenaria e da argamassa de revestimento, o mesmo ocorrendo com a resistência à tração.

A resistência à compressão da alvenaria não-reforçada foi determinada pelos métodos apresentados no capítulo 2. A resistência à compressão da argamassa de revestimento foi obtida por ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos.

A resistência à tração da argamassa de revestimento foi considerada nula, para fins de projeto. A resistência à tração da alvenaria foi considerada proporcional à área de contato entre a argamassa de assentamento e as unidades, e a resistência de aderência entre unidade e argamassa foi considerada como 7% da resistência a tração da argamassa de assentamento. A armadura foi considerada como trabalhando apenas à tração, de acordo com a orientação dos fios em relação às tensões principais.

A Figura 6-6 apresenta um esquema geral para a determinação da tensão resistente à tração de uma parede reforçada. Nesta figura estão apresentados isoladamente os fatores que colaboram com a resistência à tração, podendo-se, através das considerações anteriores, determinar a seguinte equação para as direções “x” e “y”:

$$R_x = R_y = \frac{A_s \cdot f_y}{(t + 2 \cdot r) \cdot s} + 0,07 \cdot f_{\text{assent}} \cdot \frac{2 \cdot j}{(t + 2 \cdot r)} \quad (6-6)$$

Nesta equação R_x e R_y representam as tensões resistentes à tração nas direções “x” e “y”, respectivamente (podendo ser diferentes caso se tenham armaduras com espaçamentos diferentes em cada direção), A_s representa a área total de armaduras para um dado espaçamento “s”, f_y representa a tensão de escoamento das armaduras, f_{assent} é a tensão resistente à compressão da argamassa de assentamento, “t” é a espessura da parede de alvenaria sem reforço, “r” é a espessura do revestimento e “j” é a largura do cordão da argamassa de assentamento (largura dos cordões).

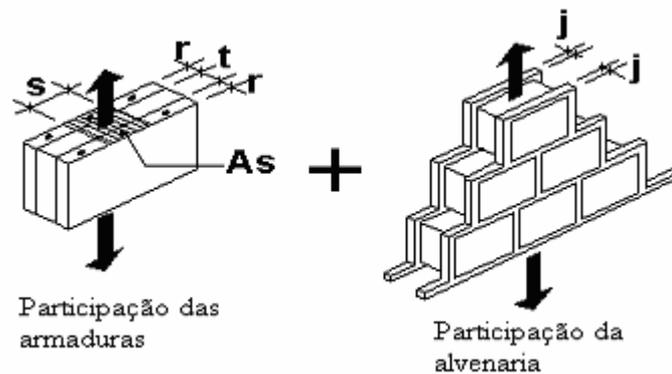


Figura 6-6: Fatores colaborantes para a determinação da resistência à tração da alvenaria reforçada.

Para a determinação da tensão resistente à compressão (Figura 6-7), de maneira análoga à determinação da resistência à tração, tem-se a seguinte equação:

$$R_{RC} = f_{\text{revest}} \frac{2r}{(t + 2r)} + f_p \frac{t}{(t + 2r)} \quad (6-7)$$

Nesta equação R_{RC} é a tensão resistente do conjunto reforço-alvenaria, f_{revest} é a tensão resistente à compressão da argamassa de revestimento e f_p é a resistência à compressão dos prismas de alvenaria.

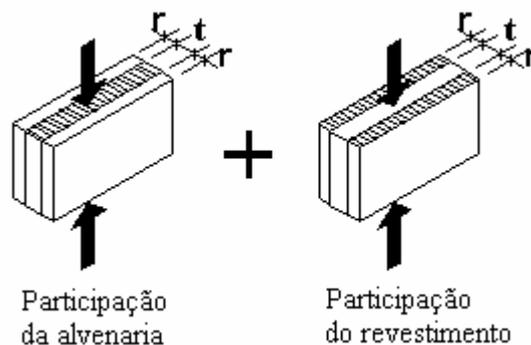


Figura 6-7: Fatores colaborantes para a determinação da resistência à compressão de paredes de alvenaria reforçadas.

Salienta-se que, nos casos de reabilitação ou reforço, deve-se avaliar a real capacidade da estrutura existente e considerar efetivamente, ou não, sua capacidade estrutural. Não sendo possível garantir essa capacidade, sugere-se a adoção de considerações especiais como, por exemplo, a desconsideração da resistência à tração da alvenaria, ou a desconsideração da resistência à compressão da alvenaria, conforme for o caso.

6.3 APLICAÇÕES

Baseando-se nas indicações anteriores, foi desenvolvida uma planilha de verificação de estruturas de alvenaria reforçadas com argamassa armada. Como será visto mais à frente, a mesma planilha, ou seja, o mesmo método, também serviu para verificar a capacidade portante de estruturas de alvenaria sem reforço.

A Tabela 6-1 apresenta o *layout* básico de uma planilha de verificação. Nesta planilha estão ordenadas as variáveis apresentadas anteriormente. As colunas (1), (2), (3) e (4) servem para a inserção dos dados de entrada, fornecidos por um programa de elementos finitos. Os elementos das colunas (5), (6), (7), (8), (9) e (10) podem ser calculados através dos dados das primeiras colunas e os elementos das colunas (11), (12), e (13) podem ser calculados a partir das propriedades dos materiais das paredes reforçadas ou não.

O processo de verificação de paredes de alvenaria reforçadas consiste em comparar as solicitações atuantes com as solicitações resistentes. Sendo assim, R_x deve ser maior que Z_x , R_y deve ser maior que Z_y e R_{RC} deve ser maior que D_b . Quando o elemento estiver submetido apenas à solicitações de compressão, R_{RC} deve ser maior que σ_I e σ_{II} .

Quando se tratar da verificação de paredes de alvenaria sem revestimento, deve-se comparar as seguintes grandezas: R_x e R_y devem ser maiores que a maior tensão de tração

porventura existente entre σ_I e σ_{II} , e R_{RC} deve ser maior que a maior tensão de compressão porventura existente entre σ_I e σ_{II} . Graficamente esse artifício pode ser visualizado pela Figura 6-8. Nesta figura é apresentada uma superfície de ruptura delimitada por R_x , R_y e R_{RC} . Toda vez que um par de pontos puder ser locado no interior da superfície pode-se dizer que não ocorreu ruptura do elemento.

Tabela 6-1: Layout básico de uma planilha de verificação.

Elemento	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_I	σ_2	α	Z_x	Z_y	D_b	R_x	R_y	R_{RC}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
1												
2												
...												

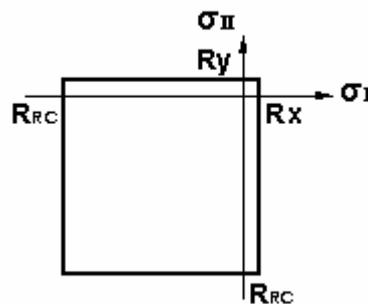


Figura 6-8: Superfície de ruptura delimitada por R_x , R_y e R_{RC} .

Como foi explicado anteriormente, para determinar a capacidade de carga de um elemento plano de alvenaria, é utilizado o teorema do limite inferior da teoria da plasticidade. Assim, quando as tensões atuantes em todos os elementos obedecem ao critério de ruptura, a carga aplicada é inferior à carga de ruptura. A seqüência de passos sugerida neste trabalho para a verificação da capacidade da estrutura é a seguinte:

- aplicam-se as cargas atuantes sobre o modelo em elementos finitos;
- verificam-se as tensões no interior dos elementos;
- em não ocorrendo ruptura de nenhum elemento segundo os critérios adotados, diz-se que a estrutura é capaz de resistir às solicitações;
- em ocorrendo ruptura de algum elemento não se pode garantir a capacidade da estrutura. Nesse caso sugere-se que seja atribuído um novo módulo de elasticidade ao elemento que

rompeu (por exemplo, igual a 50% do valor original³), simulando uma redução de rigidez localizada no modelo.

e) realiza-se um novo processamento do modelo e verificam-se novamente as tensões atuantes nos elementos que não haviam rompido anteriormente, agora com uma nova distribuição de tensões. Caso eles não venham a romper significa que a estrutura encontrou uma nova posição de equilíbrio que obedece ao teorema do limite inferior.

f) esse procedimento pode ser repetido seqüencialmente e tenderá ao equilíbrio se a carga resistente da estrutura for maior que a carga atuante.

6.3.1 Aplicações em alvenaria não-armada

a) Resultados obtidos por Raijmakers e Vermeltoort (1992) e Vermeltoort e Raijmakers (1993), descritos por Lourenço (1996)

Em sua tese, Lourenço (1996) descreve ensaios realizados por Raijmakers e Vermeltoort (1992) e Vermeltoort e Raijmakers (1993). Dois tipos de paredes foram ensaiadas: paredes sem abertura e paredes com abertura. Tais paredes apresentavam dimensões de 990×100 mm², eram executadas com tijolos maciços de barro, sendo as juntas preenchidas com argamassa. Os tijolos tinham dimensões 210×52×100 mm e as juntas 10 mm de espessura. A argamassa foi preparada com o traço em volume 1:2:9 (cimento:cal:areia). Os ensaios foram realizados com as paredes sob carregamento vertical constante e submetidas a um carregamento horizontal crescente, como pode ser observado na Figura 6-9.

As paredes sem aberturas eram sólidas e denominadas JD. Diferentes níveis de carregamento vertical “p” foram aplicados: para as paredes J4D e J5D a carga “p” aplicada foi igual a 0,30 N/mm² (30 kN) e para a parede J7D a carga “p” foi 2,12 N/mm² (210 kN). A Figura 6-10 ilustra o carregamento atuante em cada espécime e o tipo de falha observado nos ensaios.

As paredes com aberturas foram denominadas JG. Elas foram igualmente restringidas por uma carga vertical “p” de 0,30 N/mm² ≡ 30 kN. A Figura 6-11 ilustra o carregamento atuante em cada espécime e o tipo de falha observado nos ensaios.

³ A porcentagem de 50% foi definida após vários processamentos (processo de tentativa e erro) de modelos com elementos de rigidez alterada.

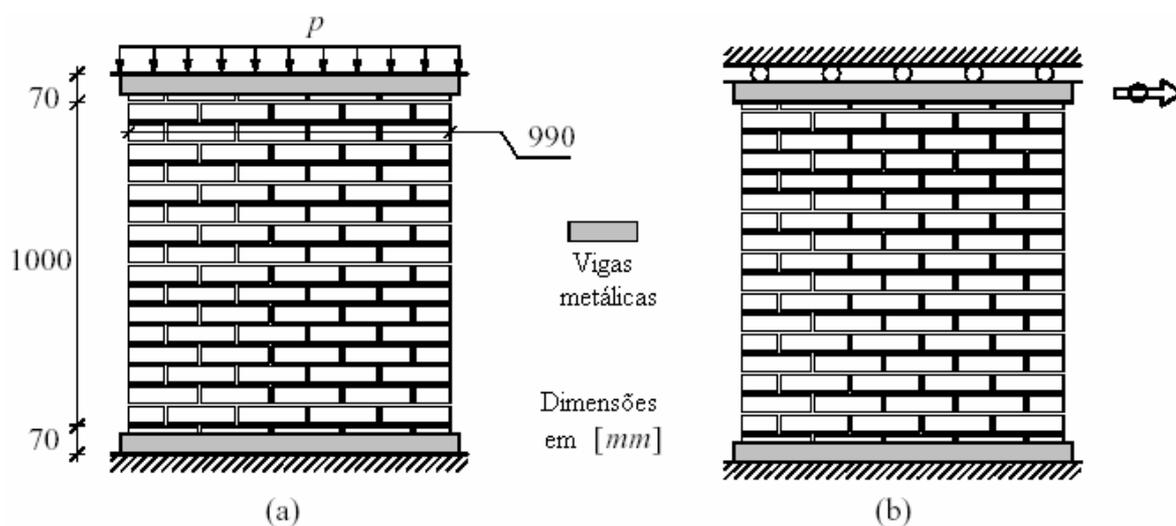


Figura 6-9: Configuração estrutural dos ensaios estudados por Lourenço (1996).

As propriedades mecânicas da alvenaria empregada, oriundas de ensaios, eram as seguintes:

- resistência à compressão axial da alvenaria no sentido da carga p : $8,8 \text{ N/mm}^2$
- resistência à compressão da argamassa de assentamento: $10,5 \text{ N/mm}^2$
- módulo de elasticidade no sentido da carga p : 3960 N/mm^2
- coeficiente de Poisson: $0,09$

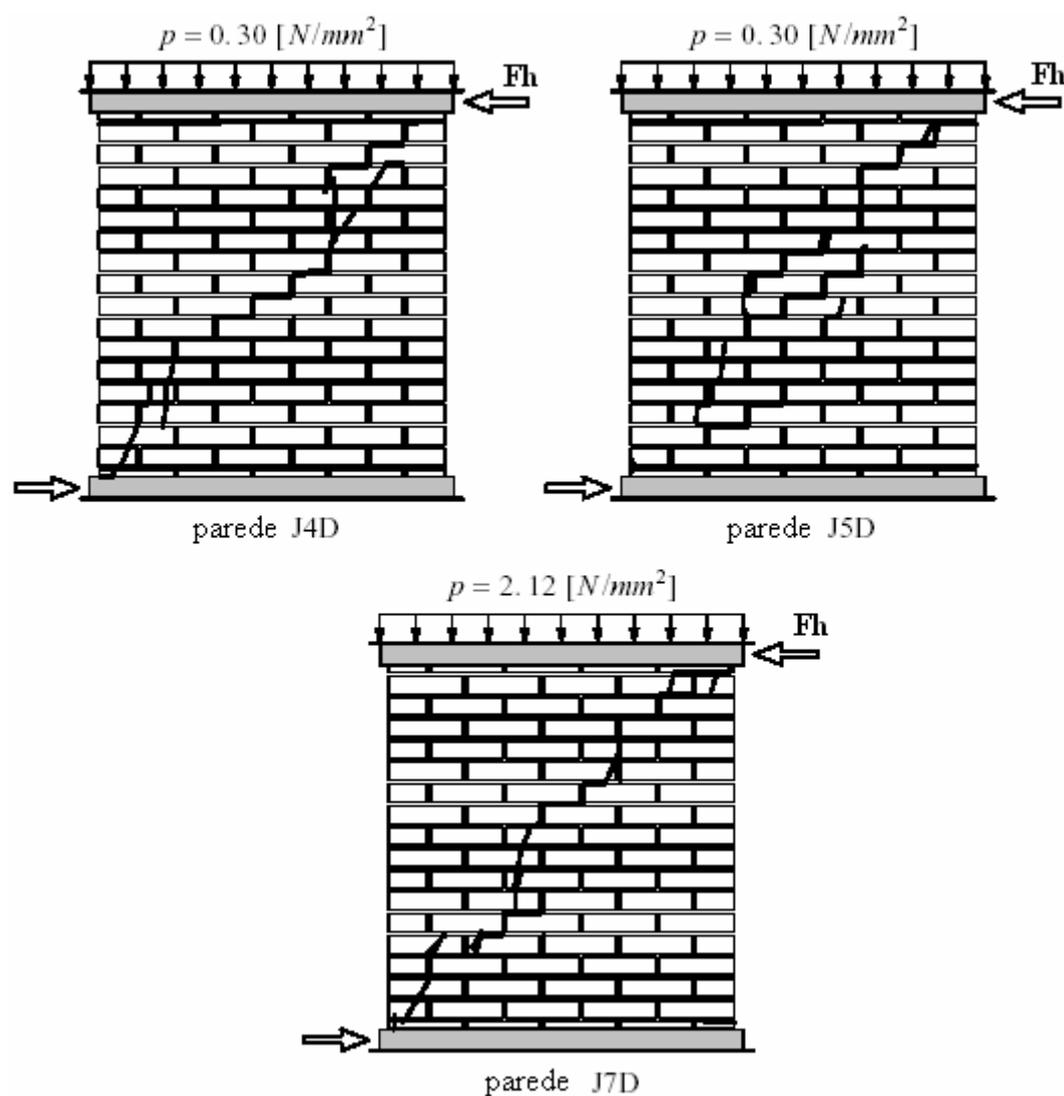


Figura 6-10: Carregamento atuante em cada espécime e tipos de falha observados devido à carga horizontal crescente (Lourenço 1996).

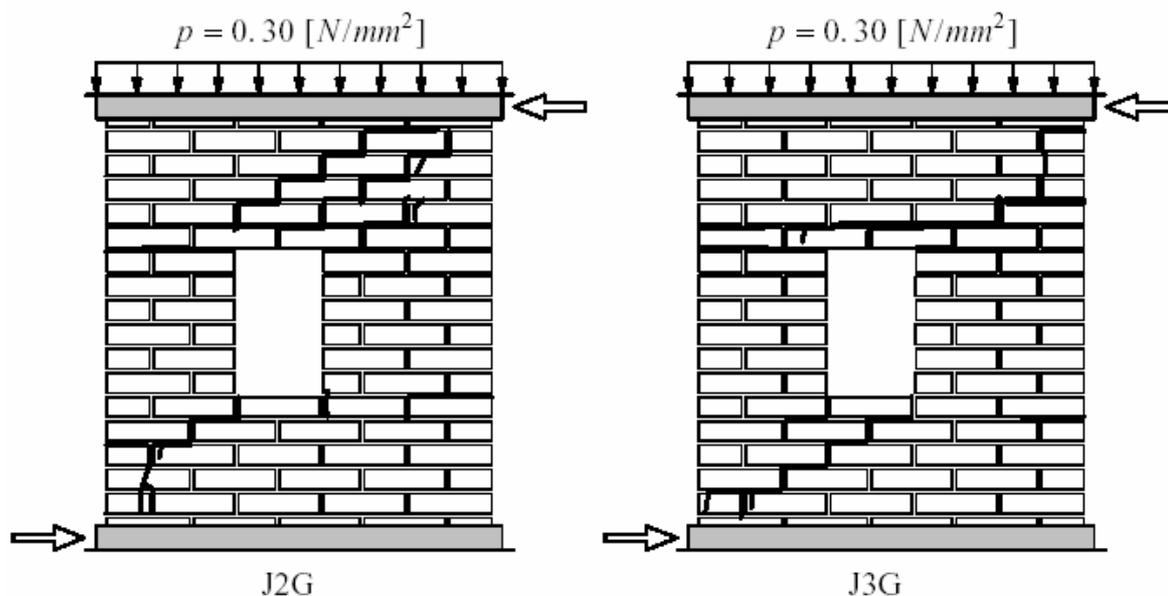


Figura 6-11: Carregamento atuante em cada espécime e tipos de falha observados devido à aplicação de carga horizontal crescente (Lourenço 1996).

Para determinar a capacidade resistente dessas paredes, foi utilizada uma planilha semelhante à Tabela 6-1, onde de acordo com as equações (6-6) e (6-7):

$$R_x = R_y = 0,07 \cdot f_{assent} \cdot \frac{2 \cdot j}{(t + 2r)} = 0,07 \times 10,5 \times \frac{10}{10} = 0,735 \text{ MPa} \quad (6-8)$$

$$R_{RC} = f_p \frac{t}{(t + 2r)} = 8,8 \times \frac{10}{10} = 8,8 \text{ MPa} \quad (6-9)$$

A seguir, com auxílio de um programa de elementos finitos, foram analisados os modelos mostrados nas Figuras 6-12 a 6-13. Nestas figuras também são indicados os elementos que não cumpriram o critério de ruptura (que neste caso falharam por tração), sendo então reduzida a rigidez dos mesmos. O objetivo, neste caso foi determinar a capacidade de carga da parede através do método de verificação proposto. Para isso, foram feitas verificações sequenciais, onde a cada passo incrementava-se a carga horizontal e alterava-se a rigidez dos elementos conforme estes rompiam (o módulo de elasticidade adotado para os elementos que rompiam foi de 50% do valor original).

A forma de ruína prevista pelo método para os espécimes J4D, J5D e J7D mostrou-se diferente das observações experimentais. Isso foi atribuído ao fato do método não apresentar uma forma de ruptura última. Já os modelos dos espécimes J2G e J3G apresentaram uma configuração de ruína que se aproximou da configuração observada experimentalmente.

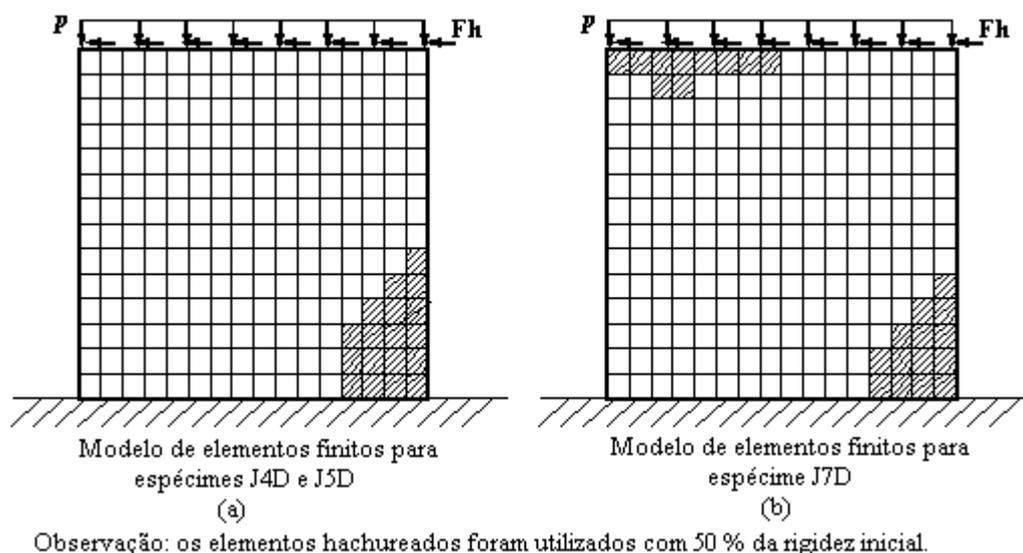


Figura 6-12: Modelo da parede sem abertura utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.

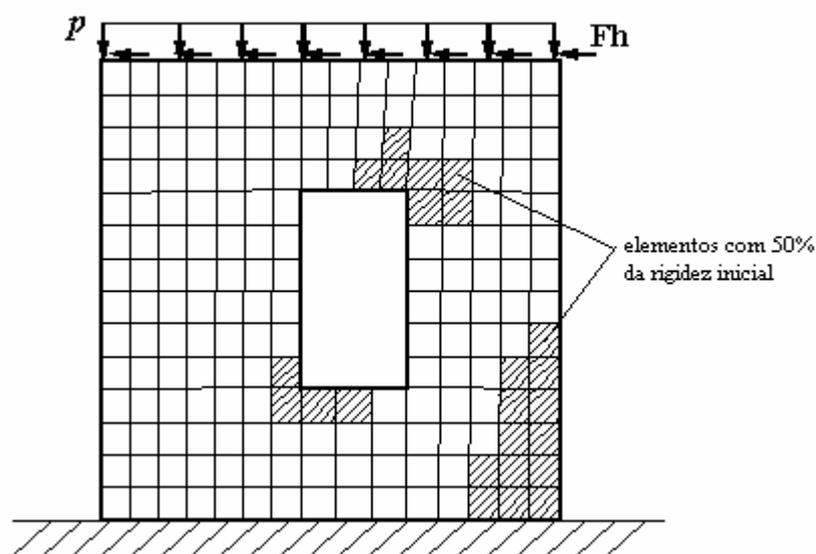


Figura 6-13: Modelo da parede com abertura utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.

Segundo o critério adotado, as paredes tipo J4D e J5D suportariam uma carga horizontal F_h de 30,6 kN e a parede J7D uma carga de 75 kN. As paredes tipo J2G e J3G suportariam uma carga horizontal F_h de 24,6 kN, conforme se apresenta nas Figuras 6-14 a 6-15. Como se pode observar, o método propôs uma carga de ruptura inferior à carga real. Isso pode ser explicado pelo fato do método trabalhar com o Teorema do Limite Inferior da Plasticidade, ou seja, dentro dos possíveis modos de falha, o método prevê aquele que fornece uma carga inferior de ruptura, podendo a estrutura vir a falhar de uma outra maneira.

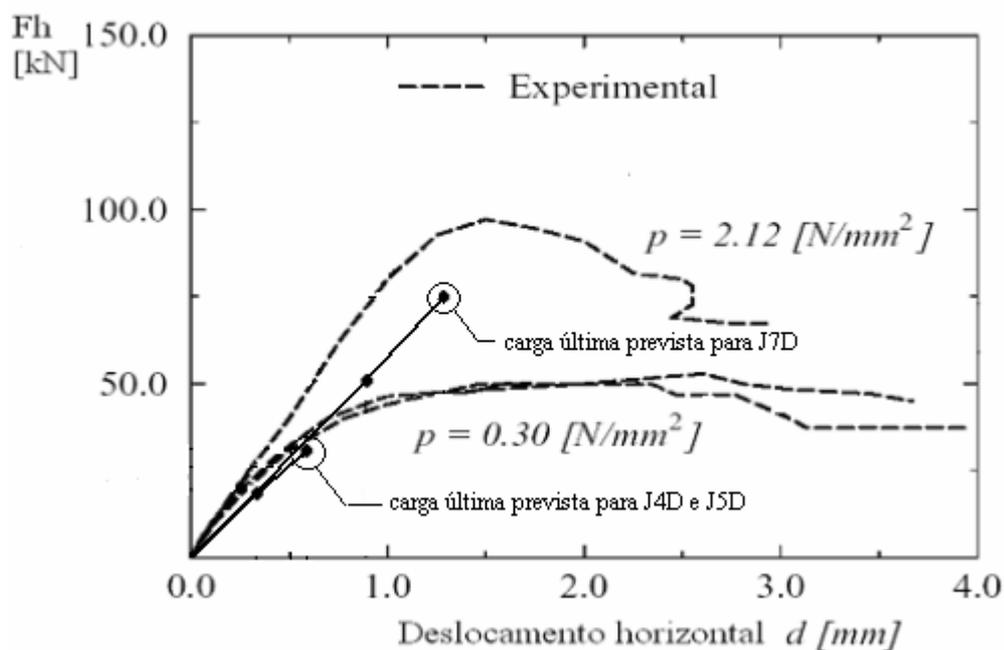


Figura 6-14: Resultados experimentais das paredes sem abertura, extraídos de Lourenço (1996) e cargas horizontais previstas segundo o método adotado.

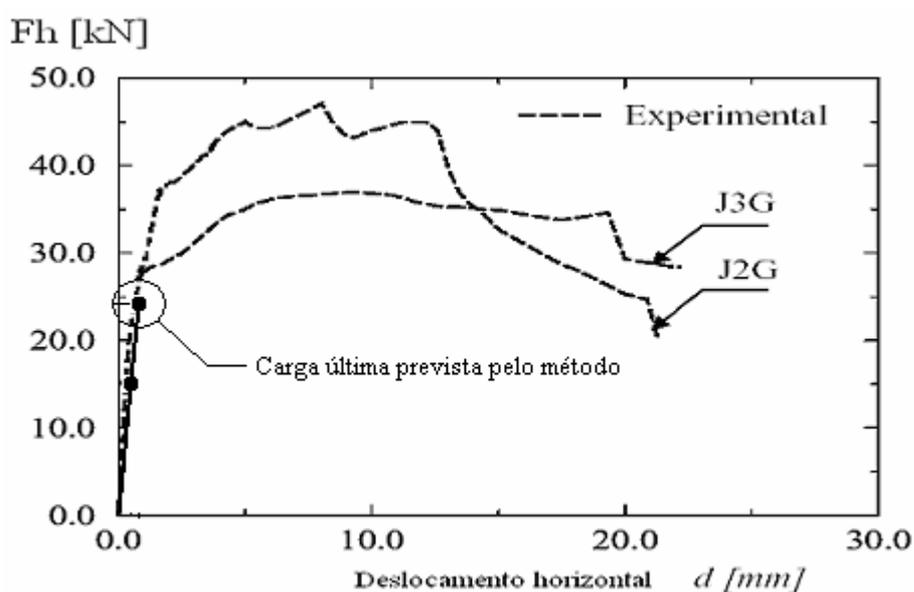


Figura 6-15: Resultados experimentais das paredes com abertura e carga horizontal prevista segundo o método adotado (extraídos de Lourenço, 1996).

b) Resultados obtidos por Bosiljkov *et al.* (2003)

Bosiljkov *et al.* (2003) estudaram a performance de paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos sem revestimento sujeitas a carregamento coplanar. Os ensaios consistiam em aplicar uma pré-compressão vertical (σ_0) nos painéis e em seguida aplicar uma carga horizontal crescente (H) até a ruptura das paredes (Figura 6-16 (a)). Esse procedimento foi executado para diferentes níveis de pré-compressão e diferentes tipos de argamassa de assentamento. Os painéis tinham dimensões de 950×1400×120 mm. Os tijolos tinham dimensões de 250×120×65 mm. As juntas tinham espessura entre 12 e 14 mm. As argamassas de assentamento utilizadas tinham os seguintes traços em volume: 1:4 (cimento:areia), 1:1:6 (cimento:cal:areia) e 1:3 (cal:areia). A Tabela 6-2 sumariza as propriedades das paredes ensaiadas e as cargas e deslocamentos previstos pelo método proposto utilizando o modelo em elementos finitos apresentado na Figura 6-16 (b). Nesta tabela f_{assent} é a resistência da argamassa de assentamento à compressão, H_{max} é a máxima carga horizontal atingida, δ_{max} é o máximo deslocamento da parede e f'_m é a resistência à compressão da parede. O módulo de elasticidade da alvenaria utilizado nas verificações foi de 4000 N/mm².

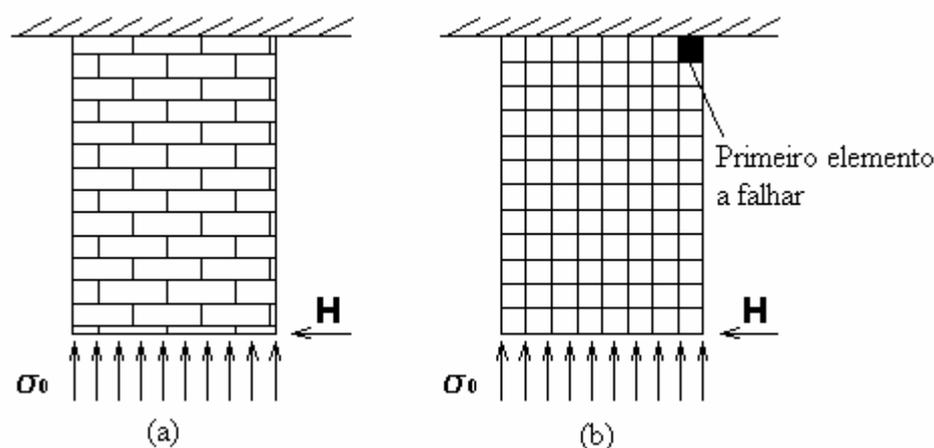


Figura 6-16: Configuração estrutural dos ensaios realizados por Bosiljkov et al. (2003) e esquema utilizado para modelagem em elementos finitos.

As tensões resistentes R_x , R_y e R_{RC} , obtidas para a argamassa de cimento e areia, foram as seguintes (de acordo com as equações 6-6 e 6-7):

$$R_x = R_y = 0,07 \cdot f_{\text{assent}} \cdot \frac{2 \cdot j}{(t + 2 \cdot r)} = 0,07 \times 13,85 \times \frac{12}{12} = 0,97 \text{ MPa} \quad (6-10)$$

$$R_{RC} = f_p \cdot \frac{t}{(t + 2r)} = 14,98 \times \frac{12}{12} = 14,98 \text{ MPa} \quad (6-11)$$

As tensões resistentes R_x , R_y e R_{RC} , obtidas para a argamassa de cimento, cal e areia, foram as seguintes (de acordo com as equações 6-6 e 6-7):

$$R_x = R_y = 0,07 \cdot f_{assent} \cdot \frac{2 \cdot j}{(t + 2 \cdot r)} = 0,07 \times 9,47 \times \frac{12}{12} = 0,66 MPa \quad (6-12)$$

$$R_{RC} = f_b \frac{t}{(t + 2r)} = 12,51 \times \frac{12}{12} = 12,51 MPa \quad (6-13)$$

Tabela 6-2: Resumo dos resultados obtidos por Bosiljkov (2003) com carga de ruptura e deslocamento horizontal previsto pelo método.

Espécime	f_p (MPa)	f_{assent} (MPa)	H_{max} (kN)	Carga de ruptura Prevista (kN)
CM02	14,98	13,85	97,78	72,0
CLM04	12,51	9,47	27,00	27,00
CLM05	12,51	9,47	49,90	37,8
CLM06	12,51	9,47	70,60	54,0
CLM08	12,51	9,47	116,68	86,4

Como anteriormente, a carga horizontal máxima prevista pelo método foi igual ou inferior à carga observada experimentalmente.

c) Resultados obtidos do programa experimental desta dissertação

Os espécimes sem reforço ensaiados nesta dissertação, descritos no capítulo 5, apresentavam as seguintes características:

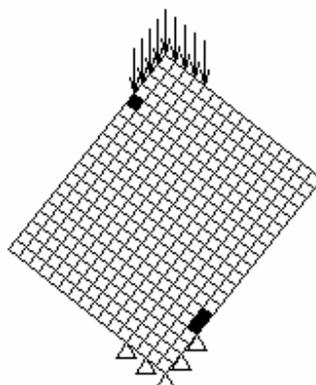
- resistência média à compressão da alvenaria (f_p): 1,4 N/mm² (resistência média dos prismas)
- resistência média à compressão da argamassa de assentamento: 5,5 N/mm²
- módulo de elasticidade (determinado de acordo com o Eurocódigo: 1000 f_m^2): 700 N/mm²
- coeficiente de Poisson: 0,2

Para determinar a capacidade resistente dessas paredes, foi utilizada uma planilha semelhante à Tabela 6-1, onde de acordo com as equações (6-6) e (6-7):

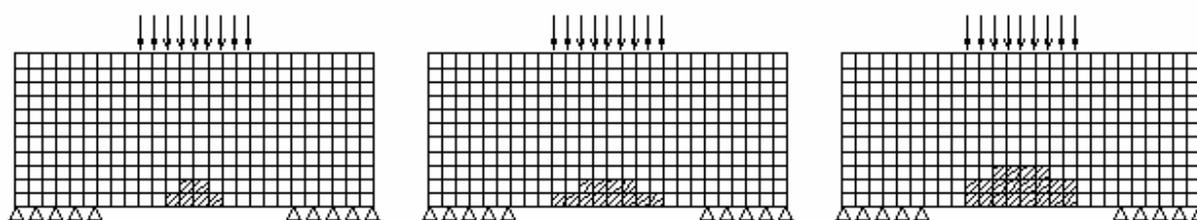
$$R_x = R_y = 0,07 \cdot f_{assent} \cdot \frac{2 \cdot j}{(t + 2 \cdot r)} = 0,07 \times 5,5 \times \frac{2 \times 90}{180} = 0,385 MPa \quad (6-14)$$

$$R_{RC} = f_p \frac{t}{(t + 2r)} = 1.4 \times \frac{90}{90} = 1.4MPa \quad (6-15)$$

A seguir, com auxílio de um programa de elementos finitos, foram analisados os modelos mostrados na Figura 6-17. Nesta figura também são indicados os elementos que falharam progressivamente e, aos quais, foi atribuído 50% da rigidez inicial, de acordo com os critérios adotados. Na Figura 6-17 (a) os elementos falharam pelo critério de resistência à compressão e, na Figura 6-17 (b), os elementos falharam pelo critério de resistência à tração.



(a) Parede do Grupo A com elementos que falharam



(b) Paredes do Grupo B com indicação dos elementos que falharam progressivamente

Figura 6-17: Modelos em elementos finitos dos espécimes do Grupo B e do Grupo A.

A comparação entre os resultados experimentais e a previsão teórica está resumida na Tabela 6-3. Observa-se que o método previu uma carga inferior à observada experimentalmente. Mais uma vez esse comportamento se deveu ao fato do método trabalhar com o teorema do limite inferior da teoria da plasticidade, ou seja, dos possíveis modos de falha, foi adotado aquele que ocorre devido à aplicação de um carregamento inferior ao carregamento último.

Tabela 6-3: Resumo das propriedades observadas experimentalmente e das previstas pelo método de verificação.

Espécime	Carga máxima experimental (kN)	Carga teórica (kN)
A0	35,0	24,3
A1	42,3	
A2	36,2	
B1	31,9	20,3
B2	23,3	

6.3.2 Aplicações em alvenaria reforçada com argamassa-armada

a) Resultados obtidos por Oliveira (2001) nos ensaios de compressão diagonal

Oliveira (2001) trabalhou com paredes que tinham dimensões de 79×79×14 cm e foram ensaiadas à compressão diagonal, após a aplicação de diferentes revestimentos (Figura 6-18). As paredes eram compostas por blocos de concreto de dimensões 14×19×39 cm, com resistência média de 9 MPa, que foram assentados com argamassa de traço 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia). O revestimento adotado tinha 2 cm de espessura e foi aplicado nas duas faces das paredes. Os fios da tela soldada utilizada para reforço do revestimento em questão tinha diâmetro de 2,77 mm (aço CA-60B) e espaçamento de 5 cm.

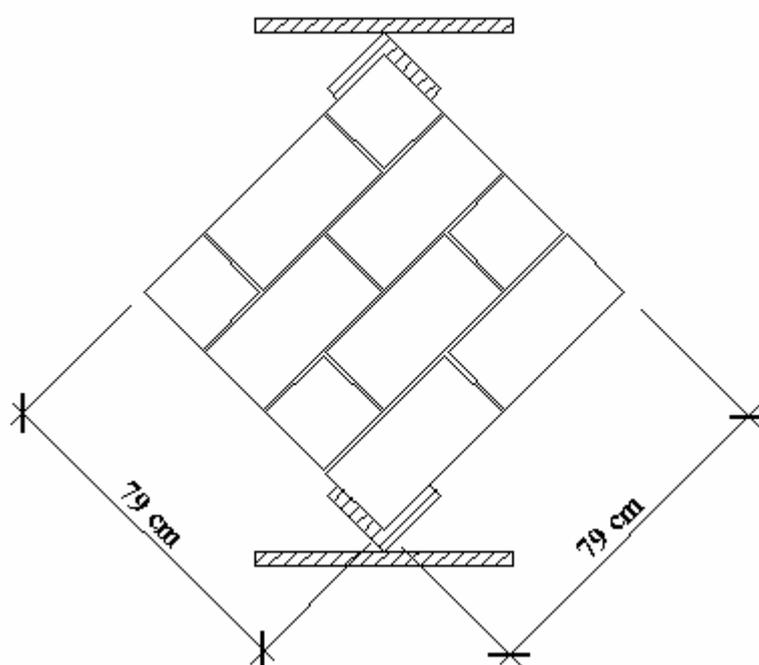


Figura 6-18: Configuração estrutural das alvenarias ensaiadas por Oliveira (2001).

As propriedades mecânicas da alvenaria, oriundas de ensaios, eram as seguintes:

- resistência à compressão (f_p): 7,32 N/mm²
- resistência à compressão da argamassa de revestimento: 21 N/mm²
- módulo de elasticidade da argamassa de revestimento: 21710 N/mm²
- resistência à compressão da argamassa de assentamento: 11 N/mm²
- módulo de elasticidade da parede de alvenaria: 9360 N/mm²
- coeficiente de Poisson: 0,2

Para determinar a capacidade resistente das paredes sem revestimentos, as tensões resistentes R_x , R_y e R_{RC} , de acordo com as equações 6-6 e 6-7, foram as seguintes:

$$R_x = R_y = \frac{9,81 \times 600}{(140 + 2 \times 20) \cdot 50} + 0,07 \times 11 \times \frac{2 \times 20}{(140 + 2 \times 20)} = 0,22 MPa \quad (6-16)$$

$$R_{RC} = 7,32 \times \frac{140}{140} = 7,32 MPa \quad (6-17)$$

Para determinar a capacidade resistente das paredes revestidas, as tensões resistentes R_x , R_y e R_{RC} , de acordo com as equações 6-6 e 6-7, foram as seguintes:

$$R_x = R_y = \frac{9,82 \times 600}{(140 + 2 \times 20) \times 50} + 0,07 \times 11 \times \frac{2 \times 20}{(140 + 2 \times 20)} = 0,82 MPa \quad (6-18)$$

$$R_{RC} = 21 \times \frac{2 \times 20}{(140 + 2 \times 20)} + 7,32 \times \frac{140}{(140 + 2 \times 20)} = 10,35 MPa \quad (6-19)$$

A seguir, com auxílio de um programa de elementos finitos, foi analisado o modelo mostrado na Figura 6-19, onde é indicado o primeiro elemento a falhar por tração.

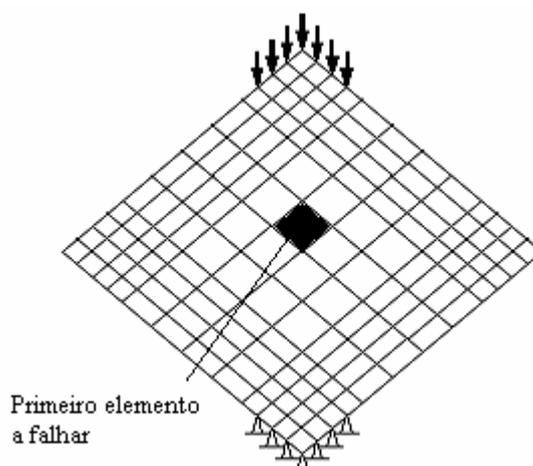


Figura 6-19: Modelo da parede ensaiada a compressão diagonal utilizado para modelagem pelo método dos elementos finitos.

Segundo o critério adotado, as paredes sem revestimento suportariam uma carga de 63 kN e as paredes com revestimento uma carga de 252 kN, conforme mostrado nas Figuras 6-20 e 6-21. Estas figuras ilustram os gráficos “força x deslocamento” de quatro espécimes semelhantes: P01=P02 e P15=P16, ensaiados à compressão diagonal, também apresentando o ponto de ruptura resultante do método de verificação. Nota-se a ruptura prematura de um dos espécimes sem revestimento (P01) na Figura 6-19. No caso da parede sem revestimento a carga de ruptura prevista foi aproximadamente 70% da carga experimental. No caso da parede revestida a carga prevista foi praticamente igual à carga experimental de ruptura.

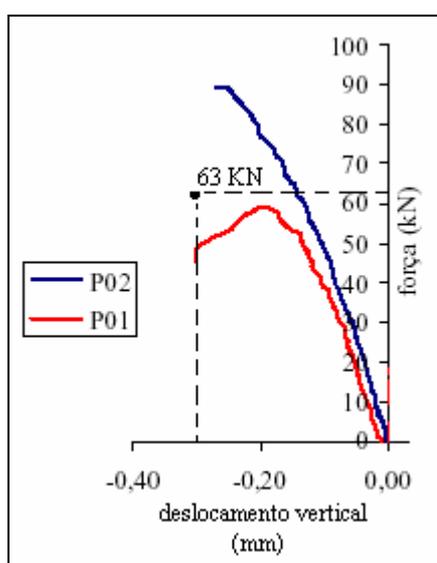


Figura 6-20: Gráfico força \times deslocamento de um ensaio de compressão diagonal de paredes sem revestimento (extraído de Oliveira, 2001)

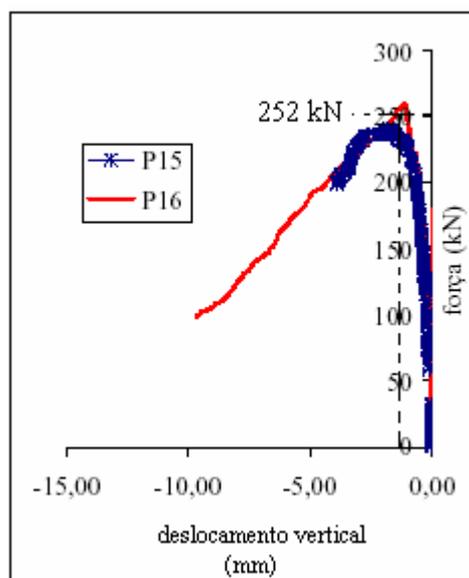


Figura 6-21: Gráfico força \times deslocamento de um ensaio de compressão diagonal de paredes com revestimento de argamassa armada (adaptado de Oliveira, 2001)

b) Resultados obtidos no programa experimental desta dissertação

Os espécimes reforçados ensaiados nesta dissertação e descritos no capítulo 5 apresentavam as seguintes características:

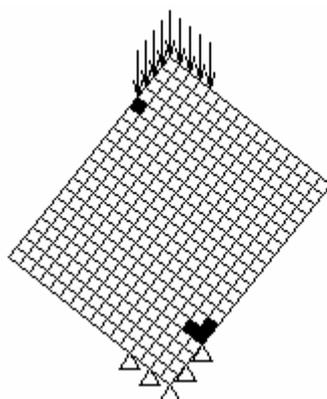
- resistência à compressão da alvenaria (f_p): 1,4 N/mm² (resistência média dos prismas)
- resistência à compressão da argamassa de assentamento: 5,5 N/mm²
- resistência à compressão da argamassa revestimento: 9,7 N/mm²
- módulo de elasticidade da alvenaria (determinado de acordo com o Eurocódigo: $600 f'_m$): 700 N/mm²
- módulo de elasticidade da argamassa de revestimento (considerado como sendo 80% de um concreto com resistência equivalente): 21000 N/mm²
- coeficiente de Poisson: 0,2

As capacidades de carga dos espécimes A3, A4, B3 e B4, ensaiados neste trabalho e descritos no capítulo anterior, também foram calculadas pelo método. Os modelos em elementos finitos e os primeiros elementos a falharem, de acordo com os critérios adotados podem ser visualizados na Figura 6-22. Os elementos que falharam na Figura 6-22 (a) não cumpriram o critério de resistência à compressão e os da Figura 6-22 (b) não cumpriram o critério de resistência à tração.

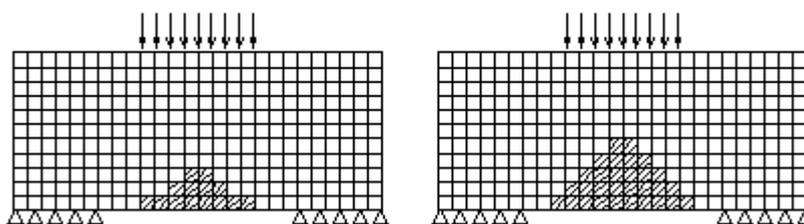
As tensões resistentes R_x , R_y e R_{RC} calculadas de acordo com as equações 6-6 e 6-7 foram as seguintes:

$$R_x = R_y = \frac{22,68 \times 600}{(90 + 2 \times 30) \times 100} + 0,07 \times 5,5 \frac{2 \times 45}{(90 + 2 \times 30)} = 1,14 MPa \quad (6-20)$$

$$R_{RC} = 9,7 \frac{2 \times 30}{(90 + 2 \times 30)} + 1,4 \frac{90}{(90 + 2 \times 30)} = 4,72 MPa \quad (6-21)$$



(a) Parede do Grupo A com elementos que falharam



(b) Paredes do Grupo B com indicação dos elementos que falharam progressivamente

Figura 6-22: Modelos em elementos finitos dos espécimes do Grupo A e do Grupo B.

A Tabela 6-4 apresenta as cargas teóricas previstas pelo método e as cargas obtidas experimentalmente. Observa-se que o método previu novamente cargas inferiores à carga última. A Figura 6-23 apresenta graficamente a evolução do método de verificação durante a verificação dos espécimes B3 e B4. Os espécimes A3 e A4 não puderam ser avaliados progressivamente devido a uma complexa redistribuição de tensões que dificultou a indicação dos elementos com rigidez reduzida.

Tabela 6-4: Resumo das propriedades observadas experimentalmente e das previstas pelo método de verificação.

Espécime	Carga máxima experimental (KN)	Carga teórica (KN)
A3	158,8	150,0
A4	154,2	
B3	220,8	121,5
B4	213,3	

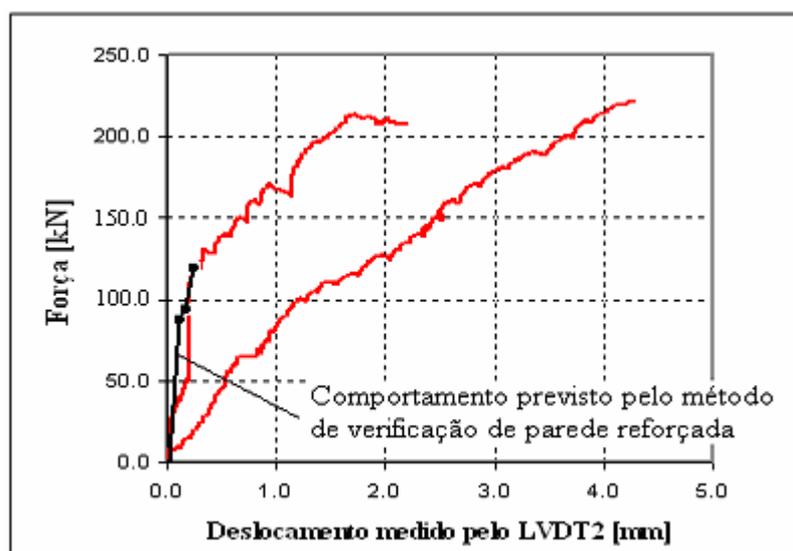


Figura 6-23: Comparação entre previsão teórica e experimental dos espécimes reforçados do Grupo B.

7. CONCLUSÕES

Depois de terem sido apresentadas as características dos materiais “alvenaria” e “argamassa armada”, bem como os resultados apresentados na bibliografia referentes a ensaios de estruturas reforçadas ou não, o programa experimental desenvolvido e o método de verificação do reforço proposto, neste capítulo são apresentadas conclusões e sugestões para futuros estudos.

7.1 SOBRE A TÉCNICA DE REFORÇO E O COMPORTAMENTO DAS PAREDES

Um dos objetivos deste trabalho era promover e contribuir com o emprego da argamassa armada como material de reforço para construções de alvenaria. O programa experimental proporcionou avaliar *in loco* a técnica, tanto do ponto de vista da trabalhabilidade como da eficiência do reforço. Neste sentido as conclusões estabelecidas são as seguintes:

- A técnica mostrou-se eficiente e melhorou o desempenho estrutural das estruturas reforçadas, tanto do ponto de vista de capacidade estrutural como de rigidez, o que veio a confirmar os resultados da literatura.

- A técnica demonstra potencial para ser aplicada nas mais diversas situações patológicas de construções de alvenaria.

- Os procedimentos para execução do reforço são bastante simples, não havendo necessidade de mão-de-obra altamente especializada.

- A possibilidade do emprego de diferentes malhas de aço e diferentes tipos de argamassa pode ser explorada dando maior amplitude de emprego à técnica.
- As paredes de alvenaria ensaiadas passaram a trabalhar monoliticamente com o reforço.
- Embora os dados coletados sejam poucos e variáveis, os mesmos dão indicações positivas sobre o comportamento das paredes reforçadas.

7.2 SOBRE O MÉTODO DE VERIFICAÇÃO PROPOSTO

Outro objetivo era desenvolver um método de verificação simples. Nesse contexto as conclusões estabelecidas são as seguintes:

- O método trabalha com características básicas dos materiais “alvenaria” e “argamassa armada”: resistência à compressão e à tração dos elementos.
- Embora o comportamento da alvenaria seja bastante complexo e a generalização de um método questionável, o método de verificação desenvolvido pode fornecer dados importantes para um projeto de reforço.
- O método fornece uma previsão de carga que é inferior ou igual a carga última, ou seja, pode ser utilizado para fins de projeto. Já o deslocamento calculado, sendo inferior ao deslocamento máximo atingido pela estrutura antes do colapso, tem utilidade limitada.

7.3 SUGESTÕES PARA FUTUROS ESTUDOS

Durante o desenvolvimento deste trabalho várias necessidades foram observadas e a seguir são citadas, de maneira a configurar sugestões para futuros estudos:

- A metodologia de ensaio precisa ser revista no sentido de melhorar a qualidade dos dados coletados, padronizar a construção dos espécimes e evitar irregularidades grosseiras nas regiões de aplicação de carga.
- Precisa ser construído um banco de dados com maior número de resultados de ensaios de estruturas reforçadas.
- Estudos que desenvolvam um método mais preciso de projeto desse tipo de reforço e que englobem o comportamento de paredes sob solicitações fora do plano das mesmas.

- Estudar mais profundamente os mecanismos de fixação/aderência do reforço às paredes.

- Influência do reforço em estruturas submetidas a ações dinâmicas.

- Influência do reforço quando aplicado sobre alvenaria confinada dentro de pórticos (*infill frames*).

- Durante a execução do reforço foi verificado que é difícil obter relação água/cimento baixa apenas utilizando cimento e areia, sem a utilização de aditivo. Portanto estudos de dosagens de argamassas e procedimentos que visem à garantia da vida útil das estruturas reforçadas também podem ser úteis.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUT – MANUAL OF CONCRETE PRACTICE. **Specifications for masonry structures (ACI 530.1-88/ASCE 6-88)**, 1991.
- [2] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard method of sampling and testing concrete masonry units**. ASTM C140-75.
- [3] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard method of sampling and testing brick and structural clay tile**. ASTM C67-86.
- [4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standart specification for mortar for unit masonry**. ASTM C270-87.
- [5] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standart test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages**. ASTM E519-93.
- [6] ALCOCER, S. M. et al. **Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh**. Wolrd Conference on Earthquake Engineering, 11. Junho. Acapulco, México. Proceedings. n° 1471.1996.
- [7] ALMEIDA, J. C. C. **Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tração**. Dissertação. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-11173. **Projeto e execução de argamassa armada**. Rio de Janeiro. 1989.
- [9] BEER, F. P.; JOHNSTON, E. R. **Resistência dos materiais**. Ed. Makron Books, São Paulo, 1995.
- [10] COMISSION OF EUROPEAN COMMUNITIES (CEC). **Eurocode nº 6: Design of masonry structures**. 1996.
- [11] BOSILJKOV *et al.* Performance based studies of in-plane loaded unreinforced masonry walls. **Masonry International**, v. 16, n. 2, p. 39-50, summer, 2003.
- [12] CAMACHO, J. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural – notas de aula**. Ilha Solteira – SP, 2001.
- [13] COBURN, A; SPENCE R. **Earthquake protection**. John Wiley & Sons, West Sussex, England, 1992.
- [14] DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, DDF. **Reglamento de construcciones para el Distrito Federal**, 1995.
- [15] DRYSDALE, R. G.; HAMID, A.A. Behavior of concrete block masonry under axial compression. **ACI Journal**, proceedings v. 76, n. 6, p. 707-721 , june 1979.
- [16] DUARTE, R. B. The structural performance of horizontally perforated bricks. **Masonry International**, v. 16, n. 1, p. 31-33, 2003.

- [17] COMISSION OF EUROPEAN COMMUNITIES (CEC). **Eurocode nº 6: Design of masonry structures**. 1996.
- [18] FRANKLIN, S; LYNCH J.; ABRANS D. **Performance of rehabilitated URM shear walls: flexural behavior of piers**. Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois, 2001.
- [19] GALLEGOS, H. **Albañileria estructural**. Pontificia Universidade Católica del Peru, 1991.
- [20] GALLEGOS, H. **Albañileria estructural: diseño y calculo de muros**. Pontificia Universidade Católica del Peru, 1993.
- [21] GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL (GDF 2004). **Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería**. México, DF, 2004.
- [22] HANAI, J. B. **Construções de argamassa armada: Fundamentos tecnológicos para projeto e execução**. São Paulo. PINI, 1992.
- [23] HANAI, J. B. **Projeto estrutural e dimensionamento de argamassa armada com telas soldadas – vol. 2**. São Paulo, Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, 1996.
- [24] HANAI, J. B.; OLIVEIRA, F. L. Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos: patologias e técnicas inadequadas. **Revista Techne**. nº 62, maio, 2002.
- [25] HENDRY, A. W. **Structural masonry**. London. MacMillian Press, 1981.
- [26] JABAROV, M et al. **Strengthening of damaged masonry by reinforced mortar layers**. Wolrd Conference on Earthquake Engineering, 7, vol. 15, nº 3, proceedings, 1985. p. 73-80.
- [27] KAHN L. F. Shotcrete strengthening brick masonry walls. **Concrete International**. v. 6, n. 7, p. 34-40, July, 1984.
- [28] KHALAF, F. M.; HENDRY, A.W.; FAIRBAIRN D. R. Study of the compressive strength of blockwork masonry. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 4, p. 367-375, july 1994.
- [29] LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. **Construções de concreto – casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Interciência, 1978.
- [30] LOURENÇO, P. B. **Computational strategies for masonry structures**. Dissertation, Delft University of Technology. Delft, The Netherlands, 1996.
- [31] LOURENÇO, P. B. **An anisotropic macro-model for masonry plates and shells: implementation and validation**. Delft University of Technology, 1997.
- [32] LOURENÇO, P. B. **Experimental and numerical issues in the modeling of the mechanical behaviour of masonry**. Structural Analysis of historical constructions II, Barcelona, 1998.

- [33] LOURENÇO, P. B. **Projeto e concepção para alvenaria**. Porto, 2002.
- [34] MENDELSON, A. **Plasticity: theory and application**. The Macmillan Company, New York. London. 1968.
- [35] NERVI, P. L. **Costruire correttamente : caratteristiche e possibilita delle strutture cementizie armate**. Milano: Ed. Ulrico Hoepli, 1955.
- [36] NERVI, P. L. Palazzo dello Sport : Roma, Itália; 1958-59. **In: Weston, Richard. Plantas, cortes e elevações : edificios-chave do século XX**. Barcelona : Editorial Gustavo Gili, 2005. p.130-131.
- [37] OLIVEIRA, F. L. **Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.
- [38] PAGE, A.W. 1981. **The biaxial compressive strength of brick masonry**, Proc. Intsn. Civ. Engrs., Part 2, 71, pp. 893-906.
- [39] PAGE, A. W. **Unreinforced masonry structures – an Australian overview**. CBPI Research Paper 15, 2002.
- [40] RAIJMAKERS, T.M.J., VERMELTFOORT, A.Th. **Deformation controlled tests in masonry shear walls** (in Dutch). Report B-92-1156, TNO-Bouw, Delft, The Netherlands, 1992.
- [41] VERMELTFOORT, A.Th., RAIJMAKERS, T.M.J. **Deformation controlled tests in masonry shear walls, Part 2** (in Dutch). Report TUE/BKO/93.08, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1993.
- [42] RAMAMURTHY, K.; SATHISH, V.; AMBALAVANAN R. Compressive strength prediction of hollow concrete block masonry prisms. **ACI Structural Journal**, v. 97, n. 1, p. 61-67, January 2000.
- [43] REINHORN, A. M., PRAWEL, S. P. Ferrocement for seismic retrofit of structures. International Symposium on Ferrocement, Roorkee, Índia 1991. p. 157-172.
- [44] SEIBLE, F. et al. The japanese 5-sotory full scale reinforced concrete masonry test – design and construction of the test specimen. **The Masonry Society Journal**, v. 6, n. 2, p. T1-T19, december 1987.
- [45] SEIBLE, F. et al. The japanese 5-sotory full scale reinforced concrete masonry test – loading and instrumentation of the test building. **The Masonry Society Journal**, v. 6, n. 2, p. T20-T37, december 1987.
- [46] YAMAZAKI. et al. The japanese 5-sotory full scale reinforced concrete masonry test – forced vibration and cyclic load test results. **The Masonry Society Journal**, v. 7, n. 1, p. T1-T17, june 1988.
- [47] YAMAZAKI. et al. The japanese 5-sotory full scale reinforced concrete masonry test – pseudo dynamic and ultimate load test results. **The Masonry Society Journal**, v. 7, n. 2, p. T1-T18, december 1988.

- [48] THOMAZ, E. **Trincas em edifícios**. São Paulo, IPT/EPUSP/PINI, 1989.
- [49] THOMAZ, E. Patologia. **Manual Técnico de Alvenaria**. São Paulo, ABCI, 1990.

ANEXO A

Propriedades das argamassas utilizadas nos ensaios

Identificação da Argamassa	Parede	Idade [dias]	Lado ¹	Resistência à Compressão ¹			Média [MPa]
				CP 1	CP 2	CP 3	
Assentamento	A0	28	-	5,9	6,4	-	6,2
	A1	28					
	A2	28					
	A3	28	-	6,0	6,4	-	6,2
	A4	28	-				
	B1	29	-	4,6	6,0	5,9	5,5
	B2	29	-	5,0	3,8	4,7	4,5
	B3	28	-	4,2	5,8	5,9	5,3
B4	32	-	5,0	5,7	5,5	5,4	
Média geral da argamassa de assentamento: 5,5 MPa ; Desvio Padrão: 0,8 MPa							
Reboco	A4	28	1	11,4	12,7	10,0	11,4
	A4	27	2	11,9	11,6	11,3	11,6
	A5	28	1	10,7	11,7	9,0	10,4
	A5	27	2	7,5	10,6	8,9	9,0
	B3	40	1	8,0	8,2	8,8	8,3
	B3	36	2	10,5	11,7	11,0	11,0
	B4	30	1	7,4	8,0	6,9	7,4
	B4	31	2	9,8	9,3	5,5	8,2
Média geral da argamassa de reboco: 9,7 MPa ; Desvio Padrão: 1,9 MPa							

¹ “Lado” refere-se ao lado da parede que foi revestido (lado 1 ou 2).

² CP significa corpo de prova.