



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS E CONSTRUÇÃO

Autor: Lucílio Flávio Cyrino

**INFLUÊNCIA DO REBOCO E DO REBOCO ARMADO COM TELA SOLDADA NA
RESISTÊNCIA DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO SUBMETIDA À COMPRESSÃO
SIMPLES**

Dissertação de Mestrado

BELO HORIZONTE

2012

Lucílio Flávio Cyrino

**INFLUÊNCIA DO REBOCO E DO REBOCO ARMADO COM TELA SOLDADA NA
RESISTÊNCIA DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO SUBMETIDA À COMPRESSÃO
SIMPLES**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO
DOCENTE DO CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DE MINAS GERAIS, COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA DOS
MATERIAS E CONSTRUÇÃO.

Orientador: Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva

Co-orientador: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva

BELO HORIZONTE, 2012

C997i Cyrino, Lucílio Flávio.

Influência do reboco e do reboco armado com tela soldada na resistência de alvenaria de vedação submetida à compressão simples / Lucílio Flávio Cyrino. - Belo Horizonte. - 2012.
141 f., enc.: il.

Orientador: Adriano de Paula e Silva
Coorientador: Roberto Márcio da Silva

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 139-141.

1. Alvenaria - Teses. 2. Materiais de construção - Teses. 3. Construção civil - Teses. I. Silva, Adriano de Paula e. II. Silva, Roberto Márcio da. III. Título.

CDU: 624.012(043)

Lucílio Flávio Cyrino

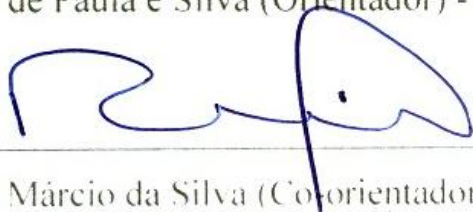
**INFLUÊNCIA DO REBOCO E DO REBOCO ARMADO COM TELA SOLDADA NA
RESISTÊNCIA DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO SUBMETIDA À COMPRESSÃO
SIMPLES**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO
DOCENTE DO CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DE MINAS GERAIS, COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA DOS
MATERIAS E CONSTRUÇÃO.

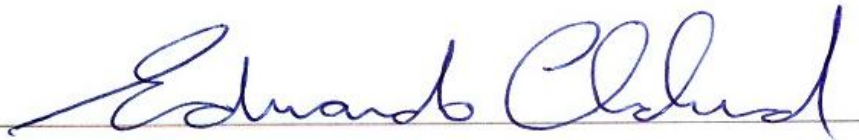
COMISSÃO EXAMINADORA:



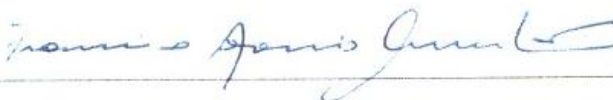
Dr. Adriano de Paula e Silva (Orientador) - UFMG



Dr. Roberto Márcio da Silva (Co-orientador) - UFMG



Dr. Eduardo Chahud - UFMG



Dr. Francisco Antônio Rocco Lahr - Escola de Engenharia de São Carlos - USP

Belo Horizonte, Agosto de 2012

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Ao Lucílio, pela garra e determinação, elementos essenciais sem os quais não teria sido possível este trabalho.

Ao professor Dr. Adriano de Paula, por avaliar a ideia deste trabalho e pela paciência e compreensão doados nesta caminhada.

Ao professor Dr. Roberto Márcio, grande conhecedor das alvenarias estruturais, por passar todo o conhecimento possível sobre o assunto, além da paciente companhia nos ensaios.

Ao professor Dr. Francisco Carlos, por permitir que as portas deste maravilhoso paraíso dos pesquisadores da construção, qual seja o LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG), fossem a mim abertas.

Aos grandes técnicos laboratoristas, Afonso, Geraldo e Marcos do LAEES e ao meu amigo Ricardo (DEMC), futuro mestre, sem os quais seria definitivamente impossível a conclusão dos trabalhos.

À Ivonete (DEMC), que sempre me ajudou a resolver minhas confusões.

Aos professores Adriana Gumieri, Antônio Júnior, Aldo Giuntini, Calixto e Maria Teresa, pela amizade e pelo acréscimo ao meu conhecimento.

Aos amores da minha vida, Luluca e Ana, que no período dos meus estudos ficaram privadas de momentos familiares para que este trabalho se tornasse realidade.

Um agradecimento especial ao meu padrinho, Tio Cyrino, verdadeiro culpado por esse amor incondicional que tenho pela Engenharia.

Aos amados Nego e Pepê, aos quais palavras nunca serão suficientes para demonstrar os sentimentos que este filho tem. E por me ensinarem que o conhecimento é tudo!

RESUMO

Descumprindo as normas técnicas vigentes, muitas construções têm sido realizadas utilizando técnicas de alvenaria estrutural com o emprego de blocos de vedação, o que tem implicações diretas no custo, mas também na segurança da edificação. Nessas obras, não há controle da resistência dos blocos, argamassas e, obviamente, nenhuma análise estrutural, o que implica, certamente, no aparecimento de patologias construtivas. Visando a recuperar tais patologias, ou reforçá-las, sugere-se neste trabalho a utilização de reboco de traço mais rico em cimento, ou reboco com tela armada, aplicados na parede construída com bloco de vedação. Com isso, ganha-se na área líquida de aplicação de tensão da parede, resultando também em uma maior inércia, o que colabora na diminuição e controle da flambagem. Para tal, foram ensaiadas 9 paredes, divididas entre paredes nuas (sem revestimento), paredes rebocadas e rebocadas com inserção de tela soldada. Das paredes ensaiadas, 3 possuíam as dimensões de 1,20 m de comprimento por 2,60 m de altura, sendo 1 amostra sem reboco, 1 apenas com reboco e 1 com reboco e tela soldada. As outras 6 amostras, de 0,90 m de comprimento e 1,04 m de altura, eram divididas aos pares conforme os modelos anteriores: sem reboco, com reboco apenas e reboco e tela soldada. Ao final dos ensaios de compressão axial, se chegou à conclusão de que a aplicação do reboco de traço 1:6 (cimento:areia), em volume, incrementou sobremaneira a capacidade resistiva das paredes, já que comparativamente às paredes em reboco, houve incremento de até 8 vezes na carga de ruptura. Os ensaios realizados com as paredes contendo tela soldada inserida no reboco não foram conclusivos, embora comparando-os com as paredes nuas, também tenha havido ganho de resistência mecânica significativo. Com isso conclui-se que o emprego de reboco na alvenaria estrutural, que utiliza bloco de vedação, representa um incremento significativo em sua resistência.

Palavras chave: reforço, alvenaria, reboco, tela soldada

ABSTRACT

Many buildings have been built using structural masonry techniques, with sealing bricks, which is not in accordance with the current technical standards. This has a direct impact in cost, but also in the building safety. In those constructions, there is no control of the tensile strength of the bricks, mortar and obviously, no structural analysis, which certainly implies the appearance of building pathologies. In order to recover such pathologies, or strength the masonry, it is suggested in the current work the use of cement render with a richer cement proportion or cement render with a welded mesh applied in the wall built with the sealing brick. Thus, there is a net area gain of the application of the wall tension, resulting also in a greater inertia, which helps in the reduction and control of buckling. To do that, 9 walls were tested, and they were divided into uncoated walls (without revestment), walls with cement render and walls with cement render and welded mesh. Of the tested walls, 3 had the following dimensions: 1.20m of length by 2.60m height, being 1 sample without cement render, 1 with cement render only and 1 with cement render and welded mesh. The other 6 samples, with 0.90m of length by 1.04m height, were divided in pairs as the previous models: without cement render, with cement render only, and cement render and welded mesh. At the end of the axial compression tests, it was concluded that the application of the cement render ratio 1:6 (cement: sand), in volume, greatly increased the resistive capacity of the walls. The walls without cement render, had an increase up to 8 times in the tensile strength when compared with the others. Although the tests carried out with the walls that had the welded mesh inserted in the cement render, were inconclusive, when they were compared with the uncoated walls, there was a significant increase in mechanical resistance. Thus it is concluded that the use of cement render in the masonry structure, which uses sealing bricks represents a significant increase in the tensile strength.

Keywords: Strengthening, masonry, cement render, welded mesh

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pirâmides no Egito - Exemplo de alvenaria em pedra.....	21
Figura 2 - Painéis pré-moldados de alvenaria.	22
Figura 3 - Fabricação de tijolos de barro por oleiros - Ilustração de Percy Lau	23
Figura 4 - Casa feita de taipa.....	23
Figura 5 - Execução de alvenaria de vedação utilizando blocos cerâmicos.....	25
Figura 6 - Execução de alvenaria estrutural utilizando bloco de concreto.	26
Figura 7 - Blocos de vedação - Furos na Horizontal - Fonte NBR 15.270-1	28
Figura 8 - Blocos de vedação - Furos na Vertical - Fonte NBR 15.270-1	28
Figura 9 - Modulação de 20 - Largura 14.....	29
Figura 10 - Modulação de 15 - Largura 14.....	29
Figura 11 - Modulação de 20 - Largura 19.....	29
Figura 12 - Modulação de 20 - Largura 11,5.....	30
Figura 13 - Blocos estruturais cerâmicos conforme formato - Fonte NBR 15.270-2	30
Figura 14 - Blocos vazados cerâmicos diversos.....	33
Figura 15 - Alvenaria utilizando blocos de vidro.....	33
Figura 16 - Curral feito de cantaria (Rochas e argamassa de barro)	34
Figura 17 - Grauteamento de alvenaria estrutural de blocos de concreto.	37
Figura 18 - Exemplo de verga moldada no local.....	38
Figura 19 - Exemplo de projeto de modulação de alvenaria	40
Figura 20 - Origem dos problemas patológicos, considerando as etapas das obras civis. FONTE: GRUNAU	41
Figura 21 - Trinca em laje ocasionada por dilatação térmica.....	44
Figura 22 - Telhado de amianto impondo à laje grande variação térmica	44
Figura 23 - Trinca no muro resultante de dilatação térmica da laje	45
Figura 24 - Trinca em forma de escama no muro, resultante de dilatação térmica da laje	45
Figura 25 - Movimentação de laje de cobertura devido a gradiente térmico - adaptada de THOMAZ (2007)	46
Figura 26 - Movimentação de laje de cobertura cujos sentidos das trincas indicam direção da movimentação - adaptada de THOMAZ (2007).....	47

Figura 27 - Formação de trincas verticais em muro de divisa devido à dilatação térmica - Adaptada de THOMAZ (2007)	47
Figura 28 - Conformação de trincas em muro devido à dilatação térmica quando a resistência da argamassa é menor que a do bloco.	48
Figura 29 - Trincas inclinadas nas extremidades da platibanda, além de destacamento em relação à laje.....	48
Figura 30 - Trincas provenientes de expansão dos tijolos por movimentação higroscópica - adaptada de THOMAZ (2007)	50
Figura 31 - Trincas na estrutura devido ao esforço de expansão da alvenaria- Adaptada de THOMAZ (2007)	50
Figura 32 - Trinca característica de absorção de umidade no topo do muro- Adaptada de THOMAZ (2007)	51
Figura 33 - Trinca na base da alvenaria devido à umidade no solo- Adaptada de THOMAZ (2007)	51
Figura 34 - Curvas de tensão ao longo da porta em alvenaria. Observa-se concentração de tensões nos cantos- Adaptada de THOMAZ (2007)	53
Figura 35 - Fissuras ocasionadas por concentração de tensão nos cantos de aberturas em alvenarias- Adaptada de THOMAZ (2007).....	54
Figura 36 - Fissura no canto da janela ocasionada pela ausência de vergas.	54
Figura 37 - Vão de janela sem os devidos cuidados de execução de verga e contra-verga. Acervo próprio.	55
Figura 38 - Formação de trincas na alvenaria devido à carga distribuída no topo - Adaptada de THOMAZ (2007)	56
Figura 39 - Formação de trincas na alvenaria na horizontal devido a sobrecarga - Adaptada de THOMAZ (2007)	56
Figura 40 - Formação de trincas devido à ruptura por esforço concentrado na alvenaria - Adaptada de THOMAZ (2007)	57
Figura 41 - Ábaco para determinação de acréscimo de tensões devido a carregamento circular no solo	58
Figura 42 - Isóbara relativa ao bulbo de pressão em solo.	59

Figura 43 - Formação de fissuras devido a recalque diferenciado pela presença de solos distintos - Adaptada de THOMAZ (2007).	60
Figura 44 - Formação de fissuras devido a recalque diferencial.	60
Figura 45 - Formação de rachaduras devido a recalque diferencial de fundação.....	61
Figura 46 - Trincas decorrentes devido à retração da laje. Adaptada de THOMAZ (2007)	62
Figura 47 - Trinca (realçada digitalmente) indicando retração de laje, que foi executada posteriormente - Acervo próprio.	62
Figura 48 - Edificação utilizando bloco cerâmico de vedação como elemento estrutural.	64
Figura 49 - Outro exemplo de edificação utilizando bloco cerâmico de vedação como elemento estrutural.	64
Figura 50 - Construção utilizando tijolo maciço como elemento de alvenaria estrutural. Acervo próprio.	65
Figura 51 - Ruína de edificação devido ao uso de bloco cerâmico de vedação com função estrutural: Revista Técnica	66
Figura 52 - Revestimento usando tela com o objetivo de reforçar a conexão entre parede e pilar.	68
Figura 53 - Reforço de alvenaria estrutural com tirante de aço. Adaptada de THOMAZ	69
Figura 54 - Formação de trincas nas alvenarias não revestidas. Extraída de CAVALHEIRO & MULLER (1991)	71
Figura 55 - Formação de trincas nas alvenarias revestidas. Extraída de CAVALHEIRO & MULLER (1991)	71
Figura 56 - Utilização de tela com o objetivo de reforçar o reboco da parede. Extraído de OLIVEIRA (2001).....	72
Figura 57 - Fissuras após ensaio. A foto da esquerda indica a parede sem revestimento e a da direita a parede com argamassa armada. Extraído de OLIVEIRA (2001).	72
Figura 58 - Gráfico representando os ensaios realizados por OLIVEIRA (2001).	73
Figura 59 - Recuperação de ala do Medical Center, Tucson, Arizona, com a utilização de fibras e epóxi. Extraído de ESHANI (2005)	74
Figura 60 - Ensaio de compressão axial de mini-parede, rebocada com espessura de 2 cm. Extraído de MOTA (2006)	75

Figura 61 - Ensaio de compressão axial de mini-parede, rebocada com espessura de 3 cm. Extraído de MOTA (2006)	75
Figura 62 - Estado plano de tensões.	77
Figura 63 - Estado tridimensional de tensões.	77
Figura 64 - Demonstrativo da resultante de tração na argamassa quando os blocos estão submetidos a compressão.	78
Figura 65 - Prismas.....	80
Figura 66 - Detalhe da tela inserida na argamassa de revestimento do corpo de prova - PAR-3.	91
Figura 67 - Visão geral da parede cujo revestimento ganhou reforço de tela em ambos os lados. PAR-3	92
Figura 68 - Visão das três paredes maiores. Da esquerda para a direita - PAR-1, PAR-2 e PAR-3.	92
Figura 69 - Visão geral das seis paredes menores.	93
Figura 70 - Tela soldada imersa no reboco.	94
Figura 71 - Necessidade de acréscimo de água na argamassa.....	95
Figura 72 - Detalhe do furo na alvenaria pelo qual era passado o arame que fixa as telas.	95
Figura 73 - Ensaio de ruptura da argamassa de assentamento.	96
Figura 74 - Bloco de vedação usado nos ensaios.	98
Figura 75 - Ensaio de ruptura dos blocos cerâmicos.....	99
Figura 76 - Destacamento da lateral do bloco durante o ensaio de compressão - Bloco BI 01...	100
Figura 77 - Destaque ao rompimento do septo horizontal por tração - Bloco BI 02.....	100
Figura 78 - Ensaio à compressão simples do Prisma Pr 01.....	101
Figura 79 - Ensaio à compressão simples do Prisma Pr 02.....	102
Figura 80 - Detalhe do anel dinamométrico (cor preta) e da célula de carga (cromada, na parte inferior).....	104
Figura 81 - Ensaio de compressão da parede PAR-1.	104
Figura 82 - Lascamento do bloco da 3ª fiada durante o ensaio. Parede ainda sob compressão. .	106
Figura 83 - Rompimento dos blocos da última fiada - PAR-1.	107
Figura 84 - Momento exato da ruptura do bloco da última fiada - PAR-1.	109
Figura 85 - Face oposta à da parede indicada na figura anterior - PAR-1.	110
Figura 86 - Visão geral da parede PAR-2 (Caiada).....	111

Figura 87 - Fissuras de retração após a execução do reboco da parede PAR-2.	112
Figura 88 - Deslocamento de parte do reboco da parede PAR-2.....	113
Figura 89 - Deslocamento de parte do reboco no pé da parede PAR-2.....	114
Figura 90 - Rompimento dos septos dos blocos com distanciamento dos rebocos entre si. Parede PAR-2.	115
Figura 91 - Reboco deslocado da parede. Configuração inclinada sugere rompimento por cisalhamento.	116
Figura 92 - Execução da parede PAR-3, com tela na argamassa.	117
Figura 93 - Parede PAR-3, antes do ensaio.	118
Figura 94 - Rompimento da Parede PAR-3, apenas na parte superior.	118
Figura 95 - Deslocamento do reboco na parte superior da PAR-3.	119
Figura 96 - Formato do rompimento dos septos dos blocos na PAR-3.....	119
Figura 97 - Flambagem da tela soldada, que induziu ao deslocamento do reboco na PAR-3... ..	120
Figura 98 - Miniparede sem reboco antes do ensaio.	121
Figura 99 - Miniparede sem reboco antes do ensaio. No detalhe, pequeno defeito do bloco.	123
Figura 100 - Miniparede MPar-1b após ensaio.	124
Figura 101 - Confecção de capeamento nas paredes visando a distribuir melhor as tensões.....	125
Figura 102 - Fissura vertical após rompimento da parede.....	126
Figura 103 - Miniparede com reboco após ensaio (Verso da parede indicada na Figura 105) ...	126
Figura 105 - Mini-parede com reboco após ensaio - Trinca horizontal na região do capeamento.	127
Figura 107 - Abertura do septo do bloco superior. Seta indica sentido da movimentação.	128
Figura 107 - Rompimento do capeamento.	129
Figura 108 - Separação do reboco armado da parte central da alvenaria.	130
Figura 109 - Aparecimento de fissuras nos septos centrais do bloco durante a etapa 3.....	131
Figura 110 - Momento da ruptura - Separação dos septos dos blocos com destacamento do reboco.	131
Figura 111 - Representação do modelo estrutural do capeamento superior da parede, apoiado no reboco.	134
Figura 112 - Parede rompida por esmagamento da parte central devido à flexão do capeamento que estava apoiado nos rebocos.....	134

Figura 113 - Utilização de neoprene na parte superior da parede.	135
Figura 114 - Compressão do neoprene provoca tensões de tração na parede.	135
Figura 115 - Utilização de perfil "U" no topo da parede durante os ensaios.	136
Figura 116 - Utilização de perfil "U" na parte inferior da parede.	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de resistência mecânica dos blocos - NBR 15.270	31
Tabela 2 - Resistência à compressão de blocos cerâmicos - NBR 7171 (Extinta).....	32
Tabela 3 - Traços indicados para execução de argamassas.	36
Tabela 4 - Tensão de ruptura dos corpos de prova de argamassas.	97
Tabela 5 - Valores de tensão de ruptura dos blocos cerâmicos.	99
Tabela 6 - Valores de tensão de ruptura dos prismas	102
Tabela 7 - Leitura de carga no rompimento da parede PAR-1	105
Tabela 8 - Leitura das cargas durante ensaio da miniparede MPar-1a.....	122
Tabela 9 - Leitura das cargas durante ensaio da miniparede MPar-1b.....	123
Tabela 10 - Leitura das cargas durante ensaio da miniparede MPar-2b.....	127
Tabela 11 - Leitura das cargas durante ensaio da miniparede MPar-3a.....	129
Tabela 12 - Leitura das cargas durante ensaio da miniparede MPar-3a.....	130
Tabela 13 - Resumo dos valores obtidos nos ensaios.....	133

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	23
1. INTRODUÇÃO.....	17
1.1 Objetivos.....	18
1.2 Metodologia de trabalho	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1 Definição de alvenaria	20
2.2 Histórico das alvenarias	20
2.3 Funções da Alvenaria.....	24
2.4 Componentes da Alvenaria.....	26
2.4.1 Blocos	27
2.4.2 Argamassa	34
2.4.3 Graute	36
2.4.4 Verga ou viga.....	38
2.5 Modulação	38
2.6 Patologia na Construção Civil	40
2.7 Patologias das alvenarias	42
2.7.1 Fissuração por movimentação térmica	42
2.7.2 Fissuração por movimentação higroscópica.....	49
2.7.3 Fissuração em alvenarias causadas por sobrecarga	52
2.7.4 Fissuração por recalques de fundação	57
2.7.5 Fissuração da alvenaria devido à retração de elementos estruturais	61
2.8 Técnicas de construção inadequadas com blocos de vedação	63
2.9 Técnicas possíveis de recuperação de alvenaria	67
2.9.1 Uso de armação e telas na argamassa e na alvenaria.....	67
2.9.2 Uso de fibras no reforço e recuperação da alvenaria.....	73
2.9.3 Paredes revestidas com argamassa simples	74
2.10 Resistência dos materiais	76
2.10.1 Resistência à compressão - Características e Dimensionamento	79
2.11 Análise jurídica da patologia de edificação.....	83

2.11.1	Da obrigatoriedade ou não da norma técnica da ABNT.....	84
3.	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL – MATERIAIS E MÉTODOS.....	86
3.1	Reforço com argamassa de revestimento.....	86
3.2	Reforço de alvenaria com argamassa armada.....	87
3.3	Uso de fibras no reboco/emboço como forma de reforço da alvenaria	88
4.	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL - RESULTADOS LABORATORIAIS.....	89
5.	ENSAIOS	96
5.1	Argamassas	96
5.2	Ensaio dos blocos.....	97
5.3	Ensaio dos primas	101
5.4	Ensaios das paredes	103
5.4.1	Ensaio da parede PAR-1 - Sem reboco	103
5.4.2	Ensaio da parede PAR-2 - Rebocada.....	110
5.4.3	Ensaio da parede PAR-3 - Rebocada com tela soldada.....	116
5.5	Ensaio de miniparedes	120
5.5.1	Ensaio de miniparedes sem revestimento.....	121
5.5.2	Ensaio de miniparedes com revestimento	124
5.5.3	Ensaio de miniparedes com reboco e tela soldada	128
6.	ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS.....	132
7.	CONCLUSÃO.....	137
8.	SUGESTÃO DE ESTUDOS POSTERIORES	138
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	139

1. INTRODUÇÃO

O objetivo precípua da Engenharia Civil é o de construir com eficiência aliando redução de custos, com fulcro a ofertar edificações que simultaneamente sejam exequíveis, práticas e agradáveis arquitetonicamente. O método de construção utilizando alvenaria estrutural vem notoriamente agregar agilidade e redução de custo às construções modernas.

Esta agilidade é conseguida pelo fato de que a alvenaria de vedação serve ao mesmo tempo para selar os ambientes e resistir às cargas dos elementos superiores, além da vantagem de custo pois, na grande maioria, dispensa os elementos estruturais convencionais como vigas e pilares, que demandam execução de formas, armação, concretagem e maiores prazos devido à cura do concreto.

Entretanto, o uso indiscriminado dessa técnica, sem os devidos cuidados, como falta de ensaios dos blocos, não utilização de mão de obra qualificada, inexistência de projetos, dentre outros desvios de conduta, pode desencadear o aparecimento de sérias patologias, que vão desde o problema estético até o colapso da edificação.

A Revista PINIweb¹, em um dos seus artigos, analisa este uso inadequado das alvenarias ao estudar casos de construção de edifícios de até 4 (quatro) andares, utilizando inapropriadamente blocos de vedação, impondo-lhes funções estruturais, e aponta as possíveis causas de aparecimentos de patologias nas construções, tais como:

- “Falta de fundamentação em normas técnicas e desrespeito a práticas consolidadas da engenharia;
- Inexistência de projeto estrutural;
- Utilização de componentes inadequados para alvenaria estrutural (blocos cerâmicos tipo vedação), em geral com vazados cilíndricos ou prismáticos na direção horizontal;
- Controle da qualidade insatisfatório ou ausente;

¹ Disponível em: www.piniweb.com/revistas/techne/index.asp?MATE6_COD=19144&from=correio+pini. Acesso em 10/12/2011.

- Deficiência na armadura de amarração, como aquela recomendada para cintas, pilaretes e contorno das lajes;
- Rasgamento indiscriminado de paredes (inclusive rasgos horizontais, prejudicando sensivelmente a sua capacidade resistente) para execução de instalações prediais.”

Não obstante isso, mesmo que as técnicas adequadas de execução da alvenaria tenham sido adotadas, outros fatores supervenientes podem submeter a alvenaria a esforços não previstos, tais como recalques de fundação, força de vento, excesso de carga por alteração do uso do edifício sem a devida consulta aos engenheiros responsáveis, dentre outros. Nestes casos, após análise das patologias, deve-se garantir utilização da técnica adequada na recuperação, ou reforço, de forma a deixar a estrutura novamente em estado de uso.

Notadamente, é muito comum a utilização da estrutura em desacordo com o que fora projetado, seja de concreto armado ou de alvenaria estrutural.

Dessa forma, este estudo visa a nortear procedimentos de recuperação de estruturas de alvenaria de vedação com a utilização de revestimentos resistentes ou revestimentos contendo tela soldada onde os blocos acabaram por desempenhar função estrutural.

Dentre as possíveis maneiras de recuperação estrutural a utilização de revestimento resistente (reboco) será o foco principal deste trabalho.

1.1 Objetivos

Tem sido comum a prática da construção utilizando blocos de vedação como elementos de alvenaria estrutural, onde as cargas dos elementos localizados acima, como lajes, e outros são descarregadas na alvenaria, o que pode acarretar aparecimento de patologias, tais como fissuras e trincas, além do risco de colapso.

Este trabalho visa a estudar as patologias ocorrentes nessas alvenarias de vedação, que, inapropriadamente, desempenham funções estruturais, com o objetivo de nortear sua recuperação, de forma barata e eficiente, evitando ao máximo intervenções maiores, como a

criação de estruturas de concreto armado complementares, tais como pórticos e/ou outros, ou, em casos mais extremos, a demolição parcial ou total da edificação em análise.

A recuperação nas alvenarias, a princípio, tem que ser determinada após análise dos esforços aplicados e conforme o material utilizado na estrutura, seja ele bloco de concreto, cerâmico, ou outros, além de se levar em consideração o padrão da construção, já que a relação entre este padrão e o poder econômico de seus proprietários costuma ser direta e o objetivo é possibilitar a reabilitação independentemente dessa possibilidade de divergência financeira.

Para atender a esse objetivo, se faz mister que soluções econômicas sejam adotadas e difundidas a todos os usuários da técnica de alvenaria estrutural, com vistas a recuperar tais patologias.

A utilização de argamassa armada, como forma de recuperação da estrutura, tende a ser uma alternativa rápida, que interfere menos no cotidiano dos usuários da edificação e pode ser mais barata, comparativamente a outras intervenções.

Logo, o propósito deste estudo é determinar se esta técnica é passível de execução, dando um norte à sua utilização nas alvenarias que tenham apresentado algum tipo de patologia.

1.2 Metodologia de trabalho

Para alcançar o objetivo deste trabalho é proposta a execução dos seguintes passos:

- Revisão bibliográfica de literatura que aborda a matéria;
- Execução de ensaios em laboratório de painéis e prismas com aplicação de reboco e reboco com tela, com o objetivo de reforçar, conforme item 3 adiante e, principalmente tentar recuperar as amostras que previamente forem rompidas;
- Elaboração de análise e considerações acerca dos ensaios e resistências.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definição de alvenaria

Derivada do árabe, a palavra alvenaria, originalmente *al-bannã*, significa aquele que constrói (LORDSLEEM, 2001).

Como definição, CURY (1990) sugere que "As alvenarias são maciços constituídos de pedras naturais ou artificiais, ligadas entre si de modo estável pela combinação das juntas e interposição de argamassa ou somente por um desses meios", e ao final resume que "são construções formadas por blocos industrializados de diversos materiais, suscetíveis de serem projetadas para resistirem a esforços de compressão única ou ainda a uma combinação de esforços, ligados entre si pela interposição de argamassa e podendo ainda conter armadura envolta em concreto ou argamassa no plano horizontal e/ou vertical.

2.2 Histórico das alvenarias

Analisando as épocas pretéritas, quando o homem procurava abrigo dentro das cavernas, percebe-se a necessidade intrínseca de se criar barreiras entre os perigos do meio externo e criar um ambiente de tranquilidade e segurança. Para tal, as paredes da caverna demonstravam eficiência, papel esse assumido posteriormente pelas alvenarias das residências modernas.

Isso quer significar que as diversas alvenarias hoje existentes nada mais são que um reflexo da evolução das paredes das cavernas e sua conveniência ao homem.

A princípio, tem-se como provável que as primeiras alvenarias teriam sido executadas pelos assírios e persas por volta de 10.000 A.C., com tijolos queimados ao sol, e que começaram a utilizar os fornos à lenha para tal propósito em 3.000 A.C. (OLIVEIRA, 2001)

Neste processo evolutivo, a alvenaria passou por diversas mudanças, adaptações, diversidades de materiais e de execução. Do empilhamento de rochas, utilização de

adobe, taipa, matérias vegetais, argilas cozidas, vidros, passando pelas modernas paredes de gesso acartonado, dentre outras, o que se percebe é que, devido à necessidade de adaptação, não há limites ao homem para bem fazer sua alvenaria, sendo um processo sempre em desenvolvimento.

Dentro do contexto histórico, constata-se que, anteriormente, a preocupação principal era com a durabilidade e não necessariamente com a resistência da alvenaria.



Figura 1 - Pirâmides no Egito - Exemplo de alvenaria em pedra²

No Brasil, segundo OLIVEIRA (1990) a evolução da alvenaria passou pela taipa, o pau a pique, a cantaria, a alvenaria de tijolos, até as alvenarias de blocos industrializados. É importante frisar que esta evolução é continuada já que novas técnicas sempre estão aparecendo, como é o caso dos painéis pré-moldados de execução rápida de residências, como as paredes de gesso acartonado, conhecidas como "dry-wall", além dos painéis pré-moldados de concreto.

² Disponível em: <http://www.infoescola.com/historia/piramides-do-egito/> - Acesso em 20.02.2012



Figura 2 - Painéis pré-moldados de alvenaria.³

OLIVEIRA (1990) ainda afirma que a taipa exigia muito espaço da construção e evoluiu para o pau-a-pique a fim de obter maiores espaços úteis. Nesse sentido de buscar material que atendesse às expectativas da época, foi desenvolvida a cantaria, que era a utilização de rochas trabalhadas. Mesmo assim, afirma que, no século XIX, a taipa de pilão ainda predominava nos canteiros.

³ Disponível em: <http://www.deolhojournal.com/orlandia/habita%C3%A7%C3%A3o/obras-casas-do-biruca-estao-a-todo-vapor-na-fabrica-de-orlandia?page=1>. Acesso em 07/02/2012.



Figura 3 - Fabricação de tijolos de barro por oleiros - Ilustração de Percy Lau⁴



Figura 4 - Casa feita de taipa⁵

⁴ Disponível em: <http://www.consciencia.org/fabrico-de-tijolos-de-alvenaria-no-interior-do-brasil>. Acesso em 02/02/2012.

⁵ Disponível em: <http://www.consciencia.org/fabrico-de-tijolos-de-alvenaria-no-interior-do-brasil>. Acesso em 02/02/2012.

Esses elementos não obedeciam a uma padronização de tamanho, o que dificultava muito a homogeneização dos trabalhos.

Somente na década de 1940 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) fixou as dimensões para o tijolo de barro cozido, que deveria ter 5,5, 11 e 22 cm, respectivamente espessura, largura e comprimento, com o objetivo justamente de padronizar os serviços de execução das alvenarias. (OLIVEIRA 1990)

A parede, uma derivada da alvenaria, é nominada pela NBR 10.837 como sendo um "elemento laminar, apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a sua espessura". Descreve ainda dois comportamentos das paredes, resistente e não resistente, que pode ser melhor definido como estrutural e de vedação, respectivamente.

Nesse contexto, OLIVEIRA (1990) demonstra que o empirismo e o acúmulo de experiência são fatores fundamentais para o desenvolvimento da técnica da alvenaria. É com esta afirmação que ele justifica a modificação das dimensões dos tijolos, que antes eram de 22 x 11 cm, passando o tijolo furado à dimensão de 20 x 20 cm e a convenção do bloco de concreto para 20 x 40 cm. Afirma que na década de 1970 houve um grande desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil, quando cita exemplos dos conjuntos Central Parque Lapa, com blocos de doze andares e o edifício Muriti, em São José dos Campos, que possui prédios de dezesseis andares, dentre outros.

Tal situação, obviamente, está ligada ao desenvolvimento tecnológico da fabricação dos blocos e maior rigidez no controle de suas capacidades estruturais.

2.3 Funções da Alvenaria

Basicamente a alvenaria se divide em duas funções: vedação e estrutural.

A alvenaria de vedação, como se pode deduzir do próprio nome, serve para vedar, separar os ambientes. É uma alvenaria que tem como princípio estrutural suportar a si própria, além dos elementos nela inseridos, tais como vãos (janelas, portas, etc...), além de

acessórios domésticos ou funcionais, como armários nela pendurados, quadros, prateleiras e outros. Normalmente as cargas nela apoiadas não representam maiores problemas estruturais, salvo nas alvenarias mais frágeis, como as paredes de gesso, que para suportarem pesos extras, necessitam de reforços em pontos específicos. Por isso, os seus componentes não necessitam ter resistência significativa.



Figura 5 - Execução de alvenaria de vedação utilizando blocos cerâmicos.⁶

Já a alvenaria estrutural assume normalmente dois papéis: o de vedação e o de suporte da estrutura nela apoiada. Ou seja, é ela que irá sustentar seu peso próprio, além das cargas de lajes e outras alvenarias nela apoiadas. Logo, para tal, sua resistência é objeto de controle e análise, já que irá suportar todos os esforços nela depositados. Este controle, além dos fundamentos básicos, são determinados pelas normas NBR 15.812:2010 (Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos) e NBR 15.961:2011 (Alvenaria estrutural – Blocos de concreto).

⁶ Foto disponível em: <http://obratecnica.blogspot.com.br/2009/10/alvenaria-de-vedacao-x-estrutural.html>. Acesso em 03/03/2012.



Figura 6 - Execução de alvenaria estrutural utilizando bloco de concreto.⁷

Fundamentalmente este é o cerne deste trabalho, ou seja, avaliar como uma alvenaria, a princípio criada para assumir papéis de vedação, finda por cumprir funções estruturais sem que com isso seja comprometida a segurança da edificação.

2.4 Componentes da Alvenaria

Independentemente de se tratar de alvenaria de vedação ou alvenaria estrutural, existem dois componentes básicos característicos: o bloco (cerâmico, de concreto e outros) e a argamassa. Em casos específicos, outros elementos podem compor a alvenaria, tal como o aço e o graute, quando necessários ao reforço estrutural. Em alvenarias especiais, como a taipa, componentes orgânicos se associam ao conjunto, como as varas utilizadas como malha dentro da parede.

⁷ Foto disponível em:

<http://images.search.conduit.com/ImagePreview/?q=+execu%C3%A7%C3%A3o+alvenaria+estrutural&ctid=CT2851643&SearchSource=1&FollowOn=true&PageSource=Results&SSPV=&start=0&pos=26>. Acesso em 03/03/2012.

Como se verá adiante, itens modernos têm tomado lugar dos tradicionais na execução das alvenarias, a exemplo dos painéis acartonados de gesso, painéis pré-fabricados de concreto e outros, cada qual com a conveniência da obra.

2.4.1 Blocos

Os blocos são os elementos essenciais à composição da alvenaria e respondem pelo maior percentual de sua área. Possuem tamanhos padronizados visando à homogeneização do trabalho nos diversos canteiros de obra e seus pesos foram definidos considerando a capacidade do trabalhador médio; ou seja, um bloco muito grande, teoricamente renderia mais na execução do serviço, mas o seu peso e dimensões seriam impeditivos a um labor continuado, pois levaria o executor à exaustão em pouco tempo de trabalho. Em contrapartida, um bloco muito pequeno implicaria em um consumo exagerado de argamassa de assentamento e um rendimento baixo na produção do pedreiro.

Além disso, um bloco muito grande pode influenciar negativamente no funcionamento das alvenarias já que, devido às suas dimensões, as juntas ficam distantes umas das outras, prejudicando a trabalhabilidade da parede de uma forma geral, o que pode incorrer em trincas e fissuras. Quando se é desejável a utilização de grandes blocos, a argamassa deve ter uma flexibilidade adequada para absorver os esforços ocorrentes.

Por outro lado, um bloco muito pequeno pode comprometer o custo e o prazo da obra, já que seu rendimento é limitado e o gasto com argamassa é grande.

Por definição, a NBR 15.270-1:2005, informa que bloco cerâmico de vedação é o componente da alvenaria de vedação que possui furos prismáticos perpendiculares às faces que os contêm, conforme figura 7 a seguir, entretanto pode ser feito com furos na vertical, conforme indicado na figura 8.

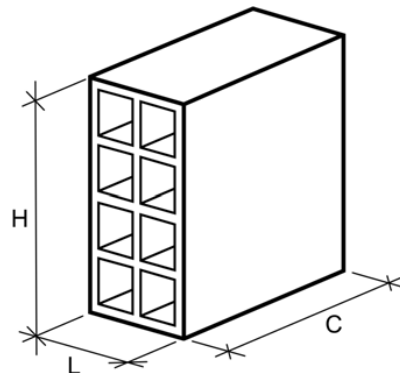


Figura 7 - Blocos de vedação - Furos na Horizontal - Fonte NBR 15.270-1

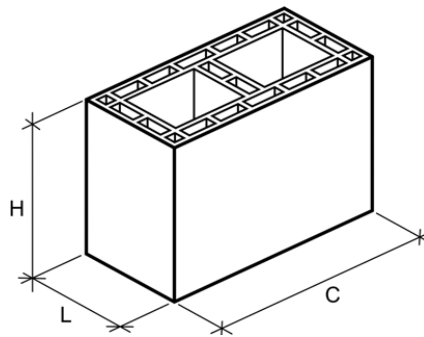


Figura 8 - Blocos de vedação - Furos na Vertical - Fonte NBR 15.270-1

As dimensões dos blocos também estão definidas de forma a atender à medida do pé direito e à modulação requerida em projeto arquitetônico.

É comum, em blocos cerâmicos para vedação, a utilização das medidas (10 x 20 x 30) cm, respectivamente a largura, altura, comprimento, além das medidas (10 x 20 x 20) cm. Nos blocos cerâmicos estruturais, normalmente são atendidas as modulações, conforme indicado adiante.

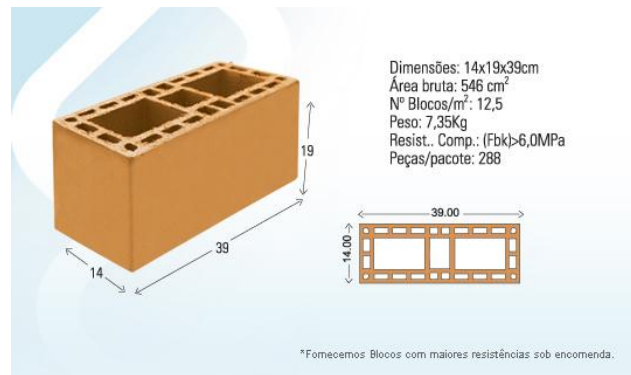


Figura 9 - Modulação de 20 - Largura 14⁸

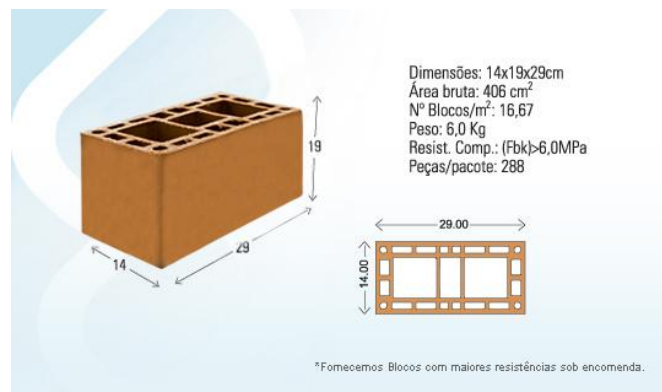


Figura 10 - Modulação de 15 - Largura 14⁹

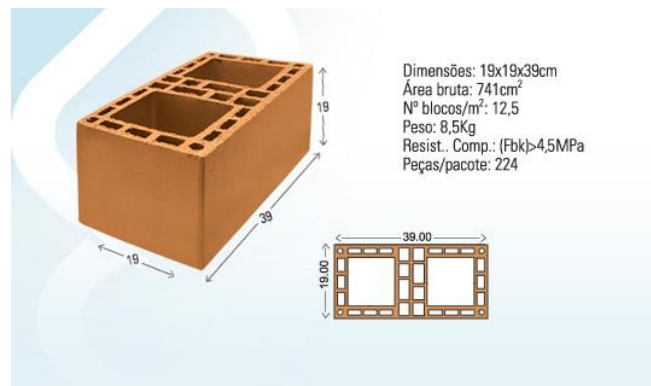


Figura 11 - Modulação de 20 - Largura 19¹⁰

⁸ Disponível em: http://www.selectablocos.com.br/ae_produtos_01_01.html. Acesso em 03/04/2012

⁹ Disponível em: http://www.selectablocos.com.br/ae_produtos_01_01.html. Acesso em 03/04/2012

¹⁰ Disponível em: http://www.selectablocos.com.br/ae_produtos_01_01.html. Acesso em 03/04/2012

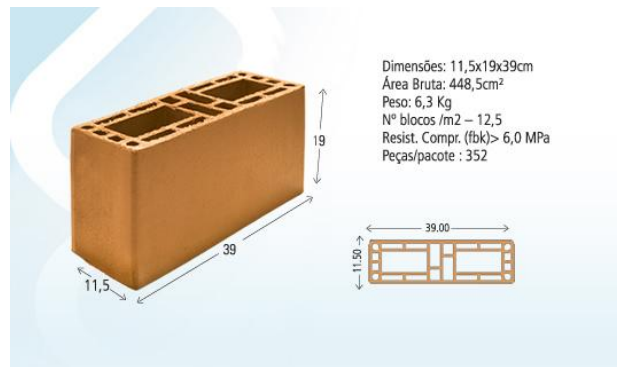


Figura 12 - Modulação de 20 - Largura 11,5

A NBR 15.270-2 determina os formatos indicados na figura 13 abaixo da seguinte maneira:

- a) Bloco de paredes vazadas;
- b) Bloco com paredes maciças (paredes internas também maciças);
- c) Bloco com paredes maciças (paredes internas vazadas);
- d) Bloco perfurado.

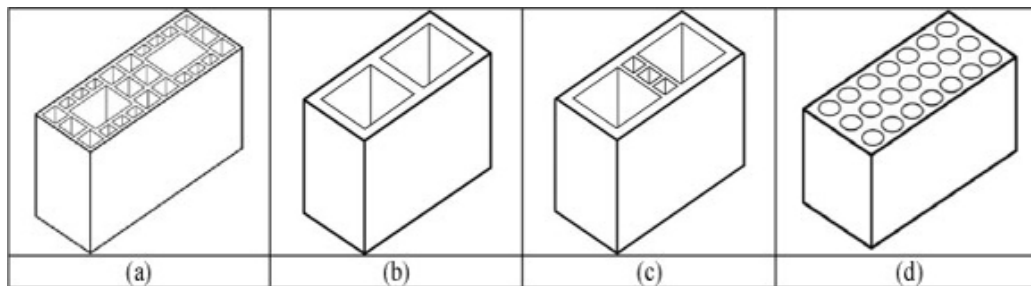


Figura 13 - Blocos estruturais cerâmicos conforme formato - Fonte NBR 15.270-2

2.4.1.1 Características Mecânicas

A característica mecânica principal do bloco é a resistência à compressão individual (f_{bk}), que é de fundamental importância para a resistência da parede (f_{pa}), seja ela

estrutural ou de vedação. Nos projetos de alvenaria estrutural o resultado buscado pelo calculista é a resistência característica do prisma (f_{pk}). O valor da resistência à compressão do bloco deve ser avaliada por meio de ensaios com prismas.

Em regra, a resistência à compressão da alvenaria é respondida em maiores proporções pelo tipo do bloco, seguida pela mão de obra e, de menor significância, pela argamassa. Também são fatores determinantes a espessura e comprimento da parede, a esbeltez e carregamentos de segunda ordem, aqui apontados devido a excentricidades de carregamento. (PARSEKIAN, 2010)

Para blocos de vedação, os valores mínimos de resistência mecânica são indicados pela NBR 15.270, conforme tabela abaixo. O cálculo deverá ser realizado pela área bruta.

Tabela 1 - Valores de resistência mecânica dos blocos - NBR 15.270

Posição dos furos	f_b (MPa)
Blocos com furos na horizontal	$\geq 1,5$
Blocos com furos na vertical	$\geq 3,0$

Já a NBR 15.812-1:2010 determina que, para execução de alvenaria estrutural utilizando blocos cerâmicos, a resistência mínima do bloco seja de 3,0 MPa, sendo recomendável de 10,0 MPa para o caso de alvenarias aparentes. PARSEKIAN (2010) informa que o bloco estrutural cerâmico mais comum no mercado teria a resistência de 6,0 MPa, além de afirmar que são poucos os fabricantes que conseguem resistência maior do que isso.

A antiga NBR 7171:1992, anterior à NBR 15.270:2005, trazia uma classificação quanto à resistência mínima de compressão dos blocos cerâmicos, dividida por classes, conforme tabela 2, adiante. Os valores independem se se trata de bloco de vedação ou estrutural.

Tabela 2 - Resistência à compressão de blocos cerâmicos - NBR 7171 (Extinta - Substituída pela NBR 15.270)

Classe	Resistência à compressão na área bruta (MPa)
10	1,0
15	1,5
25	2,5
45	4,5
60	6,0
70	7,0
100	10,0

2.4.1.2 Blocos Diversos

CHAVES (1979) lembra que, além dos blocos convencionais, as alvenarias podem ser constituídas de elementos especiais, que possuam características específicas, como a de permitir melhor ventilação no ambiente ou permitir passagem de iluminação. A exemplo disso existem os elementos vazados, que podem ser feitos de diversos materiais, como cimento-amianto, concreto, cerâmica e outros.

Obviamente, a escolha do melhor bloco deve ser objeto de análise por parte do arquiteto ou engenheiro responsável pelo projeto de forma a buscar o melhor aproveitamento dos elementos construtivos.

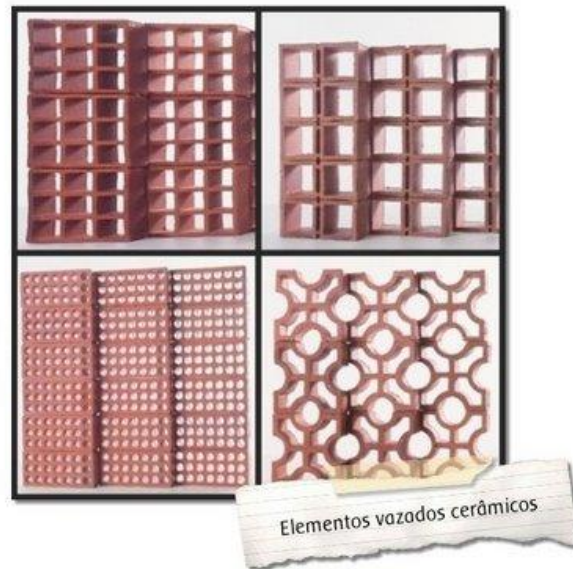


Figura 14 - Blocos vazados cerâmicos diversos¹¹

Outro componente de alvenaria muito comum, e que permite passagem de luz, é o bloco, ou tijolo de vidro, quando se tem necessidade de inserir iluminação natural em um ambiente.

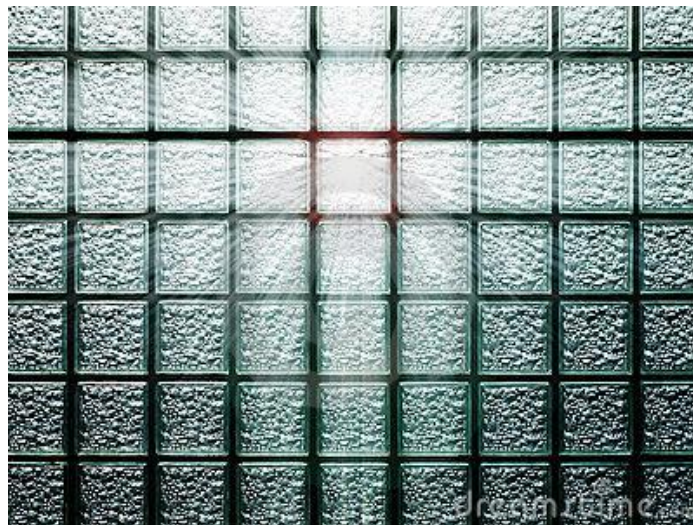


Figura 15 - Alvenaria utilizando blocos de vidro

¹¹ Disponível em <http://arquitetandooficinadeprojetos.blogspot.com/2009/02/cobogos-elementos-vazados-e-muxarabis.html>. Acesso em 01/02/2012

Outros materiais, considerados brutos, podem ser usados na construção de alvenarias. A exemplo disso, remotamente era muito comum a utilização de rochas nas construções diversas, principalmente considerando-se que o processo de industrialização dos blocos era precário. Exemplo disso é a cantaria, que é resultado do empilhamento de rochas específicas formando uma alvenaria, ou muro, como o da figura 16.



Figura 16 - Curral feito de cantaria (Rochas e argamassa de barro)

2.4.2 Argamassa

A argamassa é o elemento que faz a união entre os blocos e tem a função de distribuir e transferir as tensões de um bloco a outro. PARSEKIAN (2010) ainda acrescenta que a argamassa tem a função de uniformizar o apoio entre os blocos estruturais.

Acredita-se que seu surgimento tenha se dado na Pérsia, quando era composta basicamente de cal. Com o passar dos anos, na época do Império Romano, começou-se a misturar pozolana (cinzas vulcânicas), o que teria dado origem às primeiras argamassas(KLOSS 1991).

No Brasil, as primeiras argamassas utilizadas para se assentar alvenarias de pedras eram compostas de cal, obtida a partir da queima de conchas e mariscos, além da

utilização de óleo de baleia como aglomerante. Historicamente a mistura de água e solo, principalmente argiloso, era utilizada como argamassa.

FIORITO (2009) afirma que argamassa é a mistura de aglomerantes e agregados minerais com água, possuindo capacidade de endurecimento e aderência.

CHAVES (1979) preconizava que "usa-se para a alvenaria de tijolos de barro uma argamassa composta de cimento, areia e saibro nos traços 1:3:3 para paredes estruturais e 1:4:4 para paredes de separação".

Atualmente, a argamassa para assentamento feita "in loco" é composta usualmente de cimento, cal e areia, podendo ter só cal ou só cimento como aglomerante. O saibro, muito usado antigamente, por conter matéria orgânica, pode ter características deletérias, vindo a comprometer a durabilidade da alvenaria.

Com o objetivo de atingir qualidades especiais, ou pela simples praticidade de utilização na obra, tem sido muito comum a utilização de argamassas industrializadas, as quais são compostas basicamente por cimento, areias e alguns aditivos especiais, que possuem atribuições das mais diversas, como retardadores de pega, plastificantes, polímeros, adesivos químicos e outros.

Nos assentamentos de alvenarias, as argamassas muito fortes, ou seja, ricas em cimento, não são recomendadas por serem muito rígidas, podendo transmitir tensões pontuais nos blocos, levando-os a se fissurarem. Da mesma forma, as argamassas muito fracas, por terem resistência à compressão e aderência muito baixas também não são recomendadas, pois podem prejudicar a resistência da parede. (PARSEKIAN, 2010)

A cal tem papel importante na argamassa, além de ajudar a reduzir o custo global, é um excelente aglomerante, que possui as características de dar plasticidade e ajudar a reter água, o que ajuda no processo de cura do cimento.

CORREA E RAMALHO (2003) destacam que há dois fatores característicos da argamassa que influenciam na resistência à compressão das paredes, quais sejam a espessura da junta horizontal e a resistência à compressão da argamassa. A espessura não pode ser muito fina, de forma a evitar concentração de tensões entre os blocos, e nem pode ser grossa pois já se

percebeu que a cada incremento de 0,3 cm na espessura da argamassa há uma redução de 15% na parede.

Além da argamassa de assentamento, não se pode deixar de destacar a importância das argamassas de revestimento, as quais possuem a característica de proteção e acabamento da alvenaria. Não obstante isso, ainda teria papel de incremento na resistência geral de compressão da parede.

Em se tratando de argamassa convencional para revestimento, FIORITO (2009) sugere que se usem os seguintes traços:

- Chapisco - 1:3 (cimento : areia grossa)
- Emboço de regularização com 2 cm de espessura - 1:2:9 (cimento : cal : areia)
- Argamassa de assentamento com 1 cm de espessura - 1: 0,5: 5 (cimento : cal : areia)

Em relação ao consumo apresenta a tabela abaixo:

Tabela 3 - Traços indicados para execução de argamassas.

Revestimento	Cimento (kg)	Cal hidratada (kg)	Areia (m³)
Chapisco	2,92	-	0,0072
Emboço	3,24	6,48	0,0243
Assentamento	5,84	1,46	0,0243
Totais	12,00	4,70	0,0558

2.4.3 Graute

Graute, segundo PARSEKIAN (2010) é "um concreto ou argamassa com agregados finos e alta plasticidade, utilizado para preencher vazios dos blocos."

Obviamente a utilização do graute visa a aumentar a área da seção atuante da alvenaria, fazendo com que a tensão sobre o bloco diminua. Além disso, nos casos de alvenarias estruturais, em que a inércia da parede apresenta relevância na resistência dos esforços

horizontais, como o vento, o graute contribui de forma significativa para incrementar a resistência da parede.

Esta praticidade existe justamente devido ao fato de que os blocos de alvenaria estrutural possuem seus furos localizados na vertical, permitindo que o bloco atue, ao mesmo tempo como elemento estrutural e forma.

Em blocos do tipo canaleta, é possível utilizar o graute para execução de vergas, contraverga e coxim, agregando ao trabalho grande praticidade. Além disso, serve para unir eventuais armaduras às paredes, conferindo a elas propriedades antes não existentes.



Figura 17 - Grauteamento de alvenaria estrutural de blocos de concreto.¹²

PARSEKIAN (2010) esclarece a versatilidade do graute, que pode ser usado no estado mais fino, composto de cimento e areia, além de cimento, areia e brita, compondo um graute mais grosso. Independentemente disso, deve possuir alta fluidez, o que faz com que o fator água/cimento atinja o valor de 0,9.

Em casos de alvenaria armada, utilizando-se blocos de concreto, a NBR 15961-1:2011, determina que o graute tenha uma resistência à compressão mínima de 15 MPa.

¹² Disponível em: <http://www.scanmetal.com.br/>. Acesso em 05/05/2012

2.4.4 Verga ou viga

A extinta NBR 10837:1989 definia verga, ou viga, como sendo um elemento estrutural colocado em vãos não maiores que 1,20 m com o objetivo de distribuir as cargas verticais para as paredes adjacentes ao vão. Apesar da norma não vigorar mais, o conceito ainda se conserva atual.

A verga visa a reforçar os cantos das aberturas, permitindo distribuição mais adequada do fluxo de cargas nas alvenarias, o que na prática elimina uma patologia muito comum que é a trinca que nasce nos cantos dos vãos.

Em alvenarias estruturais, a verga tem o papel de auxiliar os lintéis¹³ a distribuir os esforços horizontais decorrentes principalmente da força do vento.

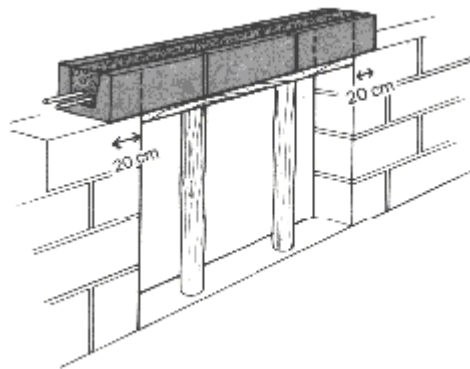


Figura 18 - Exemplo de verga moldada no local¹⁴

2.5 Modulação

Historicamente, a construção civil produz para uma quantidade de resíduos muito alta, algo que não se pode ser mais permitir nos tempos modernos, quando o apelo ambiental é latente.

¹³ Lintel: parte da alvenaria localizada acima dos vãos e que se finda no início do vão do pavimento superior.

¹⁴ Foto disponível em: <http://www.colegiodearquitetos.com.br/dicionario/15/02/2009/o-que-e-verga/>. Acesso em 10/03/2012.

Uma das formas de diminuir o desperdício e as perdas nas obras é apelando para a organização, que para ser eficiente tem que ter origem já em projeto. Pode-se atingir este objetivo utilizando-se a modulação dos blocos na alvenaria. Com este foco, quando se trata de projeto, TAUIL (2010) argumenta que "coordenar modularmente é organizar peças e componentes, atendendo assim uma medida de base padronizada", tudo com o objetivo de determinar o local certo para cada componente da alvenaria, deixando o caráter aleatório do serviço do pedreiro apenas como referência na história.

Este padrão, ou seja o módulo, é adotado na maioria das literaturas como sendo $M=100$ mm, TAUIL (2010) afirma que essa medida é a base de todo o desenvolvimento do projeto de alvenaria e não engessa o projeto, pois possibilita a compatibilização dos elementos construtivos.

Para que esta modulação seja eficiente, é necessário que sejam utilizados em projetos os blocos existentes no mercado, o que é muito desejável principalmente na alvenaria estrutural, já que não é interessante que os blocos sejam repartidos na obra, pois isso pode enfraquecê-los.

Além disso, a modulação reflete em velocidade na execução da alvenaria, já que a tarefa de se pensar o melhor posicionamento dos blocos fica a cargo somente do projetista, e o executor pode se focar apenas em empilhá-los.

Também na fase do projeto é quando se define os melhores locais para passagens de tubulações, como hidrossanitária, rede elétrica, cabeamentos em geral, além de outros elementos construtivos, como vergas, contra-vergas, pilares, cintas, além de grautes.

Por isso, um bom projeto permite o melhor aproveitamento dos materiais e eficiência da construção.

Atualmente, os blocos, independentemente dos materiais dos quais sejam fabricados, já são comercializados em uma medida a qual retira 1 cm de seu tamanho padrão, já contando com a espessura da junta, ou seja, os blocos comerciais de 30 cm, por exemplo, são vendidos com 29 cm, já que 1 cm será, a princípio a dimensão da junta de assentamento.

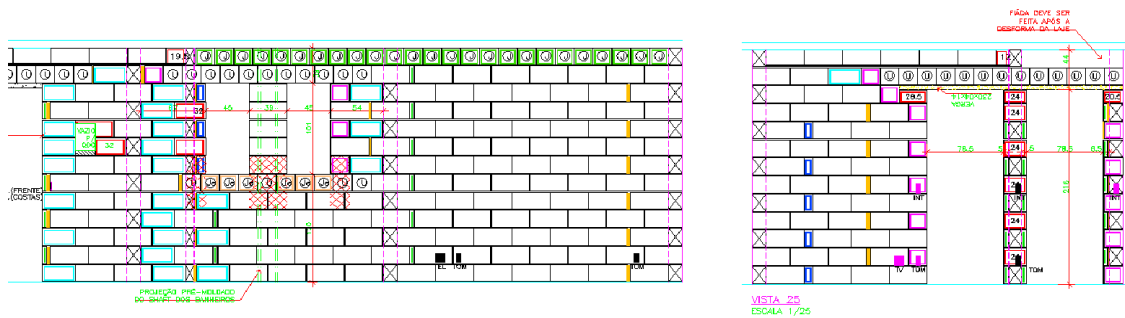


Figura 19 - Exemplo de projeto de modulação de alvenaria¹⁵

É no processo de modulação que se definem todos os elementos construtivos, tais como paredes estruturais, no caso das alvenarias estruturais, o posicionamento de *shaft's*, posicionamento de janelas, portas e outros, sempre objetivando a racionalização do projeto. TAUIL (2010).

Logo, não resta dúvida de que um bom projeto de modulação de alvenaria, seja ela estrutural ou de vedação, implica em uma obra mais ágil, eficiente, segura, com custos menores e com menor geração de resíduos, o que é muito desejável num mundo globalizado com forte apelo ambiental.

2.6 Patologia na Construção Civil

Patologia é o termo médico adotado pela engenharia para caracterizar os problemas ocorrentes nas edificações e, obviamente, também aplicado nas alvenarias. Serve para estudar os problemas decorrentes e indicar os procedimentos para resolvê-los. De acordo com CÁNOVAS (1988) é a parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos da construção civil.

O estudo mais sistemático das patologias tem origem na década de 1960, quando alguns autores começaram a, além de demonstrar o fenômeno, procurar a terapia para cada caso, como ocorreu com PFEFFERMANN (1968) *apud* OLIVEIRA (2001).

¹⁵ Fonte da Figura - Material de trabalho prático da disciplina de Alvenaria Estrutural da UFMG - Prof. Roberto Márcio.

Diversas são as fontes das patologias, mas GRUNAU (1981) demonstra por meio do gráfico abaixo os percentuais relativos a cada causa, o que facilita muito a entender o problema e tentar combatê-lo.

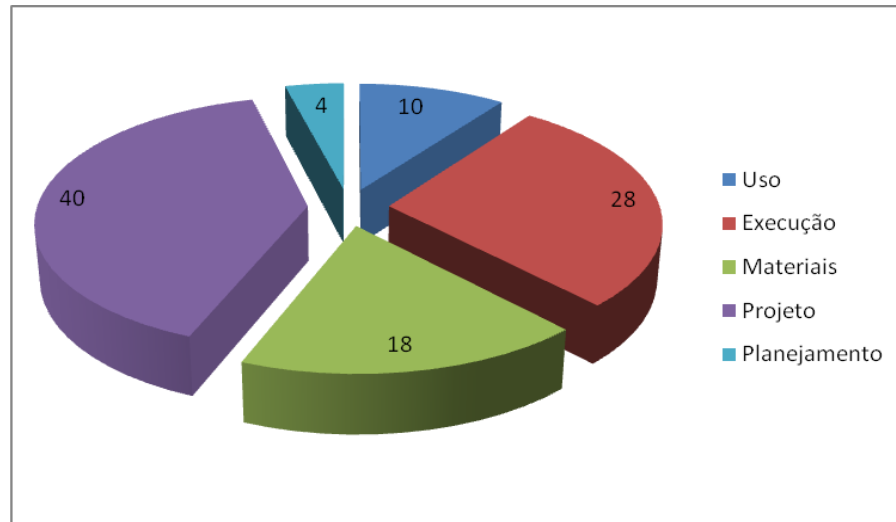


Figura 20 - Origem dos problemas patológicos, considerando as etapas das obras civis. FONTE: GRUNAU

Dentre as patologias de edifícios, as trincas têm lugar de destaque pois, normalmente, são indicativas de que algo de errado está acontecendo. Em geral, a trinca não é o problema, é a consequência dele. Segundo THOMAZ (2007) há três aspectos fundamentais a serem considerados:

- o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura;
- o comprometimento do desempenho da obra em serviço;
- o constrangimento, ou desconforto psicológico que a fissuração ocasiona.

As fissurações são decorrentes de diversas situações, como o uso inadequado de materiais, erros nos dimensionamentos das estruturas e dos elementos constituintes das alvenarias, movimentações térmicas (que a princípio pode ser considerado como um erro no dimensionamento) e, paradoxalmente, podem ocorrer devido à evolução da própria engenharia. Graças à utilização de concretos mais resistentes e de cálculos mais precisos, as estruturas estão ficando mais esbeltas, o que implica em uma menor rigidez dos elementos estruturais, fazendo

com que as movimentações sejam maiores nos panos de alvenarias, ocasionando assim as fissuras.

FIGUEIREDO (2004) afirma também que "o ambiente hoje em dia é mais agressivo que o de décadas atrás, além disso, o aperfeiçoamento de técnicas de dimensionamento mais avançadas e portanto mais econômicas, também interferem negativamente na durabilidade das edificações."

Normalmente, os reflexos das movimentações da estrutura são repassados para a alvenaria, que possui características diferentes das do concreto, tais como módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação térmica, capacidade resistiva ao cisalhamento, dentre outras.

Para que isso não ocorra é fundamental um bom projeto, de forma a minimizar as deformações estruturais, além de adoção de novas técnicas de utilização das alvenarias, fazendo com que a ligação entre a alvenaria e a estrutura absorva melhor as tais movimentações o que pode ser alcançado com a utilização de argamassas mais flexíveis e encunhamentos mais adequados, dentre outras providências.

2.7 Patologias das alvenarias

O campo das patologias da construção civil é extremamente extenso. Entretanto, como o foco deste trabalho é o de recuperação e o reforço de alvenarias de vedação com função estrutural, abranger-se-á somente o foco das principais patologias ocorrentes nas alvenarias.

2.7.1 Fissuração por movimentação térmica

Notoriamente, ao longo do dia a temperatura sobre uma edificação pode variar de forma significativa, e pode se acentuar mais ainda conforme a estação do ano. Esta variação, conforme preceitua os princípios da física, convergido para a fórmula a seguir, implica numa

movimentação da estrutura, que pode ser linear, espacial ou volumétrica, tudo conforme a configuração da peça.

$$\Delta L = L_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

onde,

ΔL = Variação de comprimento em peça linear;

L_0 = Comprimento inicial da peça;

α = Coeficiente de dilatação linear do material;

ΔT = Variação térmica em análise.

Como se pode extrair da fórmula acima, a movimentação térmica está relacionada com a intensidade da variação de temperatura e às propriedades dos materiais.

Normalmente, as peças de concreto estão vinculadas umas às outras, ou seja, as lajes estão unidas às vigas e estas aos pilares, e assim sucessivamente. Logo, quando uma peça tende a iniciar uma dilatação térmica, há uma tendência natural de restrição das outras adjacentes, tentando forçá-la a permanecer estática. Quando isso acontece e a força resultante da dilatação é muito maior que a resistiva, há a tendência de romper os vínculos, e isso acontece na forma de trincas e rachaduras, ocasionando consequentemente o aparecimento das patologias.

A figura 21 é um exemplo de como isso ocorre, ou seja, a laje representada é coberta por um telhado de amianto, indicado na figura 22, o qual, devido à ausência de ventilação, possui picos muito altos de temperaturas durante o dia e temperaturas muito amenas à noite. Esta variação de temperatura impôs à laje uma movimentação térmica cíclica e como a laje está engastada nas vigas, que possuem grande rigidez, o resultado foi o excesso de fissuração, como se pode perceber.

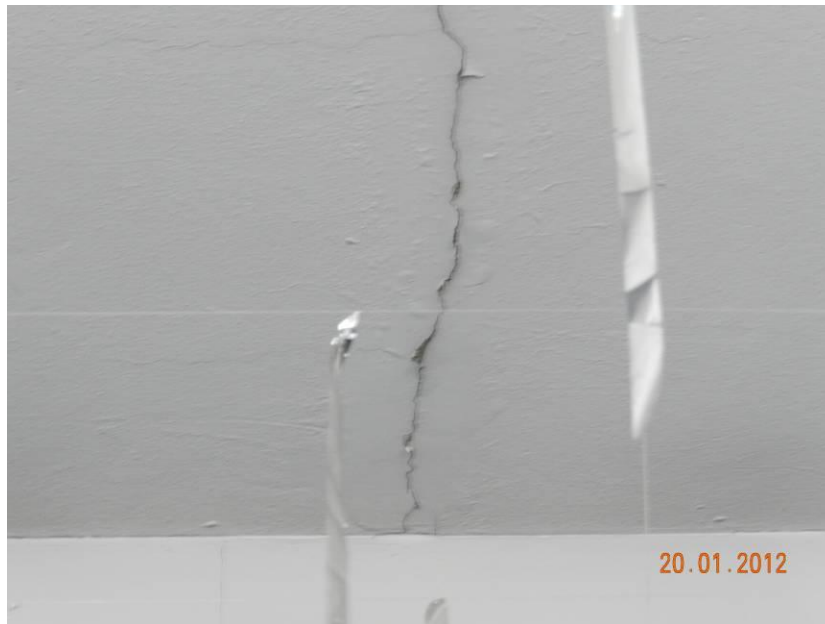


Figura 21 - Trinca em laje ocasionada por dilatação térmica



Figura 22 - Telhado de amianto impondo à laje grande variação térmica

Quando se trata de alvenaria, que possui diferente coeficiente de dilatação térmica em relação ao concreto, o resultado não poderia ser diferente, a não ser a separação e consequentemente o aparecimento de trincas. Segundo THOMAZ (2007), o coeficiente de dilatação térmica linear do concreto é aproximadamente duas vezes maior do que o das alvenarias convencionais.

Levando-se em consideração de que normalmente as lajes de cobertura estão vinculadas às paredes que as sustentam, quando houver incremento térmico, haverá tensões envolvidas (THOMAZ, 2007).

Em geral, essas tensões tendem a não serem suportadas pelas alvenarias e há o rompimento do vínculo, com o aparecimento das fissuras, conforme pode ser visto nas Figuras 23 e 24, cada qual com suas configurações diferentes.



Figura 23 - Trinca no muro resultante de dilatação térmica da laje



Figura 24 - Trinca em forma de escama no muro, resultante de dilatação térmica da laje

THOMAZ (2007) observa a diferença de comportamentos das fissuras nas alvenarias nas diversas situações de incidência de calor. Quando há variação entre a temperatura interna e a externa de um ambiente, que está acrescida de um ΔT , o formato da laje tende a ser remodelado, conforme figura 25 abaixo, ocasionando uma separação da laje em relação à alvenaria.

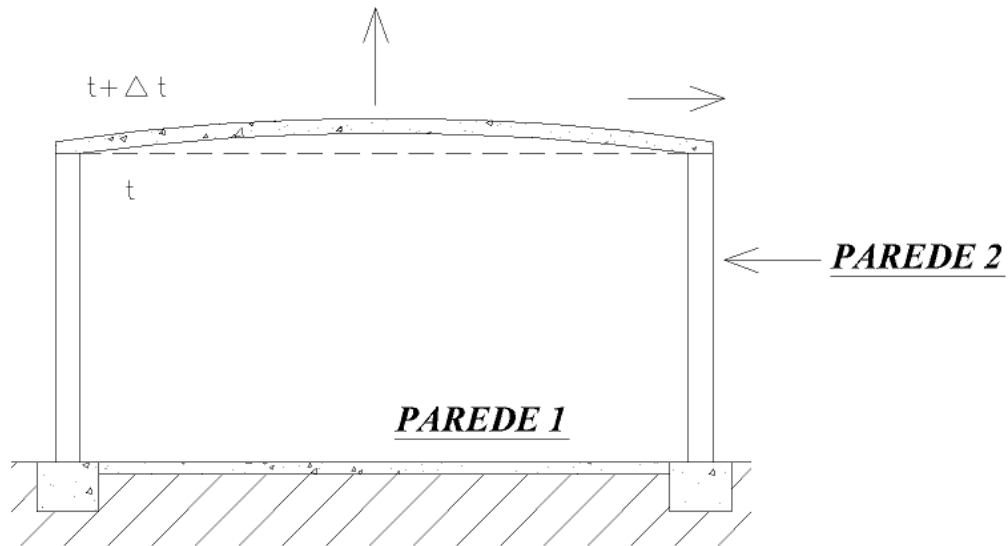


Figura 25 - Movimentação de laje de cobertura devido a gradiente térmico - adaptada de THOMAZ (2007)

Outra configuração possível de trincas, conforme THOMAZ (2007) é a que está demonstrada na figura 26, que indica o modo típico de trinca que aparece na parede paralela ao comprimento da laje, apontando que as direções das trincas estão paralelas às resultantes de tração, indicando desta forma o sentido da peça na movimentação térmica.

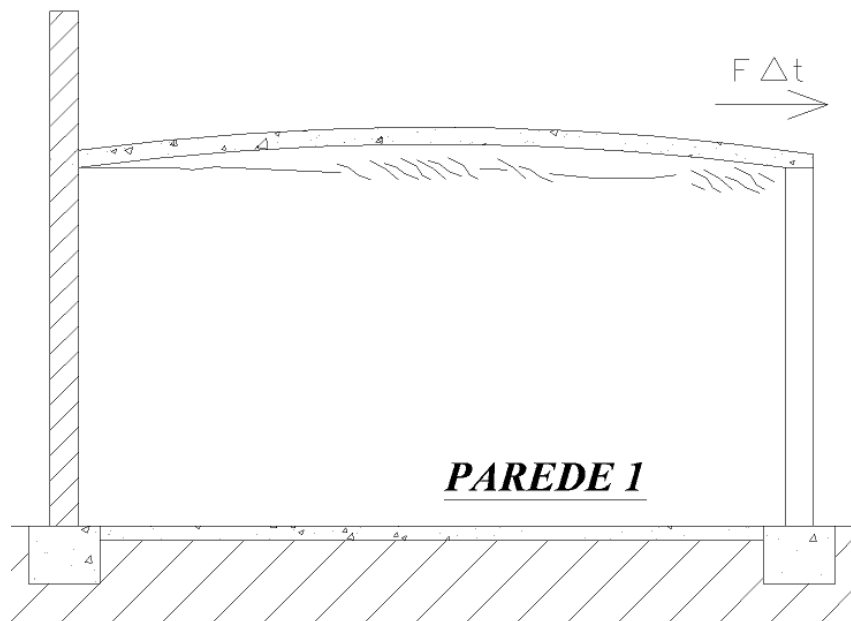


Figura 26 - Movimentação de laje de cobertura cujos sentidos das trincas indicam direção da movimentação - adaptada de THOMAZ (2007)

Em muros de divisa, por serem, geralmente, extensos, as movimentações térmicas são significativas, o que pode induzir ao aparecimento de trincas, em regra, verticais, como as indicadas na figura 27 abaixo. Caso a resistência da argamassa de assentamento do muro seja muito pequena, em relação à resistência à tração do bloco, é possível que a trinca tome a conformação das juntas verticais e de assentamento, conforme indicado na figura 27.

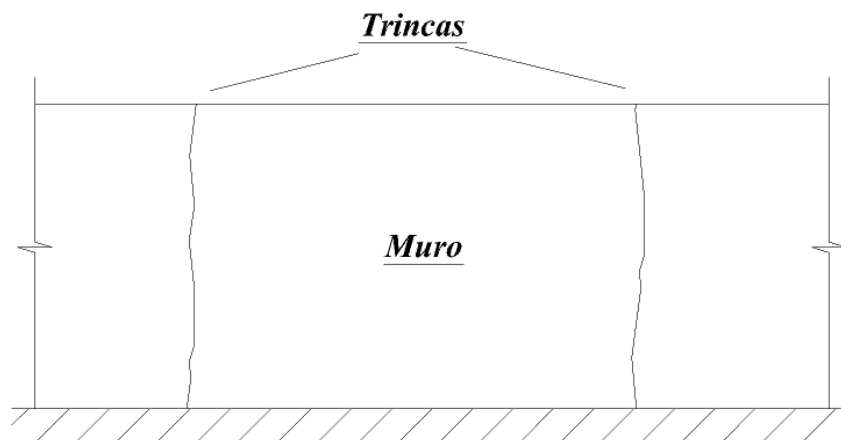


Figura 27 - Formação de trincas verticais em muro de divisa devido à dilatação térmica - Adaptada de THOMAZ (2007)

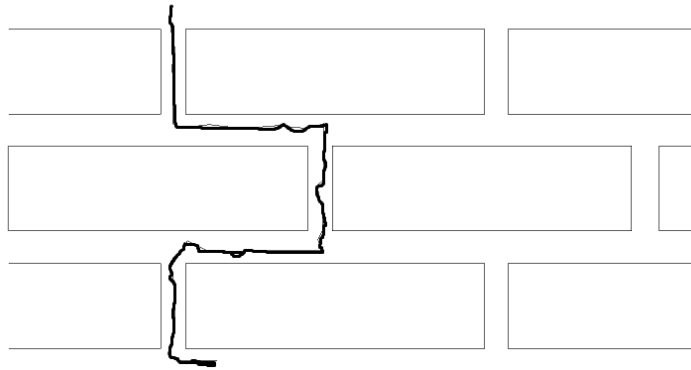


Figura 28 - Conformação de trincas em muro devido à dilatação térmica quando a resistência da argamassa é menor que a do bloco.

Em platibandas, que por sua conformação física se assemelham aos muros, pode-se ter o aparecimento de fissuras verticais, tais quais as apontadas no exemplo anterior. Além disso, devido à ligação com a laje de forro da edificação, que sofre com carga térmica resultante de insolação, a platibanda pode sofrer uma desconexão com aquele elemento estrutural, promovendo uma trinca que na região central assume conformação horizontal e próximo aos limites do prédio, toma a formação inclinada, conforme figura abaixo.

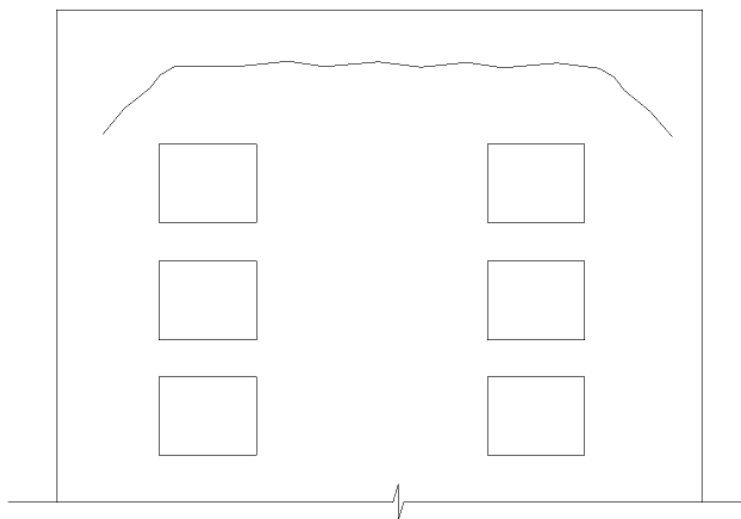


Figura 29 - Trincas inclinadas nas extremidades da platibanda, além de destacamento em relação à laje.

2.7.2 Fissuração por movimentação higroscópica

Em regra, todo material utilizado na construção civil possui porosidade, a qual permite, em casos específicos, a absorção de água para seu interior. Este encharcamento acaba provocando variações dimensionais nos materiais, implicando numa expansão, quando há aumento do teor de umidade e, conseqüentemente, uma contração quando há diminuição da umidade.

Segundo THOMAZ (2007), a umidade nos materiais tem origem nos seguintes meios:

- Umidade resultante do processo produtivo dos componentes;
- Umidade resultante da execução da obra;
- Umidade do ar ou fenômenos meteorológicos;
- Umidade proveniente do solo.

A absorção da umidade pelos materiais depende da porosidade e da capilaridade, sendo que esta última é a que mais influi na variação do teor de umidade.

Após a queima, e ao longo de vários anos, o bloco absorve umidade, causando uma expansão irreversível nas suas dimensões. A maior parte dessa expansão ocorre nos seis primeiros meses, chegando a 50% da que ocorrerá em 5 anos. Quando não houver dados experimentais, pode-se adotar o valor de 0,3 mm (TAUIL 2010).

Conforme THOMAZ (2007), há similaridade nas trincas provocadas por variação de umidade e as provocadas por dilatação térmica, o que poderia trazer alguns transtornos no diagnóstico da patologia.

No caso da análise das trincas por movimentação higroscópica em edificação estruturada em concreto armado, com paredes de vedação que sofreram movimentação higroscópica e que possuem grande rigidez, pode-se ter duas situações:

- Estrutura de grande rigidez na qual os esforços da dilatação da parede são resistidos pelos pilares e vigas, conforme indicado na figura 30:

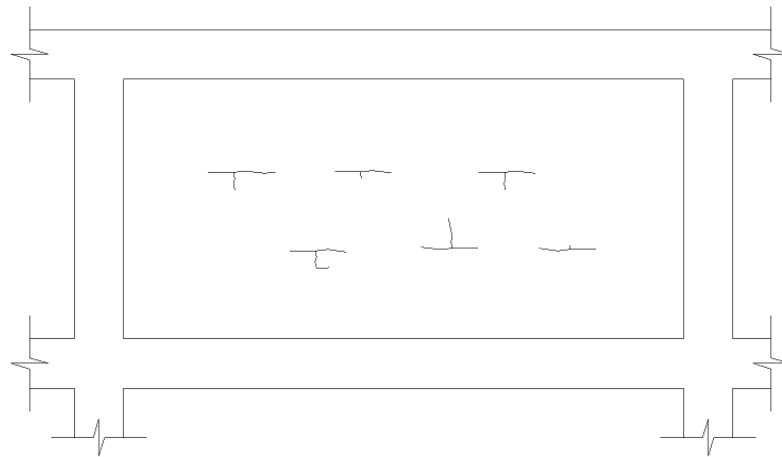


Figura 30 - Trincas provenientes de expansão dos tijolos por movimentação higroscópica - adaptada de THOMAZ (2007)

- Estrutura de pequena rigidez na qual os esforços da dilatação da parede não são resistidos pelos pilares e vigas, conforme indicado na figura 31:

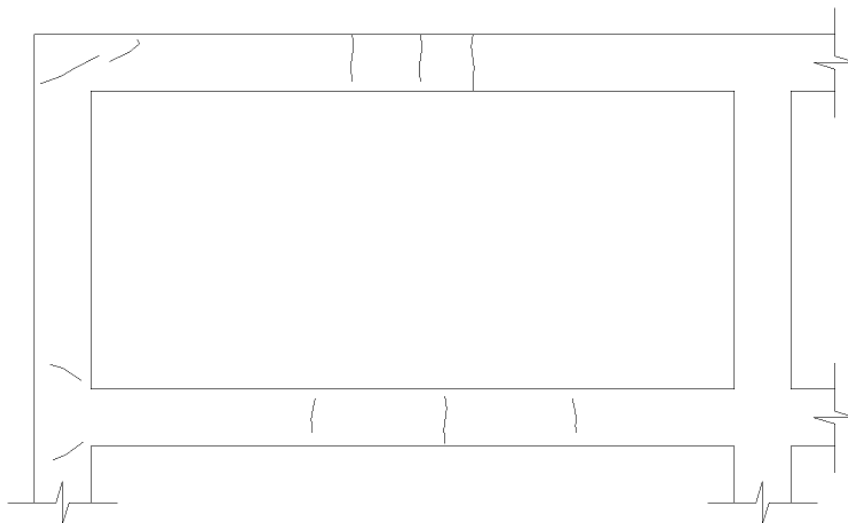


Figura 31 - Trincas na estrutura devido ao esforço de expansão da alvenaria- Adaptada de THOMAZ (2007)

Outra patologia de relevância relacionada à movimentação higroscópica é a que acontece no topo de muros expostos às intempéries e à umidade do solo. A falta de proteção por rufos faz com que a argamassa absorva água, causando movimentação diferencial (THOMAZ 2007)

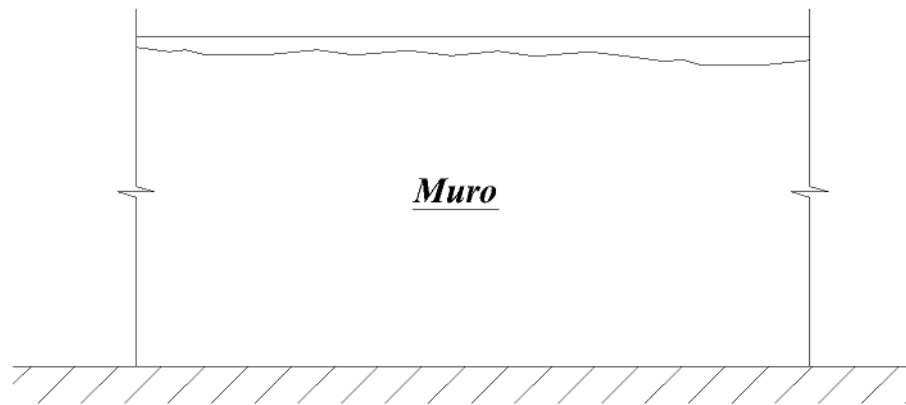


Figura 32 - Trinca característica de absorção de umidade no topo do muro- Adaptada de THOMAZ (2007)

Da mesma forma, tem-se a formação de trincas no pé da alvenaria, devido à dilatação higroscópica de parte da alvenaria inferior, causando movimentação diferencial, com conseqüente formação da patologia.

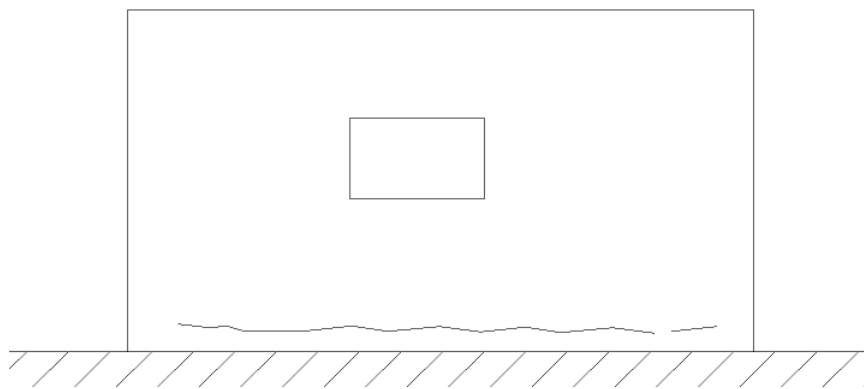


Figura 33 - Trinca na base da alvenaria devido à umidade no solo- Adaptada de THOMAZ (2007)

Essas movimentações higroscópicas podem causar a separação entre os componentes da alvenaria, tais como tijolos e a argamassa de assentamento, causando fissuras, as

quais se tornam aberturas para entrada de água e umidade para o interior da edificação, além de causar o enfraquecimento do elemento construtivo, tal como a parede.

Toda essa situação variará conforme as propriedades higroscópicas dos materiais utilizados na construção, além da intensidade da umidade.

Com a repetição dos ciclos de umedecimento e secagem, com conseqüente expansão e retração dos materiais constituintes das paredes, levando-se em consideração que possuem propriedades físicas diferentes das do reboco, emboço ou outro revestimento, haverá, com o tempo o deslocamento deste revestimento, causando sua perda.

Além da redução do fator de segurança envolvido, resta se falar do fator estético que fica prejudicado, afinal, não se é desejável o convívio com trincas nas paredes, mesmo que sem conseqüências de comprometimento estrutural.

2.7.3 Fissuração em alvenarias causadas por sobrecarga

A grosso modo pode-se dizer que a fissuração em um elemento ocorre quando o esforço sobre ele é maior do que sua capacidade resistiva. Isso acontece, basicamente, em duas situações em que, ou sua resistência é menor do que a esperada ou a carga sobre ela é maior do que a projetada.

A primeira situação, na qual a peça não resiste aos esforços de projeto, pode advir da falha do material ou falha na execução. A segunda pode ocorrer quando há alteração no uso da edificação, o que é bastante comum, principalmente nas adaptações, como é o exemplo de se transformar edificação residencial em comercial, ou industrial.

De qualquer forma, as leis da física não podem ser burladas e isso significa que, em caso de incapacidade de resistência do elemento a uma determinada carga, as conseqüências podem significar a ruína ou apenas o comprometimento da estrutura.

THOMAZ (2007) aponta que, com a ocorrência de trinca em uma estrutura, resultado da ruptura do componente, há uma tendência de redistribuição de tensões ao longo da peça e de seus componentes vizinhos. Isto tem lógica bem arraigada, principalmente quando se

pensa no fluxo de tensões da estrutura global, que tende a descer ao longo desta, buscando os caminhos mais adequados.

Entretanto, logo em seguida, THOMAZ (2007) alerta que esta ideia não pode ser generalizada e indiscriminada, posto que, pela própria natureza dos elementos, pode-se ocorrer a não capacidade de redistribuição do fluxo. Deduz-se daí que esta possa ser uma das causas dos colapsos estruturais.

THOMAZ (2007) afirma também que, no caso de cargas uniformemente distribuídas, como é o caso do modelo usado nos cálculos em alvenaria estrutural, as "tensões unitárias aplicadas no topo da parede chegam a triplicar-se ou mesmo a quadruplicar-se nas proximidades dos cantos superiores da abertura, podendo duplicar-se na região dos cantos inferiores".

Já é notória essa fragilidade nos cantos das aberturas e estas podem ter fator de significância na redistribuição de cargas, como citado acima.

Conforme se pode verificar na figura 34, as tensões aplicadas aos elementos da alvenaria são bem maiores nos cantos, demonstrando o cuidado especial que se deve tomar na execução destas paredes, com a utilização, por exemplo de vergas e contra-vergas.

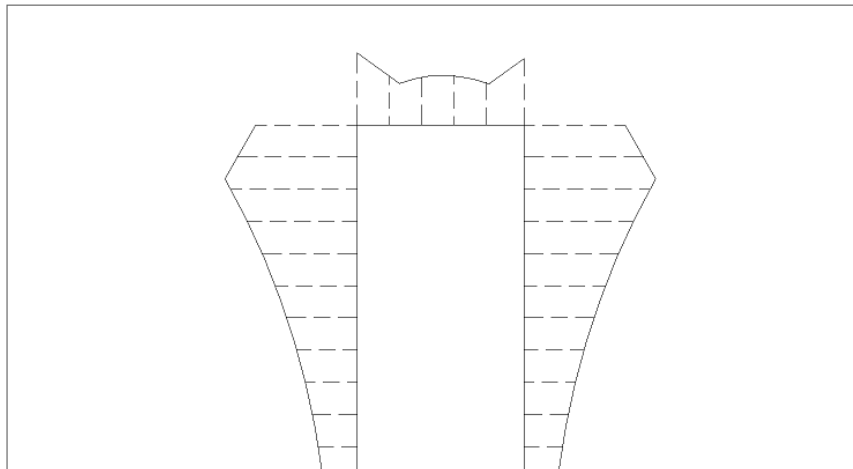


Figura 34 - Curvas de tensão ao longo da porta em alvenaria. Observa-se concentração de tensões nos cantos- Adaptada de THOMAZ (2007)

É justamente essa concentração de tensões nos cantos das aberturas, em alvenarias submetidas a esforços de compressão, que ocorrem um tipo muito comum de patologia na construção, a famosa trinca em 45° nos cantos de janelas e portas. A resultante disso é o aparecimento de trincas conforme indicado na figura 35 a seguir.

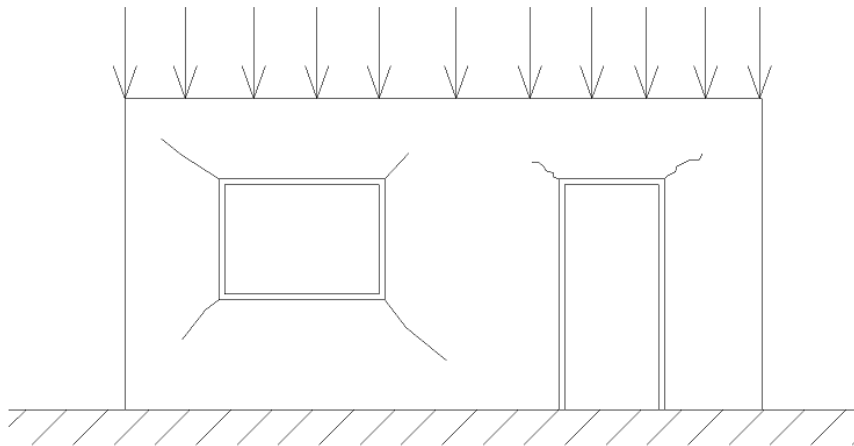


Figura 35 - Fissuras ocasionadas por concentração de tensão nos cantos de aberturas em alvenarias- Adaptada de THOMAZ (2007)



Figura 36 - Fissura no canto da janela ocasionada pela ausência de vergas¹⁶.

¹⁶ Foto disponível em: <http://marcelofariasarquitecto.blogspot.com.br/2011/10/trincas-nas-janelas.html>. Acesso em 23/04/2012.

Na figura 37, percebe-se a execução de vão de janela sem os devidos cuidados de instalação de verga e contra-verga, fadado certamente ao aparecimento de trincas nos cantos.



Figura 37 - Vão de janela sem os devidos cuidados de execução de verga e contra-verga. Acervo próprio.

De acordo com THOMAZ (2007), basicamente há dois tipos característicos de fissuras na alvenaria, devido a sobrecargas.

- a) trincas verticais,
- b) trincas horizontais.

As trincas verticais seriam o tipo mais comum, resultado da deformação da argamassa devido aos esforços de compressão, ou os componentes da flexão (tração/compressão) dos elementos da alvenaria.

Sua configuração típica é a que está demonstrada na figura 38 a seguir.

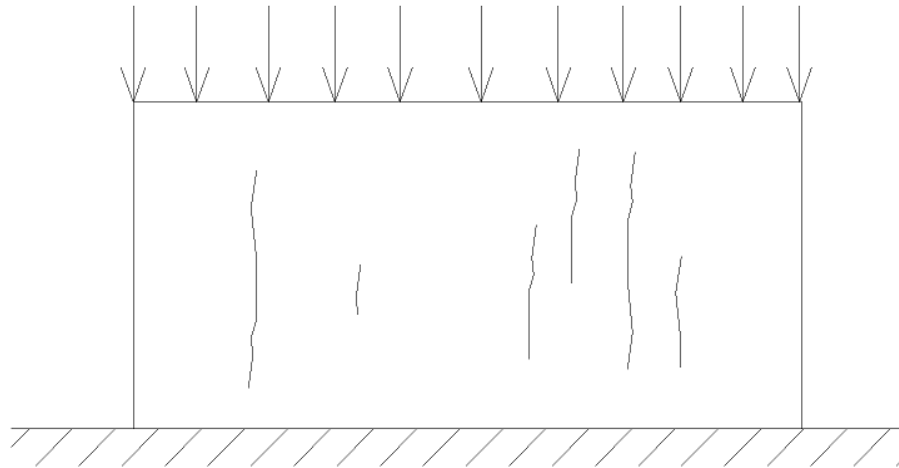


Figura 38 - Formação de trincas na alvenaria devido à carga distribuída no topo - Adaptada de THOMAZ (2007)

Por outro lado, as trincas horizontais provenientes de sobrecarga se devem à ruptura por compressão dos componentes da alvenaria, ou argamassa de assentamento.

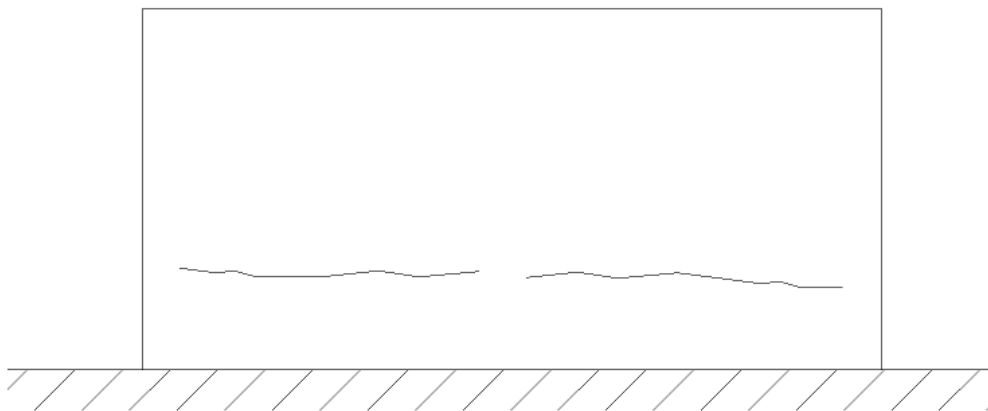


Figura 39 - Formação de trincas na alvenaria na horizontal devido a sobrecarga - Adaptada de THOMAZ (2007)

Além da ruptura da alvenaria por carga distribuída, conforme dito anteriormente, quando há o formato típico das fissuras na alvenaria, a carga concentrada apresenta de forma bem característica a sua configuração de fissuras.

Interessante observar, conforme indicado na figura 40, abaixo, que as fissuras aparecem no sentido do fluxo de carga, dando a entender que ocorreram devido aos esforços de tração resultantes.

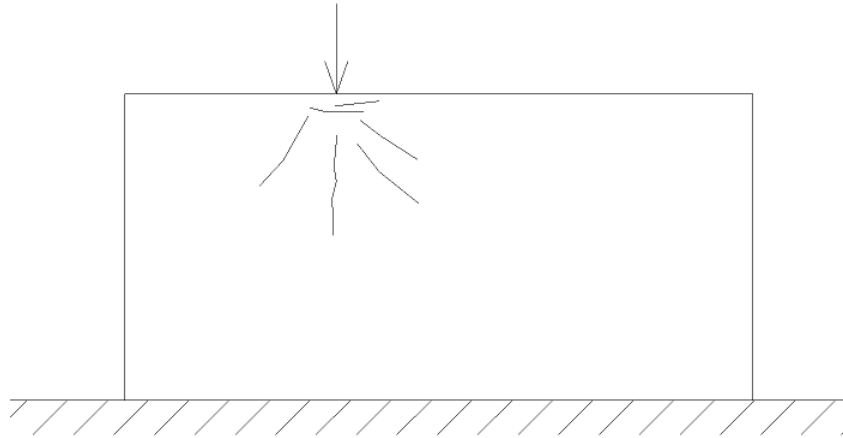


Figura 40 - Formação de trincas devido à ruptura por esforço concentrado na alvenaria - Adaptada de THOMAZ (2007)

2.7.4 Fissuração por recalques de fundação

Solo é definido por ORTIGÃO (2007) como "um aglomerado de partículas provenientes de decomposição da rocha, que podem ser escavados com facilidade, [...], e que são utilizados como material de construção ou de suporte para estruturas" e que está "sujeito a esforços que tendem a comprimi-lo e a cisalhá-lo, provocando deformações e podendo, eventualmente levá-lo à ruptura."

Com isso é possível concluir a respeito da heterogeneidade do solo, a qual pode ser determinada por propriedades adequadas para sua caracterização, como granulometria, índices físicos e outros. Dentre os índices físicos, tem-se o índice de vazios, porosidade, grau de saturação, umidade, pesos específicos, densidade dos grãos, além de outras características, como a variação de camadas e a existência de diversos tipos de solos no mesmo local.

Logo, levando-se em conta essa ampla gama de variáveis, pode-se concluir que os solos estão sujeitos a deformações diferenciadas quando submetidos aos esforços da fundação, podendo com isso ocorrer tensões de tamanha intensidade que impliquem no aparecimento de

trincas na estrutura, o que obriga a elaboração de um bom projeto de fundação com prévia prospecção de sondagem, visando a evitar patologias relacionadas ao solo.

“Como todo material de construção, o solo está sujeito a carregamentos, deformações elásticas e plásticas. Em geral, os solos constituem-se de partículas sólidas entre as quais existem poros de diversos tamanhos preenchidos por ar ou água. Sob a influência das cargas, as partículas sólidas se deslocam provocando a deformação do terreno” (PFEFFERMANN, 1968).

Quando submetido a esforços de compressão, o solo forma abaixo da camada de contato com a fundação uma série de isóbaras de pressão. Estas isóbaras podem ser expostas conforme a figura 41. Dentre elas tem-se a isóbara correspondente a $\Delta\sigma_v/p = 0,10$, que recebe a parcela mais significativa do carregamento, logo, sujeita a deformações. Esta isóbara é chamada de bulbo de pressões (ORTIGÃO, 2007).

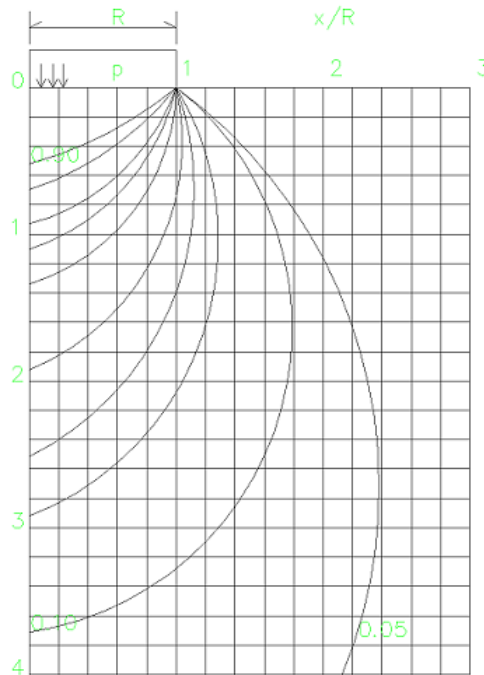


Figura 41 - Ábaco para determinação de acréscimo de tensões devido a carregamento circular no solo

Normalmente a profundidade atingida pelo bulbo de pressões é proporcional à largura ou diâmetro do carregamento. Essa proporcionalidade, em geral é a do dobro do comprimento do carregamento, ou seja, sendo B, o comprimento, será de 2B a profundidade do bulbo (ORTIGÃO, 2007).

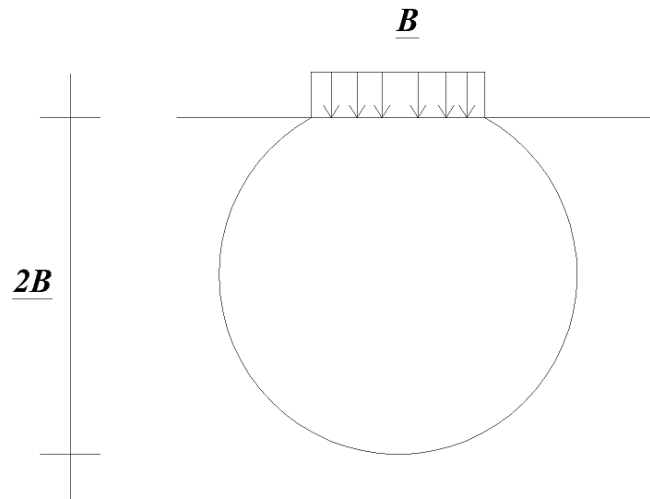


Figura 42 - Isóbara relativa ao bulbo de pressão em solo.

ORTIGÃO (2007) ressalta que, se esse bulbo atingir camadas de solo compressíveis, haverá a sujeição de recalques, e que podem ser significativos conforme o tipo do solo.

Em solos com características heterogêneas, têm-se diversas formas de recalque, o que, conseqüentemente, pode induzir a diversas formas de aparecimento de trincas.

O caso a seguir indica quando se tem formação de solo lindeira à existência de um maciço rochoso. Como o solo é compressível e a rocha se mantém estável, conseqüentemente há o aparecimento de trincas, resultantes da acomodação do terreno.

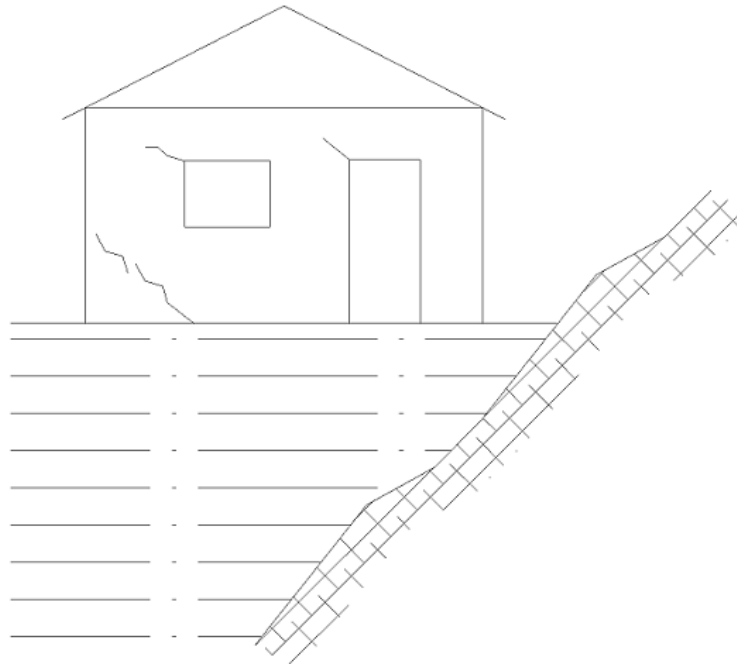


Figura 43 - Formação de fissuras devido a recalque diferenciado pela presença de solos distintos - Adaptada de THOMAZ (2007).



Figura 44 - Formação de fissuras devido a recalque diferencial¹⁷.

¹⁷ Foto disponível em: <http://www.geodactha.com.br/obras/ricardopassarella1.htm>. Acesso em 05/04/2012.



Figura 45 - Formação de rachaduras devido a recalque diferencial de fundação.¹⁸

2.7.5 Fissuração da alvenaria devido à retração de elementos estruturais

Dependendo das circunstâncias de execução de estrutura de concreto armado, para se obter uma trabalhabilidade adequada na confecção das peças se faz necessária a inserção de mais água do que a realmente suficiente para a hidratação do cimento. E isso vem acentuar o fenômeno da retração. THOMAZ (2007)

Além disso, devido à configuração estrutural da edificação, uma peça em fase de retração pode impor o aparecimento de esforços extras na estrutura, a qual pode não estar preparada para tal, principalmente pelo fato de que o concreto fresco não resiste de maneira satisfatória a esses esforços.

Na prática, a retração significa o encurtamento da peça, fazendo com que haja deslocamentos de pontos específicos em relação ao restante da estrutura. Em lajes, por exemplo,

¹⁸ Edifício localizado no bairro Buritis, na capital mineira. Foto disponível em: http://www.consultoriaeanalise.com/2011_10_01_archive.html. Acesso em 23/04/2012.

o resultado de sua retração pode aparecer na forma de trinca, indicando o seu descolamento em relação à alvenaria, como mostrado a seguir.

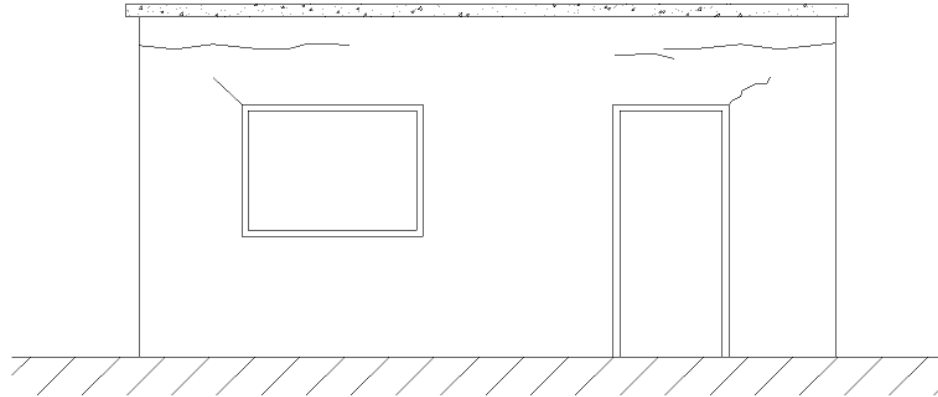


Figura 46 - Trincas decorrentes da retração da laje. Adaptada de THOMAZ (2007)



Figura 47 - Trinca (realçada digitalmente) indicando retração de laje, que foi executada posteriormente - Acervo próprio.

2.8 Técnicas de construção inadequadas com blocos de vedação

A patologia da edificação já é algo antigo e estudado desde os primórdios e está relacionada diretamente com a qualidade da construção. A ciência do estudo das patologias na construção tem se desenvolvido devido à grande preocupação em criar técnicas adequadas para reverter este quadro, ou seja, elaborar formas de terapia (OLIVEIRA, 2001).

Em geral, a patologia em edificação ocorre quando há erro de projeto, má utilização da edificação, má execução ou o uso de técnicas inadequadas e sem respaldo em normas atualizadas (THOMAZ, 2007)

Infelizmente, tem sido muito comum a execução de obras de construção sem o acompanhamento de profissional técnico adequado ou, o que é pior, profissionais que adotam técnicas não consagradas, baseando-se apenas em sua experiência.

OLIVEIRA (2001) destaca que há um quadro no qual existem muitas edificações em processo de deterioração e que isso ocorre porque os "os processos de reabilitação apresentam, em sua maioria, um caráter artesanal, pois cada problema enfrentado tem características próprias".

Obviamente, com uma gama extensa de problemas patológicos, ressaltando a baixa experiência dos profissionais para lidar com isso, o improvisado passa a ser a ferramenta mais comum na recuperação.

Não há estatística perfeita acerca dos problemas nas construções de alvenaria no Brasil, mas, com certeza, se fosse feito estudo mais acurado, certamente teria-se um quadro extenso de situações de deterioração. Muitos desses problemas poderiam ser resolvidos com materiais, técnicas, procedimentos e normas adequadas (OLIVEIRA, 2001).

Uma técnica construtiva inadequada que vem se disseminando de forma progressiva é a execução de pequenas edificações utilizando-se o bloco cerâmico de vedação com funções de alvenaria estrutural.

Abaixo, têm-se exemplos de uma construções que utilizam blocos cerâmicos de vedação recebendo cargas das lajes. Não há construção de vergas e nem contravergas.



Figura 48 - Edificação utilizando bloco cerâmico de vedação como elemento estrutural.



Figura 49 - Outro exemplo de edificação utilizando bloco cerâmico de vedação como elemento estrutural.

Neste caso, certamente, após alguns anos de utilização, haverá o aparecimento de patologias, como trincas nos cantos das janelas e em vãos diversos, além de outras. É possível também que haja movimentação térmica da laje, com conseqüente fissuração na alvenaria, já que pela conformação da platibanda, provavelmente não haverá telhado, ou este será de telhas de amianto, o que concentrará calor ao longo do dia, favorecendo a dilatação da laje.



Figura 50 - Construção utilizando tijolo maciço como elemento de alvenaria estrutural. Acervo próprio.

O exemplo da Figura 50 destaca uma casa que terá dois pavimentos. Equivocadamente, o construtor considera que o tijolo maciço, pela sua aparência mais sólida, teria mais resistência que o tijolo furado, o que é um erro por si só. A própria norma da ABNT 7170:1983 estabelece um valor mínimo de 1,5 MPa para o tijolo maciço, ou seja, valor mínimo idêntico ao que a NBR 15270-2:2005 estabelece para o bloco cerâmico de vedação. Entretanto, por uma questão executiva, os critérios de produção do tijolo maciço têm sido mais rudimentares, o que induz a pensar que não há controle regular em sua produção, de forma a garantir a resistência mínima.

Além disso, da mesma forma que o exemplo anterior, esta casa não possui vergas e contravergas. Foi usada, no assentamento da fiada superior à janela, uma argamassa mais rica em cimento, com a colocação de uma barra de aço de 5 mm² de seção, o que certamente não impedirá o aparecimento de trincas nos cantos dos vãos.

A utilização do bloco de vedação como bloco estrutural tem respaldo no empirismo dos leigos, ou seja, o indivíduo realiza, a princípio, uma casa de apenas um pavimento com os blocos e, por sorte, a estrutura não entra em colapso; posteriormente, acrescenta mais um pavimento e também não observa patologias imediatas, logo, sente que pode ousar mais e isso acaba por desenvolver um *modus operandi*, sem nenhum fundamento em normas técnicas pertinentes.

O resultado é o que pode ser demonstrado na execução do edifício mostrado na figura 51, localizado na cidade de Recife. Utilizando bloco cerâmico de vedação, quando deveria utilizar blocos estruturais, a edificação ruiu por motivos óbvios, já que a capacidade resistiva deste elemento está muito aquém daquela norteadas pelas normas próprias.



Figura 51 - Ruína de edificação devido ao uso de bloco cerâmico de vedação com função estrutural: Revista Técnica¹⁹

¹⁹

Disponível em <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/115/artigo32978-.asp>

2.9 Técnicas possíveis de recuperação de alvenaria

OLIVEIRA (2001) ressalta que a melhor maneira de evitar problemas construtivos é o dimensionamento e execução corretos. Entretanto, quando esses dois pontos não são observados, resta a recuperação, o reforço ou a demolição.

Obviamente, em qualquer recuperação ou reforma, é sempre interessante aliar a melhor técnica com o menor custo. Para tal, vários estudos vêm embasar a escolha do executor, de forma que o custo não seja empecilho para a execução do serviço, já que, às vezes, a não execução da intervenção pode implicar até na ruína da edificação, incorrendo em risco dos ocupantes do imóvel.

THOMAZ (2007) é categórico ao afirmar que a alvenaria é o componente mais sujeito à fissuração em uma edificação e, conseqüentemente, é o que mais sofre intervenção objetivando sua recuperação.

De qualquer forma, é importante uma análise estrutural acurada com o objetivo de determinar a melhor técnica a ser utilizada. Neste sentido, é necessária a verificação se a trinca já se encontra acomodada ou se ainda continua "viva", significando que está em fase de estabilização, ou se trata de uma trinca cíclica, que abre e fecha conforme as condições de tempo, utilização etc. Esses sinais ajudam a esclarecer o melhor método de recomposição e correção.

2.9.1 Uso de armação e telas na argamassa e na alvenaria

A argamassa armada é um dos recursos que têm sido amplamente utilizados como material de reparo e reforço nas estruturas de concreto armado ou de alvenaria.

Nesse sentido, THOMAZ (2007) sugere a utilização de tela metálica, inserida no revestimento, como forma de reforçar a conexão entre a parede e o elemento estrutural.



Figura 52 - Revestimento usando tela com o objetivo de reforçar a conexão entre parede e pilar. ²⁰

A alvenaria tem boa resistência à compressão, mas não aceita muito bem o cisalhamento e a tração, o que deixa a entender que combater os esforços de tração resultantes, utilizando telas e aço, seria a melhor forma de reforçá-la ou recuperá-la (OLIVEIRA, 2001).

OLIVEIRA (2001) também afirma que a argamassa armada vem sendo utilizada como forma de reforço e recuperação das alvenarias e que sua utilização traz resultados bastante positivos de incremento de resistência, ductilidade e durabilidade.

No caso de trincas "vivas" a solução seria adotar materiais flexíveis, como elastômeros objetivando selar os espaços. Já no caso de trincas "mortas" a solução seria utilizar resinas do tipo epóxi. Para paredes estruturais com trincas, uma das soluções seria chumbar armaduras com argamassa rica em cimento, perpendicularmente às patologias.

O atirantamento também é indicado como solução para recuperação de alvenaria estrutural. THOMAZ (2007) aconselha sua indicação em casos mais extremos,

²⁰ Foto disponível em: <http://images.search.conduit.com/ImagePreview/?q=tela%20alvenaria%20pilar&ctid=CT2851643&searchsource=1&start=0&pos=1>. Acesso em 05/04/2012

conforme figura, onde o rosqueamento de porcas faz a protensão da peça, ajudando a alvenaria a combater os esforços de tração.

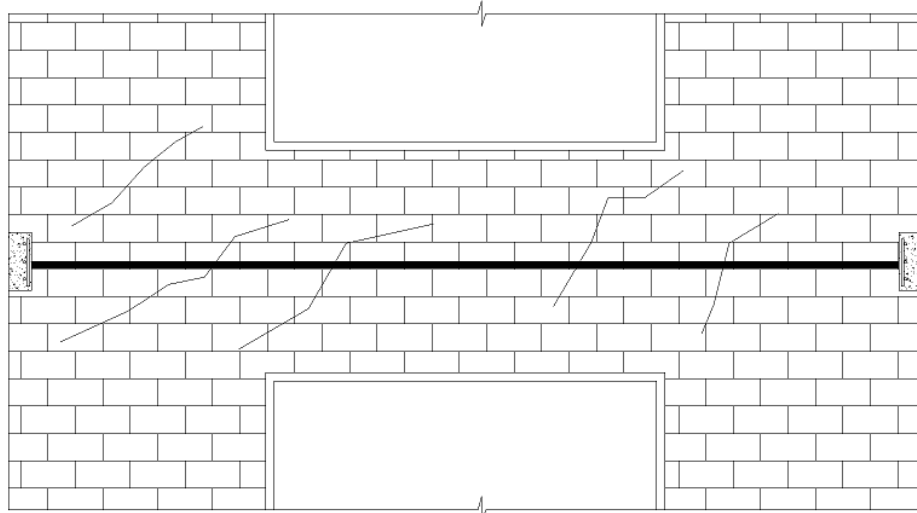


Figura 53 - Reforço de alvenaria estrutural com tirante de aço. Adaptada de THOMAZ

HANAI (1992) lembra que a durabilidade das construções armadas é diretamente proporcional à proteção da armadura. Como é a argamassa que protege a armadura contra corrosão, já que o hidróxido de cálcio propicia um meio altamente alcalino, com pH por volta de 12,6, passivando desta forma a armadura, na recuperação e reforço de alvenaria, usando argamassa armada, o cuidado com o cobrimento e proteção da armadura é fundamental.

Além disso, o hidróxido de cálcio pode reagir com o gás carbônico (CO_2) resultando em carbonato de cálcio com pH por volta de 9,4, alterando assim a estabilidade química, despassivando a armadura. Situação que requer cuidados especiais de proteção ao interior da argamassa de revestimento.

Logo, como a carbonatação, que ocorre ao longo do tempo, depende do cobrimento até começar a despassivar a armadura, a porosidade da argamassa é algo que deve ser analisado. Obviamente, na argamassa de revestimento esta porosidade se apresenta maior do que no concreto, devido às próprias características físicas e composição de cada um. Com isso, preocupa a utilização de tela a longo prazo, haja vista a durabilidade devido à despassivação da armadura. OLIVEIRA (2001) recomenda a utilização de aditivos impermeabilizantes na confecção da argamassa com o objetivo de sanear esse problema.

De qualquer forma, estudos apontam como sendo positiva a utilização da armadura em alvenarias estruturais. REINHOR & PRAWEL (1991) *apud* OLIVEIRA (2001) informam que encontraram resultados positivos em trabalhos realizados com alvenarias de tijolo cerâmico. Segundo eles, as paredes revestidas ganharam resistência e ductilidade. Acrescentam também que o comportamento de ruptura mudou quando os modelos eram submetidos à compressão, pois no rompimento havia separação das placas de revestimento da alvenaria.

SINGH et al. (1988) *apud* OLIVEIRA (2001) informam que nos ensaios realizados, quando algumas colunas foram envoltas com argamassa armada, observaram, "como era esperado, que a carga de ruptura foi mais baixa para as colunas não revestidas e mais alta (mais que o dobro) para as colunas revestidas com argamassa armada com traço de 1:2".

Dos resultados de SINGH et al. (1988), extrai-se o seguinte:

- "O encamisamento de colunas de alvenaria com argamassa armada pode aumentar mais que o dobro da carga de ruptura;
- Uma ruptura prematura pode ocorrer se a malha não envolver adequadamente as colunas e a argamassa não penetrar entre as aberturas para proporcionar aderência entre os componentes;
- A ruptura ocorre com a expansão lateral das colunas, com conseqüente colapso do encamisamento."

CAVALHEIRO & MULLER (1991), baseados na informação de que os blocos comuns de vedação têm sido usados em prédios de baixa altura, analisam o efeito do revestimento nos esforços de compressão axial. Na conclusão de seus ensaios, citando análise de OLIVEIRA (2001), verificaram que, nas paredes não revestidas, a fissuração se iniciava, normalmente, a partir de um furo em direção ao vinco lateral mais próximo.

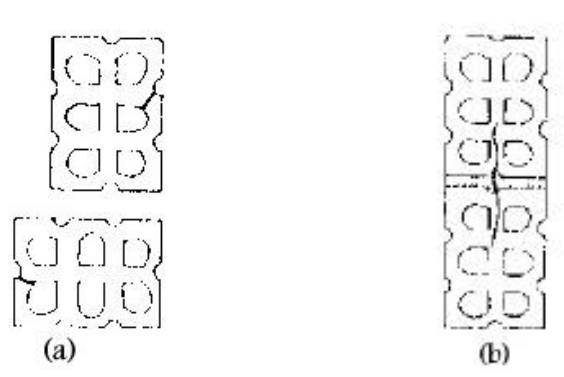


Figura 54 - Formação de trincas nas alvenarias não revestidas. Extraída de CAVALHEIRO & MULLER (1991)

No caso das paredes revestidas, houve descolamento do revestimento, seguindo o formato abaixo:

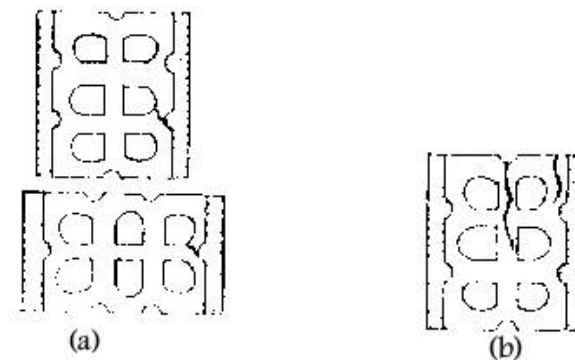


Figura 55 - Formação de trincas nas alvenarias revestidas. Extraída de CAVALHEIRO & MULLER (1991)

A figura 56 foi extraída do estudo de OLIVEIRA (2001) e mostra a instalação de tela em uma parede de blocos de concreto armado, antes de ser rebocada.



Figura 56 - Utilização de tela com o objetivo de reforçar o reboco da parede. Extraído de OLIVEIRA (2001).²¹



Figura 57 - Fissuras após ensaio. A foto da esquerda indica a parede sem revestimento e a da direita a parede com argamassa armada. Extraído de OLIVEIRA (2001).

²¹ Foto extraída da tese de doutorado de Oliveira, Fabiana Lopes de. **Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada.** São Carlos, 2001.

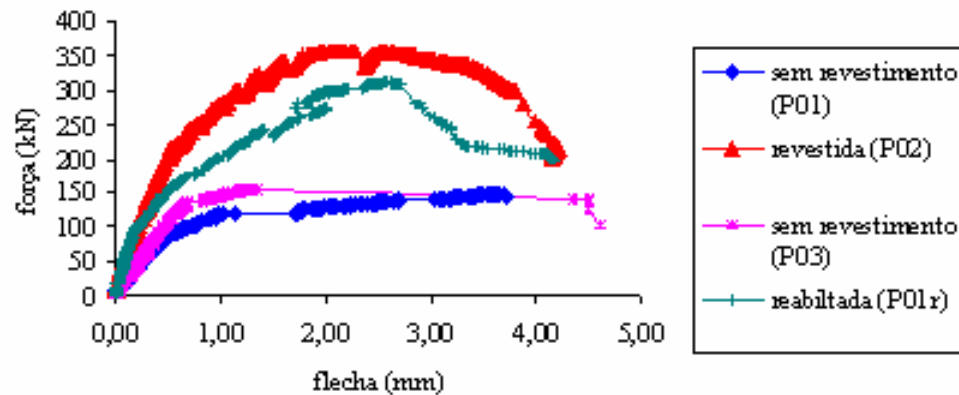


Figura 58- Gráfico representando os ensaios realizados por OLIVEIRA (2001).

Do gráfico extrai-se que a parede revestida alcançou uma capacidade de resistência à compressão muito superior à da parede sem revestimento. Não obstante isso, a parede reabilitada, ou seja, que sofreu esforços até adquirir pequenas fissuras e posteriormente foi revestida, também apresentou grande capacidade de carga, revelando a excelente recuperação agregada pelo revestimento.

Da conclusão dos trabalhos de OLIVEIRA (2001) extrai-se que "tanto as referências bibliográficas como os resultados desta pesquisa demonstram que o revestimento das paredes, de modo geral, aumenta a sua capacidade resistente e a sua rigidez, podendo, em determinadas condições, melhorar a sua ductilidade. Portanto, pode-se afirmar que a técnica em análise tem condições de ser aplicada tanto na reabilitação de paredes e outros elementos de alvenaria [...] e na execução de elementos com propriedades especiais de desempenho".

2.9.2 Uso de fibras no reforço e recuperação da alvenaria

EHSANI & SAADATMANESH (2005) utilizaram fibras com o objetivo de reforçar paredes, túneis e outras construções diversas. A metodologia usada é a aplicação de telas de fibras, com a aplicação posterior de uma camada de epóxi.

A metodologia não será discutida neste trabalho, já que o objetivo é expor as possibilidades de reforço utilizando materiais resistivos agregados à alvenaria.

De qualquer forma, em seus trabalhos, concluíram serem eficazes os reforços utilizando fibras.



Figura 59 - Recuperação de ala do Medical Center, Tucson, Arizona, com a utilização de fibras e epóxi. Extraído de ESHANI (2005)

2.9.3 Paredes revestidas com argamassa simples

MOTA (2006) explica que a construção utilizando alvenaria estrutural teve início na década de 1970 e que foi realizada sem critérios normativos regulamentares, utilizando blocos de vedação assentados na horizontal, com funções estruturais. Afirma que o risco de colapso é de 1:500. Logo, informa que cálculos comprovam que essas construções não atendem aos critérios mínimos de segurança, considerando a resistência da alvenaria. Como existem centenas de edificações nessas condições que não foram a colapso, MOTA (2006) questiona quais outros fatores estariam influenciando na capacidade resistiva da alvenaria. Por meio de seus ensaios concluiu que a argamassa de revestimento tem influência significativa na estabilidade dos prédios, dada a capacidade de incrementar a resistência aos esforços axiais.

A primeiro plano, é razoável pensar que a simples aplicação de revestimento, como o reboco ou o emboço, ajuda a incrementar a capacidade da parede, já que há um aumento

da área atuante, além do incremento da inércia da parede, muito importante nos cálculos de resistência aos esforços horizontais.

Partindo deste princípio, MOTA (2006) realizou diversos ensaios com miniparedes revestidas de argamassa, utilizando traços diversos, conforme apresentado nas ilustrações a seguir:



Figura 60 - Ensaio de compressão axial de miniparede, rebocada com espessura de 2 cm. Extraído de MOTA (2006)



Figura 61 - Ensaio de compressão axial de miniparede, rebocada com espessura de 3 cm. Extraído de MOTA (2006)

Percebe-se, após análise das fotos, que o rompimento das paredinhas se deu devido à ruptura dos septos internos e que o revestimento rompeu por flambagem.

Dos ensaios, MOTA (2006) concluiu que:

- Os prismas chapiscados tiveram ruptura brusca;
- Quanto maior o revestimento, maior o incremento de resistência na parede;
- Quanto menor a resistência dos blocos, maior a influência da argamassa na resistência da parede;
- Durante todos os ensaios houve aderência adequada entre os blocos e a argamassa de revestimento.

2.10 Resistência dos materiais

Segundo HIBBELER (2004), os materiais que apresentem pouco ou nenhum escoamento são denominados de frágeis. Tais materiais, fazendo-se uma comparação com seu comportamento sob tração, possuem resistência axial à compressão muito maior.

O concreto e a cerâmica, materiais que em regra compõem os blocos utilizados em alvenarias, sejam de vedação ou estruturais, possuem esta característica citada, a da fragilidade. Ou seja, possuem uma resistência à compressão proporcionalmente maior do que à tração.

HIBBELER (2004) afirma também que, caso o material seja dúctil, normalmente ocorre falha em forma de escoamento; se o material for frágil, ocorrerá ruptura brusca. Esse modo de falha serve apenas para os estados de tensão uniaxial, o que se aplica às alvenarias submetidas a tensão simples. Caso esteja submetido a tensões biaxiais ou triaxiais, o critério para se definir o perfil da falha já se torna mais complexo.

Para os materiais frágeis, aplica-se a Teoria da Tensão Normal Máxima, que significa que a fratura ocorre subitamente e devido à tensão de compressão máxima.

Como nos materiais frágeis, em regra, as propriedades de tração e compressão são diferentes, utiliza-se em sua análise um critério baseado no círculo de Mohr para prever a falha do material.

Em relação ao estado plano de tensões, pode-se dizer que um ponto é representado pela combinação de dois componentes de tensão normal σ_x e σ_y , além de um componente de tensão de cisalhamento, τ_{xy} , que atua sobre as quatro faces do elemento.

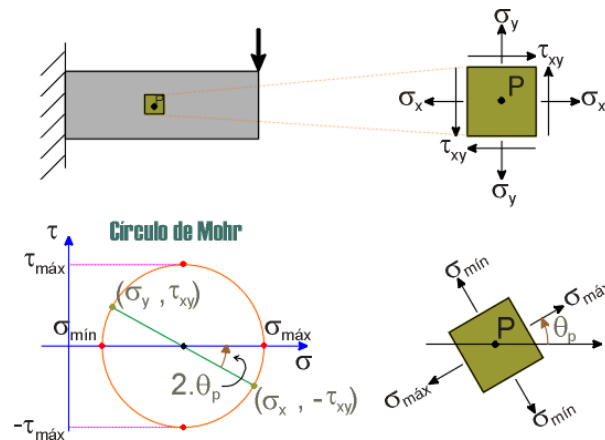


Figura 62 - Estado plano de tensões.²²

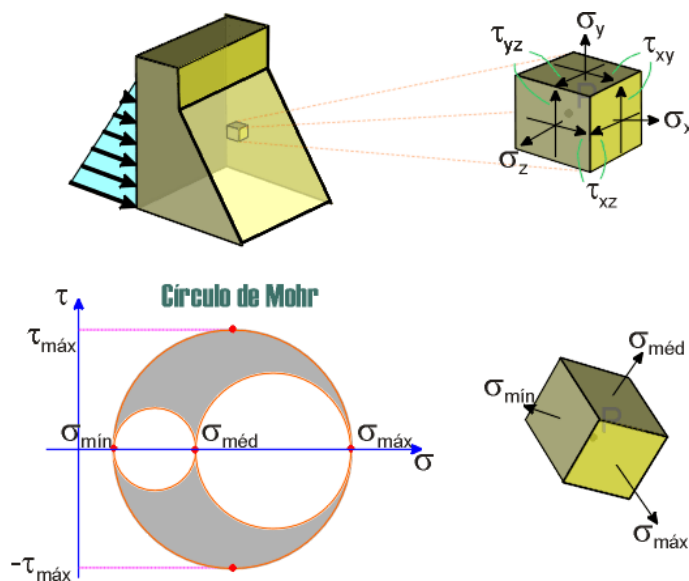


Figura 63 - Estado tridimensional de tensões.²³

²² Figura extraída de: <http://vsites.unb.br/ft/enc/pagdisc/mecsol3/aulas/crirup/crirup1.htm>. Acesso em 24/04/2012.

A resistência à compressão da alvenaria depende principalmente do tipo de bloco, da seção transversal, da esbeltez e de eventuais excentricidades de carregamento, e menos ainda da resistência da argamassa. Como o teste de resistência ideal, que é a compressão em parede em escala real, é muito complicado e caro, utiliza-se em regra, o prisma, de acordo com a NBR 15.812:2010. (PARSEKIAN, 2010)

O confinamento da argamassa pelos blocos é o que define a forma da ruptura do prisma, devido ao surgimento de tensões de tração lateral na junta. Em um corpo de prova, o material está livre para se deformar lateralmente, devido ao coeficiente de Poisson. Considerando a diferença deste coeficiente, tanto no bloco, quanto na argamassa, a deformação na argamassa tende a ser maior do que a do bloco. Como o bloco tende a confinar essa deformação lateral, há nele um esforço na horizontal, o que determina o formato de sua ruptura. Logo, conclui-se que, em um carregamento vertical, o bloco se rompe por tração lateral. (PARSEKIAN, 2010)

Com isso, pode-se afirmar que é salutar que a argamassa tenha resistência inferior à dos blocos na proporção de 70% deste, permitindo acomodações e deformações. (PARSEKIAN, 2010)

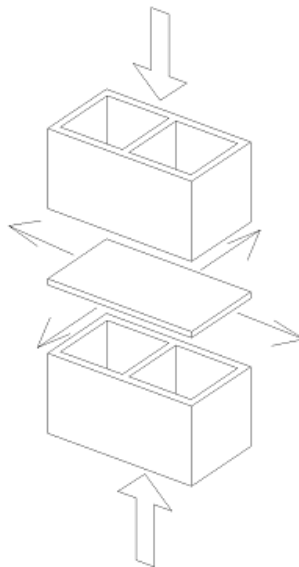


Figura 64 - Demonstrativo da resultante de tração na argamassa quando os blocos estão submetidos à compressão.

²³ Figura extraída de: <http://vsites.unb.br/ft/enc/pagdisc/mecsol3/aulas/crirup/crirup1.htm>. Acesso em 24/04/2012.

2.10.1 Resistência à compressão - Características e Dimensionamento

De uma forma geral, quando se trata de alvenaria estrutural, a resistência à compressão é o parâmetro mais importante a ser levado em conta no dimensionamento. RAMALHO & CORRÊA (2003)

Obviamente, a resistência à compressão da alvenaria está diretamente ligada à de seus componentes e, dentre eles, o bloco é o que mais tem influência, a qual é caracterizada pela "eficiência", que quer significar a relação entre a resistência da parede e a resistência do bloco que a compõe.

$$\eta = \frac{f_{\text{par}}}{f_b}$$

Onde:

f_{par} = resistência da parede;

f_b = resistência do bloco.

Essa eficiência é variável, conforme determinadas características físicas dos blocos. Considerando-se os blocos vazados de concreto ou cerâmicos adotados no Brasil, pode-se aduzir os seguintes valores de eficiência médio:

Bloco de concreto: 0,40 a 0,60

Bloco cerâmico: 0,20 a 0,50

RAMALHO E CORRÊA (2003) alertam para dois fatores que influenciam a resistência à compressão no que diz respeito à argamassa: espessura da junta horizontal e resistência à compressão.

Explicam que a junta não pode ser muito estreita de modo a evitar que os blocos acabem se tocando, o que acabaria criando um ponto de concentração de tensões nos blocos, nem

podem ser muito grandes, pois o confinamento criado pela pouca espessura é o que permite que seja pouco suscetível à ruptura.

Afirmam também que a resistência à compressão da argamassa não influi de forma significativa na resistência à compressão da parede e que só teria implicações negativas se sua resistência característica estivesse menor de 30% a 40% do que a do bloco.

Quanto à armadura, RAMALHO E CORRÊA (2003) esclarecem que o aço é pouco aproveitado na resistência à compressão já que a tensão fica normalmente abaixo da tensão de escoamento do material. Logo, deduz-se que da relação custo x benefício não se é adequado utilizar armadura para melhorar a capacidade de resistência à compressão.

RAMALHO E CORRÊA (2003) expõem que é possível encontrar uma estimativa de resistência das paredes por meio da resistência dos prismas.

A título de esclarecimento, prismas são elementos obtidos sobrepondo-se dois ou três blocos, assentados sobre argamassa.

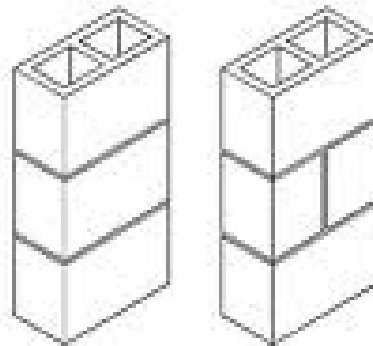


Figura 65 - Prismas

Obviamente, a utilização de prismas objetivando estimar a resistência de paredes é um grande facilitador tendo em vista suas dimensões e praticidade nos ensaios, já que a realização dos ensaios de paredes em tamanho natural requer maior mão de obra e equipamentos mais robustos.

Notadamente, da mesma forma que há a o coeficiente de "eficiência" da parede e do bloco, é possível representar tal coeficiente entre o prisma e a parede, da forma abaixo:

$$\eta = \frac{f_p}{f_b}$$

Onde,

f_p = resistência da prisma;

f_b = resistência do bloco.

Os valores deste coeficiente têm variado de 0,5 a 0,9 para os blocos de concreto e 0,3 a 0,6 para os blocos cerâmicos. RAMALHO E CORRÊA (2003)

Mantendo-se o mesmo princípio, há também a relação entre a resistência da parede e a resistência do prisma. Esta, de fundamental importância haja vista que, normalmente, em projeto, o resultado final do calculista é a resistência do prisma e não a do bloco, como se poderia imaginar.

Historicamente surgiram alguns modelos teóricos de ruptura, os quais devem ser analisados para fins de fundamentação deste estudo.

Segundo GALLEGOS *apud* (1989) RAMALHO E CORRÊA, Paul Haller realizou em 1959 estudos baseados em análise elástica do sistema bloco-argamassa. Entretanto os resultados foram discrepantes da realidade, quando as resistências dos prismas resultaram até maiores do que a dos blocos, o que se sabe, não é verdade.

Muller (1984) e Francis et al. (1971), também baseados no comportamento elástico dos componentes tijolo e argamassa, elaboraram um modelo teórico para a ruptura de prismas. Este modelo já adotava a ideia de tração nos tijolos provocados pela deformação da argamassa baseado nos diferentes módulos de elasticidade dos materiais usados nos prismas.

A argamassa do prisma, quando submetida a esforços de compressão, por possuir menor módulo de elasticidade, tende a se deformar mais do que o bloco, o que ocasiona tração. Essa tração, quando ultrapassa a capacidade resistiva dos blocos, induz à formação de fissuras, com conseqüente ruptura. Sobre esse modelo há críticas, já que os prismas não traduziriam a realidade, posto que nas paredes os blocos estão "amarrados" e nos prismas estariam empilhados.

Posteriormente outros modelos foram apresentados mas, segundo RAMALHO e CORRÊA (2003), nenhum teria condições de prever com segurança a resistência das paredes à compressão.

Desta forma, deduz-se que a melhor forma de se caracterizar os valores de resistência à compressão de uma parede é realizar ensaio em laboratório e reproduzir ao máximo o experimento nas condições normais de uso. Logo, o melhor ensaio com o objetivo de verificar a real capacidade de carga de uma parede é realizá-la em tamanho real, com as dimensões de 1,20 m x 2,60 m, como determina a NBR 8949/1985 (Paredes de Alvenaria Estrutural - Ensaio à compressão simples - Método de ensaio) (PARSEKIAN, 2010).

Já PARSEKIAN (2010), citando CAVALHEIRO E GOMES (2002), ressalta que a correlação entre a resistência da parede (f_{pa})/resistência de prisma (f_p) está por volta de 0,70. Como esse valor se mantém em diversos tipos de alvenaria, pode-se deduzir que o prisma, segundo ele, demonstra ser um bom corpo de prova. Entretanto, esta característica não existe em relação ao prisma/bloco, pois há resultados muito diferentes entre os diversos tipos de blocos.

Antes da publicação da NBR 15.812-1:2010, o dimensionamento era pautado na verificação de carga admissível. Após essa nova norma, o critério utilizado é o do estado limite último.

Considera-se que a resistência da parede, f_{pak} , seja admitida como sendo 70 % de f_{pk} , conforme fórmula abaixo.

$$\gamma_f \cdot N_k \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ paredes} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \times \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \times A$$

onde se tem que:

$\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_m = 2,0$;

N_k = força normal característica;

f_{pk} = resistência característica do prisma;

h_{ef} = altura efetiva;

t_{ef} = espessura da parede;

A = área de apoio da parede.

2.11 Análise jurídica da patologia de edificação

Como este trabalho está afeto à patologia da edificação, considerou-se necessário conceituar, do ponto de vista jurídico, o reflexo disto na relação de consumo dos imóveis residenciais. O construtor não pode se eximir das suas responsabilidades como prestador de serviço, posto que a venda de um imóvel com problemas estruturais pode desencadear sanções previstas nos Códigos Civil e de Defesa do Consumidor, além de, em casos mais sérios, refletirem na esfera penal, caso um sinistro venha ocorrer e matar ou ferir alguém.

O vício construtivo é definido pela NBR14.653-2:2004, que trata de avaliação de bens imóveis urbanos, como sendo o "... que decorre de falha de projeto, de material aplicado na construção ou de execução".

Na prática, trata-se do defeito na construção, que pode possuir várias origens, como projeto equivocado, ou sua inexistência, utilização de materiais inadequados, mão de obra não especializada, dentre outros.

Normalmente, na construção civil, é comum o aparecimento de patologias após já decorrido um certo lapso temporal, que pode ser maior que 5, 10 anos e que, muitas vezes, a busca da solução junto ao construtor pode restar em vão, já que, em algumas vezes, a construtora nem existe mais.

As interpretações jurídicas baseadas no art. 618 da Lei 10.406/2002 (Código Civil Brasileiro), abaixo transcrito, preveem uma garantia de 5 anos para as edificações. Como não é incomum que grande parte das patologias apareçam após este período, o proprietário fica limitado ao tentar reaver seus direitos.

Art. 618. Nos contratos de empreitada de edifícios ou outras construções consideráveis, o empreiteiro de materiais e execução responderá, durante o prazo irredutível de cinco anos, pela solidez e segurança do trabalho, assim em razão dos materiais, como do solo.

Por isso, é de extrema relevância que os proprietários de imóveis tenham a cautela de vistoriar seus imóveis regularmente, procedendo às manutenções necessárias recomendadas pelos construtores.

Paralelamente a isso, os construtores devem executar suas obras seguindo corretamente os parâmetros e normas técnicas pertinentes, o que, por si só, já é mais do que suficiente para garantir os quesitos mínimos de segurança sem se preocuparem em responder judicialmente pelos vícios ocorrentes.

2.11.1 Da obrigatoriedade ou não da norma técnica da ABNT

No Brasil, a normalização é de responsabilidade da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) que é uma sociedade civil sem fins lucrativos, com sede no Rio de Janeiro, e tem como função elaborar as normas técnicas, bem como difundi-las. Entretanto, isso não impede que outras entidades possam estabelecer normas em seu respectivo campo de trabalho, como é o caso do Instituto Brasileiro de Concreto (IBC) ou da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), (BAUER, 1995)

A ABNT é uma organização não governamental, vinculada ao SINMETRO, responsável pela normalização técnica.

Desta normalização técnica resulta a Norma, que é " o documento, estabelecido por consenso e aprovado por um organismo reconhecido, que fornece, para uso comum e repetitivo, regras, diretrizes ou características para atividades ou seus resultados, visando à obtenção de um grau ótimo de ordenação em um dado contexto (ABNT ISO/IEC GUIA 2). No âmbito do SINMETRO, norma é considerada de caráter voluntário."²⁴ (o grifo é nosso)

Do parágrafo acima, deduz-se que um dos objetivos da norma é padronizar atividades, visando a resultados aproximados, não importando onde os atos ou metodologias foram executados. Com isso se consegue um mínimo de segurança nos resultados, além de facilitar estudos e pesquisas, já que os critérios a serem seguidos são os mesmos no âmbito nacional.

Entretanto, como a própria informação do SINMETRO afirma, a norma é uma recomendação, ou seja, não é obrigatório o seu cumprimento, o que sugere que suas diretrizes

²⁴ Disponível em : http://www.inmetro.gov.br/qualidade/comites/termo_sbn.asp. Acesso em 03/02/2012

podem ser alteradas, desde que, com bom senso, sempre com bons parâmetros de segurança, e probatórios de suas possibilidades, os atos norteados podem ser modificados.

Em poucos casos as normas possuem caráter obrigatório. Um deles é o que está expresso no Decreto 5.296 de 2 de dezembro de 2004, que conforme o art. 14, exarado abaixo, determina a utilização de norma específica no caso de acessibilidade, a NBR 9050.

Art. 14. Na promoção da acessibilidade, serão observadas as regras gerais previstas neste Decreto, complementadas pelas normas técnicas de acessibilidade da ABNT e pelas disposições contidas na legislação dos Estados, Municípios e do Distrito Federal.

Logo, fica claro que é possível a realização de ensaios laboratoriais, execução de obras e outros sem a utilização de parâmetros normativos, desde que devidamente justificados e fundamentados.

Obviamente é de grande prudência que as normas sejam seguidas, a fim de que o executor esteja sempre resguardado em eventuais problemas. No caso de ensaios laboratoriais, o objetivo maior é a padronização da pesquisa, o que é de fundamental importância no meio acadêmico.

Por isso, a utilização das normas técnicas é extremamente recomendável, mas, no caso de não ter sido seguida, estudos mais acurados devem ser realizados e muito bem fundamentados, trazendo assim segurança e economia ao caso.

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL – MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo do trabalho é estudar técnicas efetivas na recuperação de alvenarias estruturais visando sempre ao custo mais barato. Optou-se, após avaliação acurada, dar ênfase à recuperação da alvenaria com a utilização de reboco e reboco com tela.

A princípio, havia a intenção de romper os modelos de ensaio e posteriormente recuperá-los. Entretanto, devido à agenda apertada dos laboratórios, essa diretriz não foi possível de ser seguida.

Logo optou-se em revestir as paredes sem ter sido previamente carregadas, conforme poderá ser observado nos itens a seguir.

3.1 Reforço com argamassa de revestimento

A ideia básica é a de agregar capacidade resistiva à alvenaria de vedação submetida a carregamentos axiais e, conforme analisado anteriormente, isso pode ser realizado de diversas formas. Da análise das informações citadas, a grosso modo, pode-se dizer que quanto maior a área da seção da alvenaria, maior sua capacidade de suporte. Isso quer significar que, quanto maior a espessura da parede, menor tensão será aplicada sobre ela.

A resistência à compressão de um corpo, como é sabido, é diretamente proporcional à sua área. Obviamente, quando se incrementa a espessura de uma parede com um elemento agregado, seja reboco ou emboço, é razoável esperar que, à compressão, esta parede esteja mais preparada para receber cargas, advindas dos elementos estruturais superiores.

Resta saber, para tal, quais seriam as condições favoráveis para que isso ocorresse, qual a espessura ideal a ser incorporada, lembrando que, ao aumentar a espessura das paredes, se estaria aumentando o peso próprio da estrutura como um todo, e esta consideração não poderia ser descartada.

Além disso, se faz mister analisar a influência da aderência do revestimento à alvenaria, verificando obviamente o papel do chapisco nessa associação.

Além do reboco e emboço, não se pode deixar de considerar revestimentos outros, tais como a cerâmica e pedras ornamentais diversas, como o granito, o mármore e outros, sempre analisando a influência do peso próprio agregado.

3.2 Reforço de alvenaria com argamassa armada

Nesta esteira, a ideia de se incorporar telas ao reboco/emboço remonta a do concreto armado, quando se incrementa capacidade resistiva à peça, após aumentar sua eficiência nos esforços de tração e, obviamente, quando se tratar de tela de aço soldada, aumenta-se também a resistência à compressão. Isoladamente, o nome que se dá a esse consórcio é de argamassa armada.

Joseph Louis Lambot, em 1848, na França, buscava "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. À mistura de arames cimentados com cimento hidráulico Lambot deu o nome de "fer-ciment", o qual apontava a grande vantagem da moldabilidade, podendo formar peças dos formatos que se fossem necessários (HANAI, 1992).

Nascia então o predecessor da argamassa armada. Utilizada primeiramente com objetivos navais, não se demora muito para que a experiência com a nova combinação migre para a construção civil.

Segundo Hanai (1992), uma das primeiras construções realizadas com argamassa armada foi a cúpula geodésica do mundo, construída em 1922, em Jena, Alemanha, cuja função era a de abrigar um projetor planetário para a fábrica ótica Carl Zeiss.

Lembra Hanai (1992) que a resistência mecânica é uma propriedade relevante na argamassa e, por esse motivo, é passível de absorver por si só os esforços advindos da edificação. Além disso, assim como nas peças de concreto armado, um ponto relevante a ser considerado é o cobrimento, que visa a proteger a peça, garantindo aderência das barras.

Destaca que a norma soviética SN-366/77, recomenda espessura de cobrimento de 4 mm, para as telas de aço e 8 mm para fios e barras. Esta mesma norma só permite argamassa armada em ambientes protegidos ou pouco agressivos.

Logo, não resta dúvida de que a utilização de argamassa armada pode ser uma solução para a recuperação das alvenarias estruturais e será objeto de análise laboratorial.

3.3 Uso de fibras no reboco/emboço como forma de reforço da alvenaria

Já utilizadas nos reforços de estruturas de concreto, principalmente em concreto projetado, as fibras, sejam de que materiais forem, utilizando a analogia, serviriam bem ao propósito de recuperar e reforçar alvenarias estruturais.

Entretanto, essa técnica envolve mão de obra e equipamentos especializados, além de apresentar um custo maior em relação à simples aplicação de reboco, logo, não foi objeto de análise laboratorial.

4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL - RESULTADOS LABORATORIAIS

O objetivo principal dos ensaios de laboratório foi o de se verificar qual incremento de resistência é possível quando se reboca a parede ou quando se insere tela soldada no reboco.

O estudo, então, consiste basicamente em aplicar revestimentos resistentes na alvenaria de forma a obter um misto de alvenaria, que seria o núcleo da peça, e argamassa de revestimento nas faces externas.

Para tal, com o fim de elaborar uma correlação entre situações diferentes, optou-se por comparar três situações distintas, quais sejam elas:

- Parede nua, sem revestimento;
- Parede com reboco e;
- Parede rebocada com armação em tela soldada.

A escolha da utilização da tela soldada se deveu ao fato de que o objetivo deste estudo é o de apontar solução simples e barata para a recuperação de alvenarias que apresentem patologias e alvenarias que possam ser reforçadas com a técnica.

A tela soldada é de fácil comercialização e é encontrável nas diversas lojas de material de construção. Sua aplicação é simples e não envolve mão de obra especializada, o que aumenta a possibilidade de utilização em localidades diversas.

Como citado anteriormente, já há diversos estudos e teses desenvolvidas que se basearam nessa técnica e que obtiveram bons resultados, Como é o caso da Tese de Doutorado de OLIVEIRA (2001). No entanto seus trabalhos, de forma geral, foram embasados em elementos de alvenaria estrutural, cujo elemento principal, qual seja o bloco de concreto, por si só, já determina grande resistência à parede, haja vista sua capacidade resistiva, já que a norma recomenda que a resistência mínima seja de pelo menos 4,5 MPa, conforme NBR 6136:1994.

Como o bloco cerâmico de vedação, em sua maioria, não atinge esta resistência, considerando que a NBR 15.270 recomenda resistência mínima de 1,5 MPa, é de se esperar que o reboco ou o emboço teria um papel muito mais significativo no auxílio resistivo da parede.

Para a realização dos testes, foram construídas 9 (nove) paredes, sendo 3 (três) com dimensões de 2,60 m de altura por 1,20 m de comprimento, já que eram 3 (três) modelos diferentes a serem ensaiados, e 6 com dimensões de 1,40 m de altura e 0,90 m de comprimento, todas com a utilização de blocos cerâmicos de dimensões de (29 x 19 x 9) cm. O objetivo era criar 3 peças de cada modelo, sendo uma grande e duas pequenas.

Como o objetivo era criar a melhor verossimilhança possível em relação a uma obra corriqueira, os blocos foram adquiridos em depósito comum, cujo único critério de escolha foi a proximidade à UFMG - (Belo Horizonte - M.G.), visando à facilidade de transporte do material.

Seguindo os mesmos critérios, foi escolhida a areia utilizada no assentamento e reboco, além da utilizada no chapisco, que apresentava uma granulometria maior.

O laboratório utilizado foi o LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG), haja vista ser o único que dispunha de pórtico para o rompimento das amostras.

Como a agenda de utilização deste laboratório, para o ano de 2011, estava apertada, só foi possível a execução dos ensaios no mês de fevereiro de 2012.

Com o objetivo de acelerar o calendário dos ensaios, optou-se pela utilização do cimento de alta resistência inicial (ARI), CP-V, adquirido em fornecedor credenciado da fábrica LIZ S.A., localizada em Vespasiano - M.G.

O traço da argamassa de assentamento foi de 1:6 em volume, sendo o fator água/cimento de 0,55, já que com isso a argamassa apresentava uma boa trabalhabilidade para o caso.

O chapisco foi realizado com traço de 1:3 e o fator água/cimento não foi considerado, já que o pedreiro ia acrescentando água quando achava conveniente à execução do serviço.

No dia 15 de fevereiro de 2012 as 3 paredes de maiores dimensões foram executadas e 2 delas foram chapiscadas.

Com o objetivo de facilitar nomenclatura das amostras, ficou convencionado da seguinte forma:

- PAR-1 : Parede de dimensões 1,20 m x 2,60 m, não rebocada e não chapiscada;
- PAR-2 : Parede de dimensões 1,20 m x 2,60 m, chapiscada e rebocada;
- PAR-3: Parede de dimensões 1,20 m x 2,60 m, chapiscada e rebocada com reforço de tela imerso na argamassa de revestimento;

No dia 17 de fevereiro de 2012 as paredes, que haviam sido chapiscadas dois dias antes (PAR-2 e PAR-3), foram rebocadas utilizando um traço de 1:6 em volume, com o mesmo fator água/cimento utilizado no assentamento. Não se utilizou cal na argamassa, já que sua presença poderia, a longo prazo, oxidar a armação e o objetivo do estudo era justamente realizar uma recuperação duradoura de paredes em obras regulares.

Dessas duas paredes rebocadas, uma foi reforçada, em ambos os lados, utilizando tela soldada com malha de 150 mm de trama, com barras de aço de 3,8 mm de diâmetro, conforme figura abaixo. A escolha da malha foi aleatória.



Figura 66 - Detalhe da tela inserida na argamassa de revestimento do corpo de prova - PAR-3.



Figura 67 - Visão geral da parede cujo revestimento ganhou reforço de tela em ambos os lados. PAR-3



Figura 68 - Visão das três paredes maiores. Da esquerda para a direita - PAR-1, PAR-2 e PAR-3.

No dia 17 de fevereiro, foram executadas as 6 (seis) paredes com menores dimensões. Conforme nomenclatura abaixo:

- MPAR-1a e 1b : Parede de dimensões 0,90 m x 1,04 m, não rebocada e não chapiscada;
- MPAR-2a e 2b : Parede de dimensões 0,90 m x 1,04 m, chapiscada e rebocada;
- MPAR-3a e 3b: Parede de dimensões 0,90 m x 1,04 m, chapiscada e rebocada com reforço de tela inserida na argamassa de revestimento.



Figura 69 - Visão geral das seis paredes menores.



Figura 70 - Tela soldada imersa no reboco.

As paredes chapiscadas no dia 17 de fevereiro foram rebocadas no dia 3 de março de 2012. Todas as paredes rebocadas, independentemente se continham tela soldada, ou não, passaram a ter 125 mm de espessura.

Usou-se na betoneira, no momento do amassamento da argamassa de assentamento, a proporção de 12 litros de água para um volume de 10 litros de cimento, pois foi com esse fator de água/cimento que se considerou que seria alcançada trabalhabilidade adequada.

Entretanto, durante a aplicação da argamassa, esta ia "secando" no carrinho antes de ser utilizada, exigindo do aplicador o acréscimo de mais água, de forma que a trabalhabilidade ficasse mais adequada. Isso pode alterar a resistência final da argamassa, entretanto se faz necessário lembrar que o objetivo do trabalho é reproduzir o mais fielmente a execução do serviço no canteiro de obras.



Figura 71 - Necessidade de acréscimo de água na argamassa.

A aplicação da tela soldada não envolveu nenhuma técnica avançada ou necessidade de utilização de mão de obra especializada, o que é um dos objetivos da pesquisa. Para fixar a tela na alvenaria, foram executados pequenos furos que atravessavam a parede, nos quais eram passados arames do tipo PG7, normalmente utilizados nas armações e que facilitaram sobremaneira o trabalho.



Figura 72 - Detalhe do furo na alvenaria pelo qual era passado o arame que fixa as telas.

5. ENSAIOS

5.1 Argamassas

As argamassas foram levadas a teste de compressão, cujo objetivo é o de realizar análise posterior sobre sua influência no contexto geral da alvenaria.

Como já descrito acima, os traços usados foram de 1:6 (cimento:areia) em volume e o cimento era o CP-V ARI (Alta Resistência Inicial).

Apesar da NBR 13.279:2005 determinar a utilização de corpos de prova prismáticos, com dimensões de (4 x 4 x 16) cm na flexão, possibilitando o uso do mesmo CP na compressão, com dimensões de (4 x 4 x 4) cm, a sua versão anterior (NBR 13.279:1995) determinava a utilização de corpos cilíndricos com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, e como as formas existentes no laboratório (DEMC) atendiam à norma mais remota, foram moldados então corpos de prova cilíndricos.

Os corpos de prova foram moldados durante a execução das alvenarias e levados à câmara úmida no dia posterior.

Os ensaios de compressão foram realizados no laboratório do DEMC - UFMG utilizando-se uma prensa Emic PC200, conforme demonstrado na figura 73.



Figura 73 - Ensaio de ruptura da argamassa de assentamento.

No dia 13 de março de 2012, os corpos de prova de argamassa de assentamento e reboco foram rompidos, resultando nos valores apontados na tabela abaixo. Os corpos de prova referentes à argamassa de assentamento foram denominados de CPA e os de reboco, CPR.

Tabela 4 - Tensão de ruptura dos corpos de prova de argamassas.

Amostra	Data da moldagem	Data do Rompimento	Dias	Força (kgf)	f_a (MPa)	Uso
CPA1	15/02/2012	13/03/2012	27	1.178	6,0	Assentamento
CPA2	15/02/2012	13/03/2012	27	1.159	5,9	Assentamento
CPA3	15/02/2012	13/03/2012	27	1.190	6,0	Assentamento
CPR1	17/02/2012	13/03/2012	25	1.187	6,0	Reboco
CPR2	17/02/2012	13/03/2012	25	1.193	6,1	Reboco
CPR3	17/02/2012	13/03/2012	25	Prejudicado	-	Reboco

Dos resultados acima é possível verificar que tanto a argamassa de assentamento quanto a de reboco alcançaram altas resistências. Em análise geral, essa característica não seria desejável em alvenarias estruturais, já que, dado o fato de que a resistência de ambas é maior até que a do bloco usado (1,5 MPa), conforme tabela 5 do item 5.2., isso não permitiria que a argamassa de assentamento tivesse a deformabilidade adequada para um bom comportamento geral da estrutura. Entretanto, conforme será visto adiante, isso não comprometeu o comportamento da parede.

5.2 Ensaio dos blocos

Os ensaios foram realizados no dia 14 de março de 2012, nas condições determinadas pela NBR 15.270-3:2005²⁵, que impõe a condição saturada. Para tal, os blocos, dois dias após serem capeados, foram mergulhados em tanque de água durante as 24 horas que antecederam os ensaios.

²⁵ Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação - Métodos de ensaio

Os blocos foram adquiridos em loja de material de construção, escolhida única e exclusivamente pela proximidade do campus da UFMG, em Belo Horizonte - M.G.. Não houve preocupação com escolha de marca ou característica física peculiar. O objetivo era utilizar blocos cerâmicos comuns, sem características especiais.

As dimensões dos blocos cerâmicos, com furos na horizontal, de uso para vedação é de (9 x 19 x 29) cm.



Figura 74 - Bloco de vedação usado nos ensaios.

Para o ensaio, foram utilizados 3 amostras, ao invés das 06 recomendadas pela norma, extraídas aleatoriamente do monte de blocos, capeadas nas faces superior e inferior com pasta de cimento, com o objetivo de regularizar sua superfície.



Figura 75 - Ensaio de ruptura dos blocos cerâmicos.

O equipamento utilizado no ensaio de rompimento dos corpos de prova foi uma prensa Emic PC200, localizada no laboratório do DEMC - UFMG.

Os resultados dos ensaios constam da tabela 5 abaixo.

Tabela 5 - Valores de tensão de ruptura dos blocos cerâmicos.

Corpo de Prova	Área (cm²)	Carga de Ruptura (kgf)	Tensão de Ruptura (MPa)
B1 01	261	4212	1,6
B1 02	261	4091	1,6
B1 03	261	3117	1,2
Média	-	3807	1,5

Consultando-se o valor médio de resistência obtido, ou seja, 1,5 MPa, verifica-se que o resultado mínimo exigido pela NBR 15.270, que é de 1,5 MPa, foi atingido. O coeficiente de variação de carga de ruptura ficou em 12,8%, devido ao desvio padrão de 0,189 MPa.

Em análise aos ensaios dos blocos, conforme se observa nas figuras 76 e 77, verificou-se que houve o destacamento das faces laterais, devido à ruptura dos septos internos. Percebeu-se também que a ruptura, em todos os blocos, se deu de forma brusca.



Figura 76 - Destacamento da lateral do bloco durante o ensaio de compressão - Bloco BI 01.

Na figura 77, percebe-se os septos horizontais internos do bloco BI 02 rompidos por tração.



Figura 77 - Destaque ao rompimento do septo horizontal por tração - Bloco BI 02.

Em nenhum dos ensaios verificou-se a formação de trincas ou fissuras verticais, a princípio esperadas. O formato padrão do rompimento se deu pelo deslocamento das faces dos blocos, o que leva a deduzir que a flambagem das laterais dos blocos, aliada à pouca resistência à tração dos septos, foi o que determinou a ruptura.

5.3 Ensaio dos primas

Os prismas também foram ensaiados no mesmo dia dos blocos, ou seja, dia 14 de março de 2012. Foram executadas 3 amostras no dia 15 de fevereiro de 2012, utilizando-se a mesma argamassa do assentamento das paredes maiores. Entretanto, alguns dias depois, devido a um descuido no laboratório, um corpo de prova foi perdido, o que impôs que os ensaios fossem realizados utilizando-se apenas 2 corpos de prova.

Os prismas foram capeados em suas faces inferior e superior com a utilização de pasta de cimento, com o objetivo de regularizar a superfície dos blocos. Houve saturação por imersão dos blocos em tanque de água por um período de aproximadamente 24 horas.

O equipamento utilizado foi o mesmo dos ensaios dos blocos, ou seja, prensa Emic PC200.



Figura 78 - Ensaio à compressão simples do Prisma Pr 01.

O prisma Pr 01 rompeu apresentando apenas ruptura dos septos horizontais internos do bloco, sem desmoronamento do corpo de prova.

O prisma Pr 02 rompeu por deslocamento de uma das faces laterais, incorrendo em desmoronamento do corpo de prova, conforme figura 79.



Figura 79 - Ensaio à compressão simples do Prisma Pr 02.

Os resultados do ensaio são apresentados na tabela 6.

Tabela 6 - Valores de tensão de ruptura dos prismas

Corpo de Prova	Área (cm²)	Carga de Ruptura (kgf)	Tensão de Ruptura - f_{pk} (MPa)
Pr 01	261	1814	0,7
Pr 02	261	1802	0,7
Média	-	1808	0,7

Considerando os resultados, e a proximidade de valores da carga de ruptura dos dois corpos de prova, optou-se pela não execução de outras amostras como contra prova. O

desvio padrão do valor da carga de ruptura ficou em 8,06 %, com um coeficiente de variação de 0,476 %.

Como os prismas foram ensaiados logo após a execução dos ensaios dos blocos, e considerando a formatação do rompimento destes, já se era esperada a não existência de trincas ou fissuras verticais nas amostras, o que se confirmou após os ensaios dos prismas.

Considerando a eficiência entre prisma e bloco, representada através da fórmula abaixo, e lembrando que o prisma apresentou uma média de 0,7 MPa e o bloco de 1,5 MPa, conclui-se que, neste caso, que o valor de η foi de 0,47, o que representa um valor já esperado para os ensaios.

$$\eta = \frac{f_p}{f_b}$$

Onde,

f_p = resistência da prisma;

f_b = resistência do bloco.

Valor de referência para blocos cerâmicos: $0,20 < \eta < 0,50$

5.4 Ensaios das paredes

5.4.1 Ensaio da parede PAR-1 - Sem reboco

Para o ensaio das paredes maiores, com dimensões de 1,20 x 2,60 m, foi utilizado o pórtico do LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG).

A princípio, foram utilizados três medidores para aferir a força aplicada na parede: um transdutor de pressão, um anel dinamométrico e uma célula de carga. O primeiro é ligado diretamente à bomba hidráulica e faz a verificação por meio da pressão aplicada pelo equipamento. Já a célula de carga possui o formato cilíndrico e é ligada logo abaixo do ponto de aplicação da pressão pelo pistão hidráulico. O anel dinamométrico nada mais é que uma peça em

forma de anel elíptico que possui um aferidor em sua parte central, conforme se pode verificar na figura 80.



Figura 80 - Detalhe do anel dinamométrico (cor preta) e da célula de carga (cromada, na parte inferior).

No dia 13 de março de 2012 ocorreu o ensaio da PAR-1, que é a parede executada apenas com assentamento de bloco e argamassa, no traço de 1:6 em volume.



Figura 81 - Ensaio de compressão da parede PAR-1.

Conforme descrito acima, as leituras eram feitas através de três medidores:

- Transdutor de Pressão TP 700;
- Célula de carga;
- Anel dinamométrico.

Para a execução dos ensaios, optou-se por estabilizar e pausar os ensaios sequencialmente, a cada fração de força aplicada, objetivando verificar se ocorreram fissuras nas paredes de forma que fosse possível registrar fotograficamente todos os sintomas decorrentes da força e analisar o comportamento durante a aplicação.

Das leituras dos equipamentos durante o ensaio da PAR-1 (Sem reboco e sem tela), resultou-se a tabela abaixo.

Tabela 7 - Leitura de carga no rompimento da parede PAR-1

ETAPA	Transdutor de Pressão (kgf)	Célula de Carga (kgf)	Anel Dinamométrico (Leitura - und.)**	Anel Dinamométrico (Carga - kgf)
0	1027	317	0	0
1	1283	714	9,5	845,5
2	1369	619	8,9	792,1
3	2564	1983	20,5	1824,5
4	2735	2062	22,5	2002,5
5	2906	2713	-	-
6	3589	2745	27,5	2447,5
7	4357	3221	*	*
8	4101	3490	*	*
9	5553	4109	*	*
10	5980	4601	*	*
11	5553	5473	*	*
12	5980	5917	*	*
13	7688	6488	*	*

* - Leitura não realizada

** - Cada unidade de leitura do Anel Dinamométrico corresponde a 89 kgf.

Durante o ensaio, houve necessidade de posicionar um operador em frente ao Anel Dinamométrico para efetuar a leitura. Por motivo de segurança, após a etapa 7, indicada na

tabela acima, optou-se por retirar o leitorista da posição, pois havia risco de ruptura abrupta da parede, o que lançaria detritos em direção ao elevador no qual ele se localizava. Por isso, não há leitura do Anel Dinamométrico após tal etapa.

Após calibração dos equipamentos, ficou constatado que a célula de carga era a que melhor representava a realidade da força aplicada, logo, todas as medidas passaram a ser referenciadas por ela.

Aos 5.917 kgf aplicados, houve o lascamento do bloco da 3ª fiada, conforme demonstrado na figura 82. Percebe-se que a ruptura se deu seguindo o que foi observado nos ensaios dos blocos individualmente.



Figura 82 - Lascamento do bloco da 3ª fiada durante o ensaio. Parede ainda sob compressão.

Aos 6.488 kgf aplicados, houve rompimento generalizado dos blocos da última fiada da parede, conforme indicado na figura 83.



Figura 83 - Rompimento dos blocos da última fiada - PAR-1.

A princípio, não era de se esperar o rompimento da última fiada (superior), na forma que se deu. Tendo em vista a força aplicada, somando-se o peso próprio da parede, seria mais correto se esperar que as primeiras fiadas (inferiores) sofram a maior carga e consequentemente se rompam.

É possível que o capeamento, que faz a transmissão da carga do pórtico à alvenaria, tenha criado uma situação de engaste da parede com a viga de esforço do pórtico, impondo a ela um momento fletor que, associado ao esforço de compressão, impôs aos blocos da última fiada esforços que os levaram ao rompimento.

Em outra mão, é possível que tal rompimento tenha sido desencadeado pela existência de um bloco mais frágil, dentro do lote adquirido e que, por coincidência, foi assentado na fiada superior.

Apesar de os blocos usados na parede serem de uso para vedação, por analogia, usaram-se os critérios da NBR 15.812-1:2010 (Projetos de Alvenaria Estrutural em Blocos Cerâmicos) para se estimar a resistência final da parede.

Desta forma, abaixo é possível fazer uma avaliação dos resultados encontrados.

Sendo:

$$\gamma_f \cdot N_k \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ paredes} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \times \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] \times A$$

Temos:

$$\gamma_f \cdot N_k \leq 1,0 \text{ (paredes)} \times 0,7 f_{pk} / \gamma_m \times \left(1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right) \times A$$

Adotando-se

$$\gamma_f = 1,4;$$

$$\gamma_m = 2,0;$$

$$f_{pk} = 0,7 \text{ MPa} = 692,72 \text{ KN/ m}^2 \text{ (conforme tabela 6);}$$

$$h_{ef} = 260 \text{ cm;}$$

$$t_{ef} = 9 \text{ cm;}$$

$$A = 0,09 \times 1,20 = 0,108 \text{ m}^2.$$

Onde:

f_{pk} = Valor de ruptura do prisma;

h_{ef} = Altura da amostra;

t_{ef} = Espessura da parede;

A = Área de contato.

Tem-se:

$$1,4 \cdot N_k \leq 1,0 \times (0,7 \times 692,72 / 2,0) \times \left(1 - \left(\frac{260}{(40 \times 9)} \right)^3 \right) \times 0,108$$

logo:

$$N_k = 11,66 \text{ KN} = 1.166 \text{ kgf}$$

Desconsiderando-se os coeficientes de segurança, teríamos:

$$N_k = 11,66 \text{ KN} \times 1,4 \times 2,0 = 32,64 \text{ KN ou } 3.264,12 \text{ kgf}$$

Com isso, esperava-se uma capacidade de carga de 3.264,12 kgf, contrariando-se os 6.488 kgf obtidos no ensaio.

Na figura 84, tirada exatamente no momento da ruptura, percebe-se a flexão da lateral do primeiro bloco da última fiada. Observa-se que os septos horizontais dos blocos rompidos estavam sendo submetidos a esforços de tração, e sua pouca resistência a esses esforços pode ter contribuído para o colapso.



Figura 84 - Momento exato da ruptura do bloco da última fiada - PAR-1.



Figura 85 - Face oposta à da parede indicada na figura anterior - PAR-1.

5.4.2 Ensaio da parede PAR-2 - Rebocada

No dia 20 de março de 2012 iniciou-se o ensaio de rompimento da parede PAR-2, seguindo os mesmos critérios laboratoriais da PAR-1.

Trata-se de uma parede com dimensões de 1,20 m x 2,60 m, executada utilizando-se bloco cerâmico de vedação, conforme já especificado anteriormente, com argamassa de assentamento de 1:6 (cimento:areia) em volume. Todo o cimento usado foi de Alta Resistência Inicial, visando a acelerar sua resistência e adequar os ensaios ao cronograma do LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG).

Por se tratar de parede rebocada, optou-se por cair a parede na expectativa de melhor visualizar as possíveis fissuras e trincas durante os ensaios.



Figura 86 - Visão geral da parede PAR-2 (Caiada).

Como não haviam sido ensaiados blocos, nem prismas rebocados, a força final de ruptura da parede restava como uma incógnita, por isso não foram realizados cálculos estimativos da carga final.

As paredes foram rebocadas antes do período do feriado de carnaval, com isso, após a execução não foi feito nenhum processo de cura, já que o laboratório estava fechado devido ao recesso. Além disso, o objetivo era simular o melhor possível uma realidade de obra, que usualmente não procede à cura dos rebocos.

Acontece que o cimento usado, qual seja o CPV-ARI, possui um calor de hidratação muito alto, além do fato de o traço ser um traço mais forte que o usual e não conter cal, que reteria água, facilitando a cura. Com isso, apareceram algumas pequenas fissuras decorrentes de retração no reboco, aparentemente superficiais e que não comprometeriam o ensaio.



Figura 87 - Fissuras de retração após a execução do reboco da parede PAR-2.

Como o valor de ruptura da parede era uma incógnita, optou-se por aplicar cargas com incremento de aproximadamente 10 KN. Os valores eram lidos pelos três equipamentos já citados.

Durante o ensaio verificou-se que o valor apontado pelo transdutor de pressão divergia muito dos valores razoáveis, além de variar muito com carga constante, e os equipamentos mais confiáveis para se realizar as medições eram o anel dinamométrico e a célula de carga. Com isso, estes foram os equipamentos utilizados para aferir os valores medidos.

Ao se alcançar aproximadamente a força de 300 KN, houve um pequeno deslocamento do reboco na parte superior da parede, conforme visto na figura 88.



Figura 88 - Deslocamento de parte do reboco da parede PAR-2.

No entanto, superando as expectativas de ruptura, quando a célula de carga marcava 300 KN, ela parou de funcionar e ficou estagnada neste valor. O transdutor de pressão e o anel dinamométrico continuaram funcionando, entretanto, pela leitura deste último equipamento, a carga já estava acumulada em 365 pontos, o que corresponde a 325 KN, sem sinais de ruptura iminente. Como o anel dinamométrico possui capacidade máxima de carga de 500 KN e era considerado o mais confiável devido à sua calibração, foi considerado prudente encerrar o ensaio e retirar tal equipamento com o objetivo de evitar danos a ele.

No dia 22 de março foram retomados os ensaios. Como a carga máxima da célula de carga já havia sido atingida no ensaio anterior e a do anel dinamométrico estava prestes a ser atingida, optou-se por não utilizar estes equipamentos e realizar uma troca do transdutor de pressão por outro novo, além de proceder à sua calibração, já que seria o único medidor a ser utilizado.

Novamente, durante o ensaio eram realizadas paradas estratégicas na aplicação das forças visando a verificar o comportamento da parede e manter registro fotográfico.

Como narrado acima, no ensaio do dia 20 de março houve, em um canto superior da parede, a separação do reboco em relação ao bloco, conforme figura 88. Entretanto, neste novo ensaio, essa situação não se agravou quando a carga ultrapassou os 300 KN, que foi a carga lida quando houve o aparecimento da patologia.

Logo, foi dado continuidade no acréscimo de carga, sem aparecimento nenhum de fissuras verticais e horizontais.

Ao ser atingida a carga de 595 KN, aferida pelo transdutor de carga, houve um rompimento brusco no pé da parede que fez a laje (90 cm de espessura) do laboratório tremer.

O rompimento se deu conforme indicado nas figuras 89, 90 e 91.



Figura 89 - Deslocamento de parte do reboco no pé da parede PAR-2.

Em análise visual, não se constatou mais nenhuma trinca ou fissura decorrente do ensaio. O rompimento se deu exclusivamente no pé e na cabeça do pilar, com a "abertura" do reboco em relação à alvenaria.



Figura 90 - Rompimento dos septos dos blocos com distanciamento dos rebocos entre si. Parede PAR-2.

Outro ponto interessante do ensaio foi a percepção de que a aderência do bloco com a argamassa era perfeita e que, pelo formato das placas de reboco que se soltaram, a parede teria rompido mais por esforços de cisalhamento no reboco do que por compressão. Isso pode ser observado quando se analisa a placa de reboco indicada na figura 91 a seguir. O rompimento se deu em um ângulo aproximado de 45°.



Figura 91 - Reboco deslocado da parede. Configuração inclinada sugere rompimento por cisalhamento.

Comparativamente à parede PAR-1, sem reboco, a qual atingiu 55 KN de força de ruptura, a parede PAR-2, rebocada, atingiu 595 KN, ou seja, quase 11 vezes a resistência da primeira.

Não obstante isso, excetuando-se os deslocamentos de reboco, não houve aparecimento de nenhuma trinca ou fissura no restante da parede, mesmo ela já tendo apresentado trincas decorrentes de retração da argamassa de revestimento dias após a sua execução.

5.4.3 Ensaio da parede PAR-3 - Rebocada com tela soldada.

A parede PAR-3 foi executada utilizando-se tela soldada no interior do reboco. Considerando que fora rebocada no mesmo dia da PAR-2, apesar de serem pedreiros diferentes, a argamassa utilizada era a mesma, o que traria bons parâmetros de comparação posterior.



Figura 92 - Execução da parede PAR-3, com tela na argamassa.

O ensaio foi realizado utilizando como equipamento de leitura de força o transdutor de pressão, já que, considerando a carga atingida por PAR-2, apenas este medidor seria adequado e capaz de atingir tais valores.

Os intervalos de carga foram adotados como sendo a cada 500 KN, aproximadamente. Essas paradas eram necessárias para avaliar o comportamento da parede ante a carga aplicada.

A princípio, a expectativa de resistência da parede era que superasse o que foi atingido pela PAR-2 (595 KN)



Figura 93 - Parede PAR-3, antes do ensaio.

Inesperadamente, ao se atingir 410 KN, a parede se rompeu, conforme será descrito a seguir. Isto significa um valor 31 % menor do que a parede PAR-2.



Figura 94 - Rompimento da Parede PAR-3, apenas na parte superior.

O rompimento se deu pela separação do reboco armado da alvenaria, tal qual ocorreu com a PAR-2 (somente reboco). Entretanto, a presença da tela no reboco induziu a um deslocamento mais acentuado já que uniformizava mais o revestimento. Isso pode ser melhor visualizado nas figuras 95 a 97.



Figura 95 - Deslocamento do reboco na parte superior da PAR-3.



Figura 96 - Formato do rompimento dos septos dos blocos na PAR-3.

Além do formato da ruptura, percebeu-se também que parte da ferragem flambou dentro do reboco e foi expulsa, conforme pode ser constatado na figura 97.



Figura 97 - Flambagem da tela soldada, que induziu ao deslocamento do reboco na PAR-3.

5.5 Ensaio de miniparedes

Foram ensaiadas 6 paredes com as dimensões de 1,04 m de altura por 0,90 m de comprimento. Tais paredes compreendiam 3 modelos diferentes, quais sejam: sem reboco, com reboco e com reboco e tela soldada, sendo 2 unidades de cada modelo.

Todos os ensaios foram realizados no dia 09 de abril de 2012, portanto 37 dias após a execução do reboco das paredes.

Nessa nova rodada de ensaios, optou-se por utilizar, ao invés do capeamento de argamassa de cimento adotado para as paredes maiores, uma peça de neoprene, entre a parede e o pórtico, já que, se imaginava que o capeamento de cimento estava criando um engastamento entre eles, prejudicando assim os resultados.

Além disso, a utilização do neoprene aceleraria os ensaios, já que não seria necessário esperar o prazo de cura da argamassa do capeamento convencional.

Para mensuração das forças usou-se o Transdutor de Pressão (T.P.).

5.5.1 Ensaio de miniparedes sem revestimento

5.5.1.1 Ensaio da miniparede MPar-1a

A primeira parede sem revestimento foi levada ao pórtico para o ensaio utilizando-se uma peça de neoprene na parte superior, com o objetivo de homogeneizar as tensões do pórtico sobre a peça. Ou seja, o neoprene visou a substituir o capeamento de argamassa de cimento e areia, pois o objetivo era romper todas as miniparedes no mesmo dia.

A parede foi executada apoiada em um perfil "U", o que facilitou o transporte até o local do ensaio. Evitando assim a possibilidade de engastamento inferior, já que não haveria argamassa de capeamento no pé da parede.



Figura 98 - Miniparede sem reboco antes do ensaio.

Para o ensaio foi adotado o critério de incrementar a força com intervalos de 1.000 kg, interrompendo por alguns segundos o acréscimo de força e avaliando o estado geral da parede.

Quando se chegou a 4.311 kg, percebeu-se que o capeamento superior da parede começou a se desprender, sem ruptura, no entanto.

O rompimento só ocorreu então aos 5.120 kg, de forma abrupta, jogando a parede ao chão, o que impediu aferir melhor o formato das trincas e fissuras decorrentes.

O relatório geral do ensaio pode ser extraído da tabela 8:

Tabela 8 - Leitura das forças durante ensaio da miniparede MPar-1a

Etapa	Força (kgf)	Detalhe
1	1179	-
2	2033	-
3	3457	Estalos na junção do capeamento
4	4311	-
5	5120	Rompimento com queda abrupta

Considerando as dimensões da parede, qual seja 90 cm de comprimento e 9 cm de largura, além da força de rompimento, conclui-se que a tensão de ruptura (f_{alv}) foi de 6,32 kgf/cm², portanto 0,63 MPa.

5.5.1.2 Ensaio da miniparede MPar-1b

A segunda parede sem revestimento a ser ensaiada apresentava um defeito em um dos tijolos, localizado na fiada superior. Além disso, como as paredes foram armazenadas na parte externa do laboratório e havia uma obra ao lado, os funcionários desta obra inadvertidamente usaram as paredes como cavalete para corte de aço, o que prejudicou o capeamento e lascou um dos blocos desta parede, conforme pode ser visto na figura 99. De qualquer forma, a parede foi levada a ensaio, conforme descrito a seguir.



Figura 99 - Miniparede sem reboco antes do ensaio. No detalhe, pequeno defeito do bloco.

Da mesma maneira que a primeira parede, as forças foram acrescidas na ordem aproximada de 1.000 kg, resultando nos valores expostos na tabela a seguir.

Tabela 9 - Leitura das forças durante ensaio da miniparede MPar-1b

Etapa	Força (kgf)	Detalhe
1	1731	-
2	2016	-
3	3084	Estalos
4	4009	Rompimento da parte superior

O rompimento se deu com o destacamento de parte da lateral de uma fileira inteira de blocos. Muito provavelmente a deficiência do bloco citado tenha comprometido o ensaio, já que a área resistiva foi alterada.



Figura 100 - Miniparede MPar-1b após ensaio.

Com esse resultado, considerando as dimensões da parede, idênticas à MPar-1a, chega-se a uma tensão de ruptura (f_{alv}) de $4,95 \text{ kgf/cm}^2$, ou seja, $0,49 \text{ MPa}$.

5.5.2 Ensaio de miniparedes com revestimento

O segundo lote ensaiado foi o de paredes rebocadas. O traço do reboco seguiu o mesmo dos exemplos anteriores, ou seja, 1:6 (cimento : areia) em volume.

Foi dada uma demão de cal com o objetivo de melhor visualizar as fissuras que porventura aparecessem durante o ensaio.

5.5.2.1 Ensaio da miniparede MPar-2a

A primeira miniparede rebocada a ser ensaiada também seguiu os mesmos critérios de ensaio das anteriores, quando um capeamento de argamassa foi realizado na parte superior para melhor distribuir as tensões.



Figura 101 - Confeção de capeamento nas paredes visando a distribuir melhor as tensões.

A força aplicada nesta parede foi realizada de forma continuada, com paradas a cada 3.000 kgf, aproximadamente.

Aos 8.049 kgf houve o rompimento, com o aparecimento da fissura em um dos lados, indicada na figura 102, e o destacamento do reboco na fiada superior no outro lado, conforme indicado na figura 103.

Com o valor de força de ruptura acima, considerando-se que a espessura da parede, incluindo o reboco, era de 13 cm e o comprimento de 90 cm, conclui-se que a tensão de ruptura (f_{alv}) foi de $6,88 \text{ kgf/cm}^2$ ou $0,69 \text{ MPa}$.



Figura 102 - Fissura vertical após rompimento da parede.



Figura 103 - Miniparede com reboco após ensaio (Verso da parede indicada na Figura 104)

5.5.2.2 Ensaio da miniparede MPar-2b

Da mesma forma que a anterior, a parede foi levada ao pórtico para rompimento e foram realizados incrementos de força a cada 3.000 kgf.

As etapas foram descritas na tabela abaixo.

Tabela 10 - Leitura das forças durante ensaio da miniparede MPar-2b

Etapa	Força (kgf)	Detalhe
1	3226	-
2	6003	-
3	9349	-
4	12268	Aparecimento de fissuras horizontais
5	14050	Rompimento

É possível observar nas figuras 105 e 106, que, na etapa 4, houve o aparecimento de fissuras horizontais justamente na região do capeamento.

Observa-se também o rompimento dos septos internos dos blocos, fazendo com que o reboco fosse "expulso" da parede.



Figura 105 - Miniparede com reboco após ensaio - Trinca horizontal na região do capeamento.



Figura 106 - Abertura do septo do bloco superior. Seta indica sentido da movimentação.

Baseando-se nas dimensões das paredes, conclui-se que a tensão da parede é de $12,01 \text{ kgf/cm}^2$, ou $1,2 \text{ MPa}$.

Resultado que divergiu significativamente de sua similar, inclusive no comportamento das trincas e fissuras, já que esta apresentou apenas trincas horizontais, ao passo que a primeira apresentou trincas verticais.

5.5.3 Ensaio de miniparedes com reboco e tela soldada

5.5.3.1 Ensaio da miniparede MPar-3a

As miniparedes com tela soldada seguiram os mesmos critérios usados nas paredes maiores. O traço de argamassa, a tela e a espessura eram os mesmos.

Levada ao pórtilco, a primeira miniparede com tela passou pelas etapas descritas na tabela abaixo:

Tabela 11 - Leitura das forças durante ensaio da miniparede MPar-3a

Etapa	Força (kgf)	Detalhe
1	5131	-
2	9830	-
3	14601	Rompimento com fissuras horizontais

Durante o ensaio, percebeu-se, conforme indicado na figura 107, o aparecimento de trincas e fissuras na horizontal, justamente na região do capeamento.

Continuando o ensaio, constatou-se o deslocamento completo do reboco em relação à parte central da alvenaria. Como se pode observar na figura 108, houve completa aderência entre o reboco e a lateral do bloco superior da parede.

**Figura 107 - Rompimento do capeamento.**



Figura 108- Separação do reboco armado da parte central da alvenaria.

Esta miniparede suportou então a tensão teórica de $12,48 \text{ kgf/cm}^2$, ou $1,25 \text{ MPa}$, considerando as dimensões de $0,90 \text{ m}$ de comprimento e $0,13 \text{ m}$ de espessura.

5.5.3.2 MPar-3b

A segunda miniparede com tela soldada foi levada ao pórtico para rompimento conforme as etapas descritas na tabela a seguir.

Tabela 12 - Leitura das forças durante ensaio da miniparede MPar-3a

Etapa	Força (kgf)	Detalhe
1	3596	-
2	5518	-
3	9576	Aparecimento de fissuras verticais Abertura do reboco
4	12400	Rompimento da parede



Figura 109 - Aparecimento de fissuras nos septos centrais do bloco durante a etapa 3.



Figura 110 - Momento da ruptura - Separação dos septos dos blocos com destacamento do reboco.

Considerando as dimensões planas de 90 cm x 13 cm, constata-se que a resistência da parede (f_{alv}), foi de 10,60 kgf/cm², ou 1,06 MPa.

6. ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS

Este trabalho buscou apontar solução para os problemas de falta de resistência de alvenarias que foram executadas com blocos cerâmicos de vedação, mas que recebem força e acabam desempenhando função estrutural.

O objetivo maior era encontrar uma solução que fosse barata de ser aplicada já que, em regra, a construção usando bloco de vedação, com função estrutural, é mais comum em edificações mais simples e de famílias que não possuem condição de contratar projetos e muito menos um responsável técnico para acompanhar as obras.

Foram estudadas bibliografias que abordassem as alvenarias estruturais e principalmente suas patologias. Na sequência, foram analisadas bibliografias e materiais os quais explanassem sobre a recuperação e o reforço dessas estruturas.

Várias técnicas são adotadas para a recuperação de alvenarias estruturais, inclusive a inserção de estrutura de concreto armado, formando assim uma estrutura mista. Em análise ampla, outras formas de reforço foram consideradas interessantes, como o revestimento das paredes usando material mais resistente, dentre eles a tela soldada, fibras e outros.

Além de barato, o reforço, ou recuperação, deve ser de execução prática, que não demandasse mão de obra especializada, por isso o foco do trabalho voltou-se para a tela soldada e para o revestimento com argamassa, ou seja, o uso do reboco com traço de 1:6 (cimento:areia) em volume, com ou sem inserção da tela.

Para a verificação dos resultados foram ensaiadas 3 paredes com dimensões de 1,20 m x 2,60 m, cada uma com as características abordadas anteriormente, além de 06 miniparedes de 0,90 m x 1,04 m.

Dos ensaios, extraíram-se os resultados a seguir:

Tabela 13 - Resumo dos valores obtidos nos ensaios.

Parede	Característica	Dimensões (h x c x e)	Área (cm ²)	Força de ruptura (KN)	Tensão de Ruptura (KN/cm ²)
PAR-1	Sem reboco	2,60 x 1,20 x 0,09	1080	64.880	60,07
PAR-2	Com reboco	2,60 x 1,20 x 0,13	1560	595.000	381,41
PAR-3	Com reboco e tela	2,60 x 1,20 x 0,13	1560	410.000	262,82
MPAR-1A	Sem reboco	1,04 x 0,90 x 0,09	810	51.200	63,21
MPAR-1B	Sem reboco	1,04 x 0,90 x 0,09	810	40.090	49,49
MPAR-2A	Com reboco	1,04 x 0,90 x 0,13	1170	80.490	68,79
MPAR-2B	Com reboco	1,04 x 0,90 x 0,13	1170	140.500	120,09
MPAR-3A	Com reboco e tela	1,04 x 0,90 x 0,13	1170	146.010	124,79
MPAR-3B	Com reboco e tela	1,04 x 0,90 x 0,13	1170	124.000	105,98

Dos ensaios foi possível concluir que:

- Pela formatação das peças após o rompimento, verifica-se que, a princípio, nenhuma das paredes chegou realmente à sua tensão de ruptura máxima, já que os rompimentos se deram, ou nos pés, ou na parte superior das paredes, e não foi constada nenhuma fissura vertical, a não ser na MPar-2a, a qual foi atribuída a uma falha do perfil onde estava apoiada;
- Pressupõe-se que o capeamento realizado nas paredes rebocadas, sem tela ou com tela, induziam à formação de uma pequena laje, que ficava apoiada nos rebocos. Como o miolo da parede, ou seja, a alvenaria de bloco, tinha uma resistência à compressão muito menor do que o reboco, e tal capeamento não era armado, esta pequena laje rompia por flexão, empurrando a alvenaria para baixo e o reboco para os lados, conforme as ilustrações abaixo.

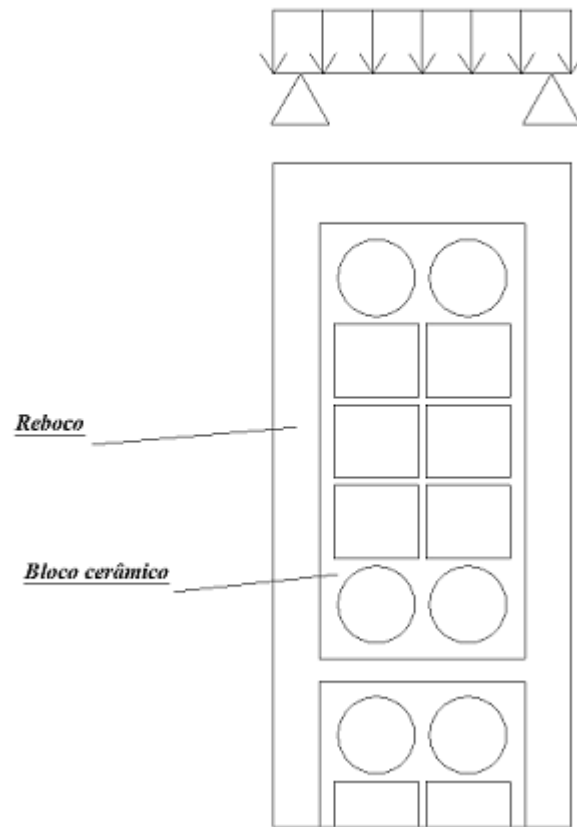


Figura 111 - Representação do modelo estrutural do capeamento superior da parede, apoiado no reboco.



Figura 112 - Parede rompida por esmagamento da parte central devido à flexão do capeamento que estava apoiado nos rebocos.

- Outro fator que pode ter comprometido os ensaios nas miniparedes, que apresentaram resistência muito menores do que o esperado, foi a utilização de uma faixa de neoprene como apoio, pois, na compressão ele tende a expandir para as laterais, impondo esforços de tração horizontal nos septos dos blocos;



Figura 113 - Utilização de neoprene na parte superior da parede.

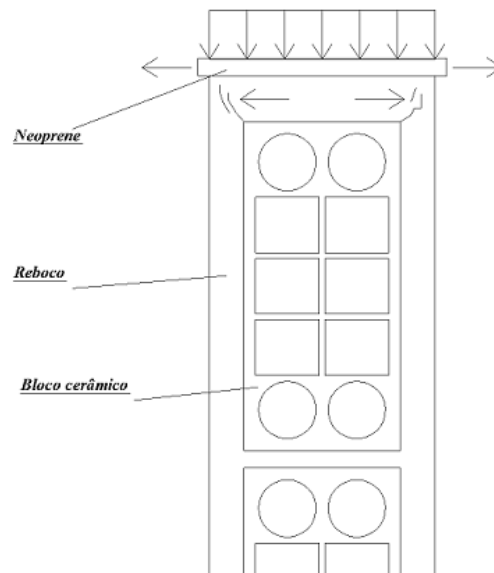


Figura 114 - Compressão do neoprene provoca tensões de tração na parede.

- Para se obter um resultado mais apropriado dos ensaios de compressão de parede, visando a distribuir melhor as forças no topo, além de evitar o engastamento do pórtico com a parede devido ao capeamento, o correto seria apoiar o topo com um perfil "U", assim como foi feito com os pés das miniparedes.

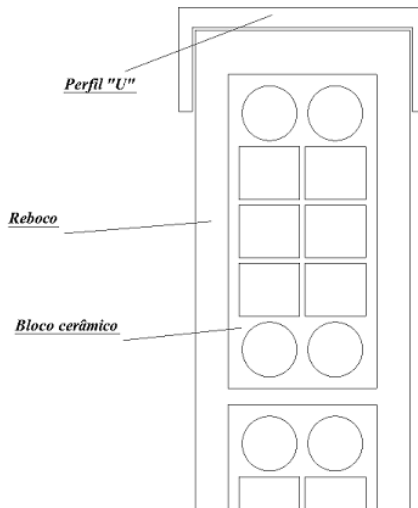


Figura 115 - Utilização de perfil "U" no topo da parede durante os ensaios.



Figura 116 - Utilização de perfil "U" na parte inferior da parede.

7. CONCLUSÃO

Através deste trabalho é possível chegar à conclusão que:

- Rebocar uma parede nua, feita de blocos cerâmicos furados de vedação, utilizando-se reboco de traço 1:6, incrementou em até 9 vezes a sua capacidade resistiva (força de ruptura) comparativamente à parede sem reboco, o que leva a deduzir que é possível sim a recuperação e o reforço de alvenarias valendo-se de argamassa de revestimento;
- A inserção de tela no reboco não indicou, como era o esperado, aumento significativo de capacidade resistiva das paredes, comparativamente às paredes apenas rebocadas;
- Percebeu-se que a tela utilizada, que possui trama de 150 mm x 150 mm, pode ter sido prejudicial dentro da parede, pois tende a flambar quando submetida à compressão. A princípio, seria de se deduzir que tela com tramas menores e bitolas mais finas seriam mais indicadas para o trabalho;
- A utilização da tela soldada dentro do reboco não implicou em resultados conclusivos já que os valores foram, em geral, mais baixos do que as paredes que tiveram apenas aplicação de reboco. Entretanto, os resultados não foram satisfatórios devido a problemas de ensaios, já que as paredes rompiam na parte superior, mais devido à separação do reboco da alvenaria, do que à compressão propriamente dita.
- Mesmo que a resistência à compressão das paredes seja maior quando se usa tela soldada, percebeu-se que as tramas da tela devem ser menores e a bitola da ferragem deve ser mais fina, pois corre o risco de, devido aos esforços de compressão, haver flambagem da barra dentro do reboco, o que seria mais prejudicial do que benéfico, em casos de recuperação e reforço.

8. SUGESTÃO DE ESTUDOS POSTERIORES

- Elaborar estudos e ensaios onde seja variado o traço das argamassas de reboco e assentamento;
- Verificar a questão da durabilidade da armadura da tela, haja vista a porosidade da argamassa e o pouco cobrimento, devido à pequena espessura do revestimento;
- Estudar a influência da dimensão das tramas das telas na capacidade resistiva do revestimento;
- Analisar os esforços de cisalhamento nas alvenarias reforçadas com reboco;
- Variar o traço do reboco e montar correlação com a tensão de ruptura.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120 – **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2000, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6136 – **Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural**. Rio de Janeiro, 1994, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7170 – **Tijolo maciço cerâmico para alvenaria**. Rio de Janeiro, 1983, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7171 - **Bloco cerâmico para alvenaria**. Rio de Janeiro, 1992, 8p. (Norma cancelada)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7200 – **Revestimentos de paredes e tetos com argamassas: materiais, preparo e manutenção**. Rio de Janeiro, 1998,13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 14.653 – **Avaliação de bens - Procedimentos Gerais**. Rio de Janeiro, 2001. 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15.270-1 – **Componentes cerâmicos - Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação — Terminologia e requisitos**. Rio de Janeiro, 2011, 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15.812 – **Alvenaria estrutural - Blocos Cerâmicos**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15.961-1 – **Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2011, 42p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15.961-2 – **Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 2: Execução e controle de obras**. Rio de Janeiro, 2011, 35p.

BAUER, L.A.FALCÃO. **Materiais de Construção**. São Paulo: Livros Técnicos e Científicos Editora – 2 volumes – 5ª Edição - 1994

CHAVES, Roberto. **Manual do Construtor**. Rio de Janeiro. Ed. Tecnoprint.S.A. 1979, 325 p.

CÁNOVAS, Manuel. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. PINI. São Paulo, 1988, 522 p.

CAVALHEIRO, O. P. & MÜLLER, L. E. (1991). **Influência do revestimento na resistência de pequenas paredes de blocos cerâmicos comuns.** In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., Rio Grande do Sul. Anais. p. 25-36.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1996). **Alvenaria estrutural.** Notas de aula da disciplina SET-606 Alvenaria Estrutural. EESC-USP, São Carlos.

EHSANI, M.R. **Strengthening of concrete and masonry structures with fiber reinforced polymers (FRP),** Cipremier Conference. 2005.

FIORITO, A.J.S.I. **Manual de argamassas e revestimentos.** São Paulo: Pini, 1994

CARVALHO R. C., FIGUEIREDO F. J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** 2a Edição -Editora da UFSCar. São Carlos, 2004.

HIBBELER, R.C. **Resistência dos Materiais.** São Paulo, Prentice Hall, 2004. 670 p

IAZIGI, W. A **Técnica de Edificar.** 4ed. São Paulo: Editora Pini/Sinduscon-SP, 2002.669p

KLOSS, César Luiz. **Materiais para construção civil.** Curitiba: Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná, 1991.

LORDSLEEM, A. C.J. **Execução e Inspeção de Alvenaria Racionalizada.** São Paulo: Ed. O Nome da Rosa, 2001

MANZIONE, L. **Projeto e Execução de Alvenaria Estrutural.** São Paulo: Tula Melo, 2004

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais.** 1 ed. São Paulo: Pini, 1994, 581

ORTIGÃO, J.A.R., **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** Rio de Janeiro 2007. TERRATEK, 2007. 391 p.

OLIVEIRA, F.L., **Reabilitação de Paredes de Alvenaria pela Aplicação de Revestimentos Resistentes de Argamassa Armada.** São Paulo, 2001. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Carlos.

OLIVEIRA, NILDO CARLOS, **Fases da alvenaria e pioneirismo do Manual - Manual Técnico de Alvenaria.** São Paulo, 1990. ABCI. 280p.

R. A. OLIVEIRA. **A influência da argamassa de revestimento com saibro na resistência à compressão em prismas de alvenaria resistente de blocos cerâmicos.** Recife, 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas),Centro de Tecnologia e Geociência, Universidade Federal de Pernambuco.

RIBEIRO, C. C., PINTO, J. D. S., STARLING,T. **Materiais de Construção Civil.** 2ed. Belo Horizonte: Editora UFMG e Escola de Engenharia da UFMG, 2002. 102p.

TAUIL, C.A. ET *all.* **Alvenaria Estrutural**. PINI, São Paulo, 2010.

THOMAZ, Ércio. **Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação**. Ed. IPT/EPUSP/PINI. São Paulo, 2007.

TOLEDO, L.B.F. **Patologia em revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios estudo regionalizado para a cidade de Divinópolis – MG**. Belo Horizonte, 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.