



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
URBANA E AMBIENTAL - Mestrado

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
ALVENARIAS DE TERRA CONSTRUÍDAS COM BLOCOS DE
TERRA COMPACTADOS (BTC)**

por

Geilson Marques de Oliveira

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da
Paraíba para obtenção do grau de Mestre*

GEILSON MARQUE DE OLIVEIRA

CT/PPGECAM/UFPB

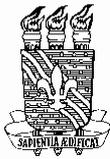
**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
ALVENARIAS DE TERRA CONSTRUÍDAS COM BLOCOS DE
TERRA COMPACTADOS (BTC)**

Área de concentração

Engenharia Urbana

Orientador

Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL - MESTRADO

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ALVENARIAS DE TERRA CONSTRUÍDAS COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADOS (BTC)

Dissertação submetida ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre.

Geilson Marques de Oliveira

ORIENTADOR: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

O48a Oliveira, Geilson Marques de.
Avaliação do comportamento estrutural de alvenarias de terra construídas com blocos de Terra compactados (BTC) / Geilson Marques de Oliveira. - João Pessoa, 2015.
142 f. : il.

Orientação: Givanildo Alves de Azeredo.
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Engenharia urbana e ambiental. 2. Bloco Terra Compactado (BTC). 3. Terra crua. 4. Estruturas - alvenarias. 5. Fissuras - paredes. I. Azeredo, Givanildo Alves de. II. Título.

UFPB/BC

**"AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ALVENARIAS DE TERRA
CONSTRUÍDAS COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADA (BTC) "**

GEILSON MARQUES DE OLIVEIRA

Dissertação aprovada em 13 de agosto de 2015

Período Letivo: 2015.2



**Prof. Dr. GIVANILDO ALVES DE AZEREDO – PPGECAM/CT/UEPB
Orientador**



**Prof.ª Dra. ALINE FIGUEIREDO NÓBREGA DE AZEREDO – IFPB
Examinador Interno**



**Prof. Dr. MARCOS ALYSSANDRO SOARES DOS ANJOS – IFRN
Examinador Externo**

**João Pessoa/PB
2015**

Dedico:

A Deus.

*Aos meus pais Gilberto Carlos de Oliveira e
Walkiria Marques de Oliveira. A minha esposa
Laís Macena Marques de Oliveira.*

*E a toda a minha família. Que sempre
acreditaram em mim.*

“Que homem é o homem que não faz o
mundo melhor.” - Cruzada.

Agradecimentos

Agradeço a Deus por ter me dado o dom da vida, por ter me cercado com seu infinito amor e por sempre estar ao meu lado.

Também agradeço a toda a minha família, em especial a minha mãe Walkiria Marques de Oliveira, meu pai Gilberto Carlos de Oliveira e a meus irmãos. E não podendo deixar a pessoa que sempre esteve ao meu lado, em todos os dias de luta, minha esposa Laís Macena Marques de Oliveira, por sua compreensão, pelo seu amor, pela sua amizade, pelo seu suporte, pela sua dedicação e pelos momentos divertidos e carinhosos que passamos juntos, os quais me fizeram esquecer que carregava um peso tão grande, com o nome de mestrado.

Não posso deixar de agradecer as pessoas que direta ou indiretamente me ajudaram a chegar até aqui, colaborando para a realização desta pesquisa.

Ao Prof. **Dr. Givanildo Alves de Azeredo** pela sugestão, orientação, dedicação, complementação, e revisão deste trabalho, além da amizade e apoio constante. A minha mais sincera gratidão, sobretudo por ter acreditado no nosso trabalho. Foi uma oportunidade ímpar tê-lo como meu orientador.

À coordenação do Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental, na pessoa do **Prof. Dr. Cristiano das Neves Almeida**, e ao ex-coordenador **Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo**, pela oportunidade, colaboração e apoio dado durante o transcorrer do curso e em especial às Secretárias do curso, a **Sra. Sára de Paiva Pedrosa e Miriam de Moura Costa Rodrigues**, que sempre estiveram presentes com toda dedicação fazendo tudo pelo engrandecimento e qualificação dos nossos trabalhos.

Ao LABEME (Laboratório de Materiais e Estrutura no CCT/UFPB/Campus I) na pessoa do **Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa** pelo apoio financeiro e técnico durante o período de realização deste trabalho, e aos técnicos **Delby de Medeiros Filho, Ricardo Luiz de Carvalho, Sebastião Leandro Filho, Otoniel Gomes Bonifácio (Gato)** e em especial a **João da Silva Messias (Zito)** e **Edmilson Luciano de Lima (Mirso)** pela contribuição nas tarefas práticas.

Ao **Prof. Dr. José Gonçalves**, pois sem ele não seria possível o término dos ensaios para conclusão de minha dissertação.

Aos meus amigos do mestrado, pela amizade, parceria e estímulo através dos seus extraordinários trabalhos e orientações.

À CAPES-PROCAD, FINEP-CTPETRO e CNPq pelo apoio financeiro para melhoria do LABEME, o que permitiu a realização deste trabalho.

Sumário

LISTA DE TABELAS	XI
LISTA DE FIGURAS	XII
RESUMO.....	XV
ABSTRACT.....	XVI
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais e justificativa	1
1.1.1. Uso da terra	1
1.1.2. Uso da alvenaria estrutural.....	4
1.2. Objetivo geral.....	7
1.3. Objetivos específicos	7
1.5. Estruturas da dissertação.....	8
CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1. Generalidades sobre estruturas de terra	9
2.1.1. Produção do BTC.....	10
2.2. Generalidades sobre esforços em alvenaria.....	13
2.2.1. Comportamento mecânico das alvenarias.....	13
2.2.2. Interações entre paredes.....	14
2.2.3. Cargas nas aberturas	17
2.2.4. Tipos de carregamentos e ruptura em alvenarias.....	21
2.2.5. Modos de ruptura em viga e ensaio de flexão	27
2.2.6. Ensaio de cisalhamento	30
2.2.7. Ensaio de resistência à compressão em blocos.....	31
CAPÍTULO 3: MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1. Materiais e equipamentos	33
3.1.1. Solo amarelado (barro).....	33

1	
3.1.2.	Cimento 34
3.1.3.	Sistema de aquisição de dados 34
3.1.4.	Célula de carga 35
3.1.5.	Transdutores de Deslocamento (LVDT) 35
3.2.	Métodos e ensaios 36
3.2.1.	Blocos de terra Compactados (BTC) 36
3.2.2.	Ensaio realizado nos blocos de BTC 38
3.2.3.	Ensaio realizado nas paredes de BTC..... 47
CAPÍTULO 4: APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 55	
4.1.	Caracterização da terra 55
4.2.	Avaliação dos BTC 55
4.2.1.	Resultado da absorção de água em blocos de BTC 55
4.2.2.	Resistência à compressão de primas de BTC 56
4.2.3.	Resultado do ensaio de tensão x deformação 58
4.2.4.	Resistência ao cisalhamento em prismas de alvenaria 65
4.2.4.	Resistência à tração na flexão de vigas em 4 pontos..... 69
4.3.	Ensaio nas paredes de BTC..... 74
4.3.1.	1ª Parede de 1 m 74
4.3.2.	2ª Parede de 1m 77
4.3.3.	1ª Parede de 2,15 m 80
4.3.4.	2ª Parede de 2,15 m 82
4.3.5.	1ª Parede em L 85
4.3.7.	3ª Parede em L 90
4.3.8.	1ª Parede com abertura de janela 92
4.3.9.	2ª Parede com abertura de janela 95
4.3.10.	3ª Parede com abertura de janela 97
4.3.11.	4ª Parede com abertura de janela 100
4.4.	Determinação das tensões média de ruptura dos painéis 102

1	
CAPÍTULO 5: CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	104
5.1 - Generalidades.....	104
5.2. Caracterização da terra	104
5.3. Resultado da absorção de água em blocos de BTC	104
5.4. Resistência à compressão de primas de BTC	105
5.5. Resistência ao cisalhamento em prismas de alvenaria	105
5.6. Resistência à flexão de vigas em 4 pontos.....	105
5.7. Parede de 1 m	105
5.8. Parede de 2,15 m	106
5.9. Parede em L	106
5.10. Parede com abertura de janela	107
5.11. Comentário geral sobre as alvenarias.....	108
5.12. Sugestões para futuras investigações.....	108
CAPÍTULO 6: REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	110
CAPÍTULO 7: APÊNDICE	115
1ª Parede de 1m	115
2ª Parede de 1m	116
1ª Parede de 2,15 m.....	116
2ª Parede de 2,15 m.....	117
1ª Parede em L.....	118
2ª Parede em L.....	120
3ª Parede em L.....	121
1ª Parede com abertura de janela.....	123
2ª Parede com abertura de janela.....	124
3ª Parede com abertura de janela.....	124
4ª Parede com abertura de janela.....	125

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - RESISTÊNCIA MÍNIMA À COMPRESSÃO.....	32
TABELA 2 - TIPOS DE FISSURAS EM PRISMAS, ENSAIO EM 3 PONTOS.....	42
TABELA 3 - PROPRIEDADES DA TERRA EMPREGADA.....	55
TABELA 4 - ENSAIO DE ABSORÇÃO DOS BTC.....	56
TABELA 5 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	57
TABELA 6 - ENSAIO DE CISLHAMENTO EM 3 PONTOS.....	69
TABELA 7 - ENSAIO DE FLEXÃO EM 4 PONTOS.....	74
TABELA 8 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES COM CARGA DISTRIBUÍDA.....	103
TABELA 9 - ENSAIO DA 1ª PAREDE DE 1M.....	115
TABELA 10 - ENSAIO DA 2ª PAREDE DE 1M.....	116
TABELA 11 - ENSAIO DA 1ª PAREDE DE 2,15 M.....	117
TABELA 12 - ENSAIO DA 2ª PAREDE DE 2,15 M.....	117
TABELA 13 - ENSAIO DA 1ª PAREDE EM L.....	118
TABELA 14 - ENSAIO DA 2ª PAREDE EM L.....	120
TABELA 15 - ENSAIO DA 3ª PAREDE EM L.....	121
TABELA 16 - ENSAIO DA 1ª PAREDE COM ABERTURA.....	123
TABELA 17 - ENSAIO DA 2ª PAREDE COM ABERTURA.....	124
TABELA 18 - ENSAIO DA 3ª PAREDE COM ABERTURA.....	125
TABELA 19 - ENSAIO NA 4ª PAREDE COM ABERTURA DE JANELA.....	126

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - TORRE FORTIFICADA DA IDADE DA PEDRA E RUÍNAS DAS MURALHAS DE JERICÓ	1
FIGURA 2 - CONSTRUÇÕES EM TERRA NA CIDADE DE SHIBAM, YEMEN.....	2
FIGURA 3 - PRENSA MANUAL CINVA-RAM.....	3
FIGURA 4 - PRIMEIROS EDIFÍCIOS COM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	4
FIGURA 5 - UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO	11
FIGURA 6 - OBSERVAÇÃO PRÁTICA DA UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO.....	12
FIGURA 7 - ESPALHAMENTO DE CARREGAMENTO EM PAREDES EM L	15
FIGURA 8 - ESPALHAMENTO DE CARREGAMENTO EM PAREDES PLANAS.....	15
FIGURA 9 - INTERAÇÕES DE PAREDES EM ABERTURAS E EM CANTOS	16
FIGURA 10 - PAREDES FORMATO “H”	17
FIGURA 11 - INTERAÇÃO DE PAREDES EM REGIÃO DE JANELAS	17
FIGURA 12 - DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES EM PAREDES COM ABERTURA SEGUNDO A NBR - 10837	18
FIGURA 13 - VERGAS SOBRE E SOB OS VÃOS	18
FIGURA 14 - SENTIDO DAS CARGAS EM JANELAS.....	19
FIGURA 15 - REGIÃO QUE CARREGA A VIGA SEGUNDO A REGRA DE DISPERSÃO DE CARGAS VERTICAIS.....	19
FIGURA 16 - CARGA CONCENTRADA SOBRE VERGA.....	20
FIGURA 17 - CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOB ABERTURA	20
FIGURA 18 - MODOS DE RUPTURA DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	22
FIGURA 19 - FISSURAS NAS JUNTAS DE ARGAMASSA.....	22
FIGURA 20 - DESLIZAMENTO DA JUNTA	22
FIGURA 21 - DIVISÃO E ESCORREGAMENTO DAS JUNTAS CENTRAIS DA ALVENARIA	23
FIGURA 22 - FISSURAS NOS BLOCOS DA ALVENARIA E DESCOLAMENTO DAS JUNTAS DE ARGAMASSA	23
FIGURA 23 - DIVISÃO DE TIJOLOS E JUNTAS.....	23
FIGURA 24 - DESCOLAMENTO DAS JUNTAS DE ARGAMASSA	24
FIGURA 25 - SEPARAÇÃO DE JUNTAS HORIZONTAIS	24
FIGURA 26 - DESCOLAMENTO E SEPARAÇÃO DE JUNTAS DE ARGAMASSA	24

1	
FIGURA 27 - FISSURA ESCALONADA	25
FIGURA 28 - FISSURA VERTICAL DEVIDO À RESISTÊNCIA INFERIOR DOS BLOCOS	25
FIGURA 29 - FISSURAS ORIGINADAS PELO CARREGAMENTO EXCESSIVO DE COMPRESSÃO	26
FIGURA 30 - TIPOLOGIA DA FISSURAÇÃO ORIGINADA PELA SOBRECARGA LOCALIZADA	26
FIGURA 31 - MODOS DE FALHA DE ALVENARIA ESTRUTURAL	27
FIGURA 32 - FLEXÃO A QUATRO PONTOS.....	28
FIGURA 33 - ENSAIO DE CAMPO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO PROPOSTO .	29
FIGURA 34 - ENSAIO DE RESISTÊNCIA DE CISLHAMENTO PARA ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO	31
FIGURA 35 - MÉTODOS DE ENSAIO DE ADERÊNCIA.....	31
FIGURA 36 - (A) PENEIRA UTILIZADA NO PROCESSO DE PENEIRAMENTO DO SOLO, (B) E SOLO PENEIRADO	33
FIGURA 37 - SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	34
FIGURA 38 - CÉLULA DE CARGA DE 1 MN KN	35
FIGURA 39 - TRANSFORMADOR LINEAR DE TENSÃO DIFERENCIAL VARIÁVEL (LVDT).....	36
FIGURA 40 - BLOCOS DE BTC.....	37
FIGURA 41 - PRENSA MANUAL DO TIPO MATTONE	37
FIGURA 42 - BLOCOS DEPOIS DE MOLDADOS, E SEREM COLOCADOS PARA SECAR.....	38
FIGURA 43 - PRISMAS PREPARADOS PARA O ENSAIO DE COMPRESSÃO.....	39
FIGURA 44 - PRENSA HIDRÁULICA 100 KN E CONTROLADOR 4830 AMBOS DA MARCA SHIMADZU	40
FIGURA 45 - CISLHAMENTO EM 3 PONTOS DE ACORDO COM A NBR 14321 (1999) E NP EN 1052-3 (2005)....	41
FIGURA 46 - DISPOSITIVO PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO EM 4 PONTOS	44
FIGURA 47 - RUPTURA FORA DO TERÇO MÉDIO NO ENSAIO DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	45
FIGURA 48 - TESTE DE FLEXÃO EM 4 PONTOS.....	46
FIGURA 49 - PAREDE 1M.....	47
FIGURA 50 - PAREDE 2,15M	48
FIGURA 51 - PAREDE COM ABERTURA DE JANELA	49
FIGURA 52 - PAREDE FORMATO "L"	50
FIGURA 53 - CONSTRUÇÃO DAS PRIMEIRAS FIADAS DO PAINEL.....	51
FIGURA 54 - PRUMO E RETILINIDADE SENDO VERIFICADOS, RESPECTIVAMENTE.	51
FIGURA 55 - CONCRETAGEM DA CONTRAVERGA.....	52

1	
FIGURA 56 - CARREGAMENTO - PAREDE FORMATO "L"	54
FIGURA 57 - BLOCOS IMERSOS EM ÁGUA, PARA ENSAIO DE ABSORÇÃO	56
FIGURA 58 - ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BTC	57
FIGURA 59 - ENSAIO DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO	62
FIGURA 60 - TESTE DE CISALHAMENTO EM 3 PONTOS NO 1º PRISMA	65
FIGURA 61 - TESTE DE CISALHAMENTO EM 3 PONTOS NO 2º PRISMA	66
FIGURA 62 - TESTE DE CISALHAMENTO EM 3 PONTOS NO 3º PRISMA	67
FIGURA 63 - TESTE DE CISALHAMENTO EM 3 PONTOS NO 4º PRISMA	68
FIGURA 64 - TESTE DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	70
FIGURA 65 - TESTE DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	71
FIGURA 66 - TESTE DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	72
FIGURA 67 - TESTE DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	73
FIGURA 68 - FISSURAS NA 1ª ALVENARIA DE 1M	75
FIGURA 69 - FISSURAS NA 2ª ALVENARIA DE 1M.	78
FIGURA 70 - FISSURAS NA 1ª ALVENARIA DE 2,15M	80
FIGURA 71 - DESENHO DAS FISSURAS NA 1ª ALVENARIA DE 2,15M	81
FIGURA 72 - FISSURAS NA 2ª ALVENARIA DE 2,15M	83
FIGURA 73 - FISSURAS NA 1ª ALVENARIA EM L	85
FIGURA 74 - FISSURAS NA 2ª ALVENARIA EM L	87
FIGURA 75 - DESENHO DAS FISSURAS NA 2ª ALVENARIA EM L	88
FIGURA 76 - FISSURAS NA 3ª ALVENARIA EM L	90
FIGURA 77 - FISSURAS NA 1ª PAREDE COM ABERTURA	92
FIGURA 78: CARGA CONCENTRADA SOBRE VERGA	93
FIGURA 79 - FISSURAS NA 2ª PAREDE COM ABERTURA NA FACE FRONTAL E POSTERIOR, RESPECTIVAMENTE ..	95
FIGURA 80 - RUPTURA DA 2ª PAREDE COM ABERTURA	96
FIGURA 81 - FISSURAS OBSERVADA NA 3ª PAREDE COM ABERTURA	98
FIGURA 82: FISSURAS NA 4ª PAREDE COM ABERTURA	101

RESUMO

OLIVEIRA, GEILSON MARQUES. (2015). *Avaliação do comportamento estrutural de alvenarias de terra construídas com Blocos de Terra Compactados (BTC)*. João Pessoa, 142p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal da Paraíba, UFPB.

O presente trabalho tem a finalidade de contribuir para a avaliação do comportamento estrutural de alvenarias de terra construídas com Blocos de Terra Compactados (BTC). Além de adotar métodos para se avaliar o comportamento estrutural, a pesquisa visou determinar o caminho das cargas verticais atuantes nas alvenarias, levando ou não em conta suas interações com paredes vizinhas, além de tentar visualizar os tipos de fissuras em paredes com ou sem abertura de janelas. Foram realizados também ensaios de resistência à compressão axial em blocos de BTC e absorção de água. Em vigas de BTC foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento em três pontos e resistência à tração na flexão em quatro pontos. Por fim, os resultados experimentais nas alvenarias mostraram que o esmagamento dos blocos foi a causa mais significativa para o colapso das estruturas. Nas paredes construídas com interação, não houve fissuras visíveis nas paredes adjacentes às cargas aplicadas.

Palavras chave: Bloco Terra Compactado, terra crua, estruturas, fissuras, alvenaria.

ABSTRACT

OLIVEIRA, GEILSON MARQUES. (2015). *Structural behavior evaluation of earth walls, built with Compressed Earth Blocks (BTC)*. João Pessoa, 142p. Thesis (MS). Federal University of Paraíba, UFPB.

The purpose of this work is to contribute for an avaluation of the structural behavior of masonry built in blocks of compact soil (BTC). Adopting methods to evaluate the structural behavior, this work focused on determining the way for vertical charges of constructions, taking or not taking into account its interactions with neighbor walls, with or without windows. Were also carried out Tests of resistance to axial compression in BTC blocks and water absorption. Three-point shear strength tests and four-point flexural tensile strength were performed in BTC blocks. The experimental results showed that the crushing of blocks were caused. However, there were no visible fissures in adjacent walls with applied charges.

Keywords: Compressed Earth Block, raw land, structures, cracks, masonry.

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais e justificativa

1.1.1. Uso da terra

A Terra é provavelmente um dos materiais mais antigos conhecidos para a construção de moradias na antiguidade. Segundo Correia (2005), algumas cidades remetem à construção com terra possivelmente há mais de 8000 a.C, como é o caso da cidade de Jericó (Figura 1), situada em Israel e construída no período Neolítico. Ainda sobre esse primitivo povoado foi identificada a aplicação de adobes, datados de 6.800 a.C., em cabanas circulares.

Figura 1 - Torre fortificada da Idade da Pedra e Ruínas das muralhas de Jericó



Fonte: www.santovivo.net/gpage212.aspx
Acessado em 26.07.2015

Segundo Heathcote (1995), eram bastante comuns as construções feitas com tijolos de terra. Na Mesopotâmia, por exemplo, em torno de 10.000 a.C. foram encontradas muitas dessas construções, que são de grande preciosidade, além de serem patrimônios culturais de grande valor artístico.

A terra na antiguidade não foi utilizada apenas para pequenas construções, mas era utilizada também para construção de edifícios, castelos, muralhas entre outros.

Segundo Correia (2006) um terço da humanidade vive em edifícios de terra e que vão desde modestas casas a palácios, igrejas ou castelos, em muitos locais do mundo. Na cidade de Shibam, no Yemen (Figura 2), existem torres com mais

de dez andares, todas construídas em terra.

Figura 2 - Construções em terra na cidade de Shibam, Yemen



Fonte: www.boston.com/bigpicture/2008/10/stormbattered_yemen.html
Acessado em: 26 de julho de 2015

Segundo BARBOSA (2006), a construção em terra no Brasil só foi introduzida pelos portugueses, já que não existem indícios que os índios que aqui moravam tinham empregado esse tipo de material nas suas construções.

Hoje uma grande parte da população do mundo ainda vive em construções de terra, que é uma matéria prima muito boa para construção, mas dependendo das condições climáticas, problemas irão surgir, afetando assim sua durabilidade e resistência, daí a necessidade de estabilização (Dethier, 1996).

Hoje existem os blocos de terra compactados (BTC), que são descendentes do bloco de terra adensada (adobe), sendo diferenciado um do outro pelo seu modo de fabricação, já que o adobe é feito de maneira mais artesanal moldados em fôrmas e cozidos ao sol e o BTC é confeccionado através de prensas mecânicas.

Segundo Centromaosterra (2013), foi na Europa as primeiras utilizações de BTC, experiência essa desenvolvida no início do século XIX pelo arquiteto François Cointeraux. Utilizou-se o processo de confecção dos blocos em módulos de madeira, onde o solo úmido era colocado em seu interior, e comprimido utilizando os pés.

Ainda segundo o Centromaosterra (2013), a primeira máquina de metal só veio a ser construída em 1950, na Colômbia (América do Sul), pelo engenheiro chileno Raúl Ramirez, do *Centro Interamericano de la Vivienda* (Cinva), para ser utilizada em um programa de habitação social daquela região, que recebeu o nome

de Cinva-Ram, sendo o segundo nome em homenagem ao engenheiro.

Desde a invenção da máquina Cinva-Ram (Figura 3), os blocos de terra manual seco ao sol (adobe), começaram a ser fabricados de forma diferente. A vantagem dessa máquina foi não só na qualidade dos blocos de terra, mas também na resistência, já que os blocos passaram a ser, além de mais regulares, mais densos e resistentes à água.

Figura 3 - Prensa manual CINVA-Ram



Fonte: Autoria própria (2015)

Esses tijolos de solo-cimento constituem uma das alternativas para a construção de alvenaria. Após a sua confecção, o mesmo passa por um período curto de cura, e garante resistência à compressão simples semelhante às alvenarias convencionais de tijolos cerâmicos, sendo essa resistência tanto mais elevada quanto maior for a quantidade de cimento empregada na sua fabricação.

Existem várias vantagens para a construção com esse tipo de bloco de terra, dentre as quais cita-se: utilização do solo local ou do canteiro de obra, o que reduz ou elimina o custo do transporte; e devido à sua regularidade e planeza nas faces pode-se dispensar revestimento (desde que protegidos da ação direta da água), além de ser de fácil assentamento, utilizando espessuras mínimas de argamassa; é um material biodegradável sendo o cimento absorvido pela Natureza num período de 10 a 20 anos (Centromaosterra, 2013); não é necessário fazer uso da lenha em sua fabricação, evitando o desmatamento; BTC é energeticamente eficiente uma vez que requer aproximadamente de 5 a 15 % menos consumo energético do que um tijolo refratário, o que reduz a emissão de poluentes entre 2,4 a 7,8 vezes ; o levantamento de paredes de tijolos ou de BTC obedece aos mesmos procedimentos utilizados para tijolos e blocos comuns; eficiência de custos produzido no local da

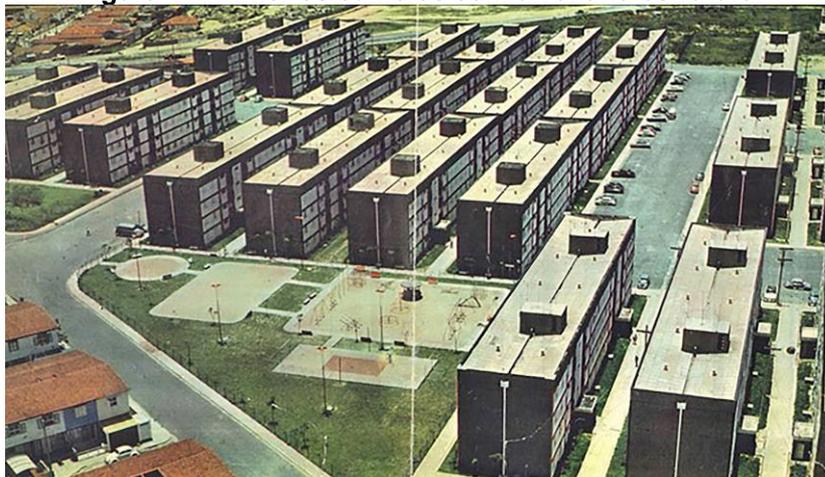
obra, com recursos naturais e mão de obra pouco qualificada, o que implica diretamente e necessariamente uma redução de custos.

1.1.2. Uso da alvenaria estrutural

A alvenaria estrutural vem sendo utilizada pelo homem desde os primórdios. Grandes monumentos, templos religiosos e várias outras obras foram erguidas com base apenas na alvenaria. Por exemplo, as pirâmides do Egito e a muralha da China, obras essas de alvenaria estrutural que existem até os dias de hoje.

Segundo Schumacher (2000), apenas em 1967 foram construídos os primeiros edifícios em alvenaria estrutural no Brasil (Figura 4), que foram construídos na cidade de São Paulo e possuíam quatro pavimentos e blocos de concreto de 19 cm de espessura.

Figura 4 - Primeiros edifícios com alvenaria estrutural



Fonte: <http://ccpl.com.br/>
Acessado em: 10 de julho de 2015

O desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil não veio de forma rápida, isso ocorreu devido a muitos fatores, tais como: falta de conhecimento a respeito da nova tecnologia que estava surgindo; preconceito; hábito de trabalhar com o concreto armado por parte dos construtores e projetistas, e pouca divulgação do assunto nas universidades durante o processo de formação do profissional.

Segundo Palácio (2001), apenas em 1989 foi editada a primeira norma

nacional, a NB-1228, que atualmente é denominada de NBR-10837 (1989). Trata-se do cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.

Além do cuidado com esse novo tipo de construção, surgiu também algo novo a se preocupar. A preocupação da vez era a técnica utilizada para a confecção das paredes estruturais e do tipo de material que iria ser utilizado para a sua confecção. Vale lembrar que o material varia de região para região, por isso a necessidade de cada região conhecer as características dos materiais empregados na sua alvenaria.

Segundo Mendes (1998), os materiais utilizados na composição da alvenaria estrutural possuem muitas variações regionais e por isso é importante que cada região conheça bem os seus materiais. Segundo o autor, o Brasil mesmo tendo conhecimento de ponta a nível mundial, ainda precisa evoluir no tocante a essa caracterização dos materiais empregados em suas alvenarias.

Hoje a alvenaria estrutural tem se destacado cada vez mais, tudo isso graças a alguns fatores como: diminuição no tempo da construção; economia no custo da obra; menor gasto com revestimento; flexibilidade e versatilidade da construção; técnica executiva simplificada; menor diversidade de materiais e mão de obra, além de outros benefícios. Esse novo método construtivo diminuiu também o desperdício de material, que ocorre geralmente nas obras convencionais.

Segundo Roman (1996), a alvenaria estrutural tem sido destaque não só no mercado brasileiro, mas em todo o mundo, graças à rapidez na construção, e por ter diminuído o consumo e desperdício de material, diminuindo o custo final, e consequentemente gerando mais lucro.

Segundo Duarte (1999) e Gomes (2001), o uso desse material indica uma redução em torno de 30% do custo da obra se comparado ao sistema convencional de concreto armado. Ramalho e Corrêa (2003) cita que este tipo de construção pode transformar as paredes de vedação e de divisão em paredes portantes, eliminando assim as vigas e pilares que dão suporte a uma estrutura convencional.

É sabido que a alvenaria estrutural ainda tem um longo caminho a percorrer,

até alcançar o desenvolvimento alcançado em outras formas de construções, como é o caso das construções de concreto. Por isso que inúmeras pesquisas vêm sendo realizadas sobre esse tipo de assunto.

Holanda (2002) já falava da importância desses estudos, onde afirmava que o projeto de alvenaria estrutural necessitava de grandes avanços tecnológicos para se aproximar do desenvolvimento observado em relação às estruturas em concreto armado ou aço. E cogitava-se a importância em concentrar esforços em pesquisas, que pudessem oferecer suporte técnico a esse novo método de construção.

Outra questão que também precisa ser explorada pelos pesquisadores é a que faz menção à forma com que as cargas agem nas estruturas, qual o seu efeito quando é aplicada de forma concentrada ou distribuída, qual o sentido das forças, quais os tipos de fissuras que irão surgir e quais as características dessas fissuras, se os tipos de fissura vão depender se as alvenarias estão interligadas ou não.

Por esse motivo é interessante estudarmos esses tipos de estruturas, para uma melhor representação das trajetórias de forças possíveis ao longo das alvenarias.

A respeito da interseção de paredes sob forças verticais, Grande (2003) considerou que as paredes trabalhavam de forma isolada. Já Capuzzo Neto (2005) admitiu que existe sim, uma interação entre paredes adjacentes, e consideraram que existe uma possibilidade de transferência de força de uma parede para outra.

Hamid (1981) estudou os critérios de ruptura que as alvenarias estruturais apresentam baseando-se na Teoria de Hoffman, levando em consideração um comportamento biaxial do material. Segundo o autor, o material quando submetido a forças biaxiais apresenta rupturas por cisalhamento ao longo das juntas horizontais e verticais críticas; e ruptura por tração do bloco e argamassa, ou de ambos.

Gonçalves (2005) também mostrou a importância de se estudar as estruturas compostas por outros tipos de materiais, conhecidos como materiais-não convencionais, como por exemplo, BTC. Mas, para que isso seja possível, o material não só deve ser ecologicamente correto, como também deve seguir vários padrões

e atender a várias normas de segurança, como ser tão resistente quanto os materiais de referência no mercado.

Desta forma, nada resta senão proceder à experimentação e fazer uso dos parâmetros usados no projeto da alvenaria estrutural, para se estudar as construções com BTC.

Neste contexto, justifica-se a relevância da pesquisa no aspecto técnico uma vez que se sente a necessidade de um maior número de ensaios experimentais, para melhor embasar as normas sobre alvenaria de BTC. Sob a ótica ambiental, sua execução poderá contribuir para a preservação do meio ambiente, reduzindo o consumo de recursos naturais, uma vez que não faz uso da lenha para a sua produção, evitando o desmatamento, bem como o consumo de energia, além de não lançar poluentes na atmosfera.

1.2. Objetivo geral

O presente trabalho propõe avaliar o comportamento estrutural de certos painéis de alvenarias de terra, construídas com BTC.

1.3. Objetivos específicos

Os objetivos específicos para este trabalho são:

- Determinar o caminhamento das cargas verticais atuantes nas alvenarias, levando ou não em conta suas interações com paredes vizinhas e aberturas caso existam;
- Mapear os modos de ruptura e respectivos estados de fissuração das alvenarias;
- Fornecer dados científicos como contribuição à elaboração de normas técnicas.

1.5. Estruturas da dissertação

A dissertação foi dividida em seis capítulos, sendo distribuídos da seguinte forma:

No capítulo 1, foi apresentado além do tema, a problemática, o estudo, hipóteses levantadas por outras pesquisas, e a importância da pesquisa para o conhecimento sobre esse tipo de alvenaria de BTC.

No capítulo 2, foi feita a revisão bibliográfica sobre tijolos prensados, e alvenarias estruturais, de modo a tentar compreender o caminhamento das cargas verticais atuantes nas alvenarias, levando ou não em conta suas interações com paredes vizinhas e aberturas caso existissem, além de procurar formas de instrumentação e métodos de avaliação estruturais em alvenarias.

No capítulo 3, apresentam-se os materiais e os métodos utilizados no estudo. Neste capítulo foi feita toda uma caracterização dos materiais empregados na pesquisa e descrição dos equipamentos que foram utilizados para a obtenção dos resultados, além de descrever o método adotado para se fazer os ensaios e estudos.

No capítulo 4, são apresentados e analisados os resultados alcançados na pesquisa.

No capítulo 5, são feitas as considerações finais e apresentadas propostas para a continuação dos estudos.

No capítulo 6, é apresentada a referência bibliográfica utilizada na pesquisa.

CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados tópicos sobre as construções com terra de forma geral e construções com alvenarias estruturais, além de estudos que mostram o comportamento estrutural de alvenarias quando submetidas à cargas.

A pesquisa foi realizada em cima de trabalhos que apresentassem estruturas construídas de terra ou alvenarias estruturais, ou simplesmente a ensaios e métodos utilizados para avaliação dos mais diversos tipos de alvenarias e materiais, sendo estas de terra ou não.

2.1. Generalidades sobre estruturas de terra

A avaliação do comportamento estrutural de sistemas construídos com BTC envolve uma gama muito grande de questionamentos e fatores. Primeiro estudo sobre o processo de fabricação, e em seguida entender como as cargas agem nesse tipo de estrutura.

Segundo Oliveira Jr (1992), a alvenaria de terra foi um dos principais sistemas de construção até o início do século XX, tendo sido intensamente empregada como estrutura portante de construções de grande porte desde a antiguidade.

Outros exemplos conhecidos do uso da alvenaria estrutural de terra são os das Pirâmides (Egito), Taj Mahal (Índia), a Grande Muralha da China, construída com pedras e tijolos que datam entre 200 a.C. e 220 d.C.

Segundo Dethier (1993) a terra como material de construção já é conhecida há aproximadamente dez mil anos. E os tijolos de terra crua apresentam diversas vantagens, frente aos materiais convencionais utilizados hoje, como: econômica, devido à matéria prima ser abundante e de custo baixíssimo; energética, pois a utilização da terra dispensa a queima de qualquer combustível; sociocultural, casas de adobe permitem reduzir os custos da habitação social, além da comprovação, que as

construções de terra, possuem um excelente conforto térmico e acústico.

Mesmo com tantos anos de uso desse material, ainda são necessários vários testes a respeito do mesmo, pois sendo a alvenaria de terra portante, responsável pela sustentação e estrutura da construção, precisa ser testada mecanicamente, de modo a ter suas propriedades de resistência e deformação avaliadas, garantindo assim segurança e durabilidade da construção. Atualmente, os ensaios de resistência à compressão simples em alvenarias e paredes são realizados através de aplicação de carregamento uniformemente distribuído.

2.1.1. Produção do BTC

2.1.1.1. Solo

Sendo a terra um material de composição heterogênea, é importante definir fatores que influenciam no desempenho dos BTC.

Nem todo o solo é adequado para a construção do BTC, as camadas superiores dos solos e os solos orgânicos não devem ser utilizados para a produção do bloco.

Identificar as propriedades do solo é essencial para realizar produtos de boa qualidade. Algumas análises simples e sensitivas podem ser realizadas após um curto treino.

Segundo Gonçalves (2005), o teor de cada componente granulométrico também é importante. É conveniente que o solo apresente plasticidade e que seu limite de liquidez não seja excessivo, de preferência menor que 40–45 %.

Já Pinto (1980) afirmou que o solo ideal deve ter 15% de silte mais argila; 20% de areia fina; 30% de areia grossa; e 35% de pedregulho.

Segundo Barbosa (2010), as proporções adequadas dos componentes do solo são: 10 a 20% de argila; 10 a 20% de silte e 50 a 70 % de areia.

E Portland Cement Association (PCA, 1969) considera solos bons aqueles que apresentam em sua composição silte+argila variando de 10 a 35%, e solos arenosos e pedregulhosos, contendo de 65 a 90% de areia.

Caso o solo não se enquadre nessa faixa, é possível fazer uma correção granulométrica. Misturando por exemplo, areia, no caso do solo muito argiloso e com limite de liquidez e índice de plasticidade acima de 45%.

2.1.1.2. Umidade

A quantidade de água adicionada na mistura de terra para a confecção dos blocos de BTC, vai depender exclusivamente das características do material empregado.

Para se alcançar a umidade ótima de compactação do solo, é aconselhado que a água não seja colocada de uma só vez na mistura, a mesma deve ser colocada de forma gradual, e a cada nova adição de água, repete-se o processo de mistura e testa-se manualmente o solo, para saber se a mesma forma bolinhos ao fechar as mãos e não se deforma ao abri-las.

Figura 5 - Umidade ótima de compactação



Fonte: Autoria própria (2015)

Segundo Lima (2010), para se encontrar a umidade ideal para a moldagem dos blocos de BTC, a água deve ser adicionada em forma de chuveiro, o que garantirá uma boa distribuição sobre a massa. Em seguida é feita a verificação da umidade ideal através do teste da mão, que consiste em formar com as mãos um “bolo” que mantenha sua forma inalterada ao abrir a

mão, como ilustrado na figura 5.

Grande (2003) define que a umidade ótima é o teor de umidade que possibilita a maior compactação do material, por meio da aproximação das partículas de solo e preenchimento dos vazios. E demonstra através da figura 6 como seria realizado o método prático.

Figura 6 - Observação prática da umidade ótima de compactação



Fonte: Grande (2003)

2.1.1.3. Prensa para fabricação de BTC

O objetivo da prensagem da terra é de aproximar os grãos, tentando reduzir os vazios do material, o que lhe dará maior resistência mecânica. No mercado existem vários tipos de prensa, tanto manuais como hidráulicas necessárias para a compactação e dar forma aos blocos.

As prensas manuais imprimem uma pressão de compactação da ordem de 1 MPa a 2 MPa. Já as prensas hidráulicas aplicam pressões muito maiores da ordem de 20 tf resultando em produtos mais resistentes, mas com um custo para aquisição do equipamento muito caro (Souza, 2011).

2.1.1.4. Uso do cimento na mistura com terra

O cimento Portland é um aglomerante que, uma vez em contato com a água, tem a propriedade de endurecer com o tempo e adquirir resistências mecânicas próximas às de uma rocha natural.

Segundo Gonçalves (2005), para os blocos obterem resistências adequadas, usam-se taxas de cimento de 8, 10, 12 e até mesmo 15 %, o que encarece o preço do produto final.

Mas essa quantidade de cimento na mistura deve levar em conta o tipo de solo que está sendo empregado na confecção dos blocos, e a resistência pretendida pelos mesmos.

Segundo Braga (2012), quando houver muita argila presente, será exigido no mínimo 6 % de cimento. Quando o solo for muito arenoso, podem ser requeridas taxas maiores. Mas se o solo é bem graduado, 4% (e até mesmo 2%) de cimento já é suficiente para elevar a resistência dos blocos e a alcançar uma ótima qualidade.

2.1.1.5. Processo de cura

O processo de cura dos blocos deve ser de forma lenta. Os blocos não podem perder água muito rápido, pois isso enfraqueceria os mesmos, já que o cimento não teria tempo suficiente para reagir.

De acordo com Couto (2014), os tijolos recém-confeccionados devem ser colocados para secar a sombra e cobertos com uma lona preta, visando evitar a perda excessiva de umidade e, como consequência, a possível ocorrência de fissuras, e devem manter-se nesta condição pelo menos por 24 horas após a moldagem.

2.2. Generalidades sobre esforços em alvenaria

2.2.1. Comportamento mecânico das alvenarias

Alvenaria é a construção de estruturas e de paredes utilizando unidades unidas

entre si por juntas de argamassa. As mesmas podem ser fabricadas por blocos cerâmicos, blocos de pedras, blocos de terra, blocos de concreto, de vidros entre outros.

Segundo Tauil e Martins Nese (2010), as alvenarias e juntas de argamassa trabalham de forma conjunta, e esse vínculo feito através da argamassa, forma um elemento coeso e resistente, capaz de resistir a esforços horizontais e verticais, atuando de forma estrutural, promovendo a segurança, e na forma de vedação, proporcionando conforto aos usuários. Não podemos tratar as alvenarias apenas como blocos isolados, ou até mesmo como juntas que servem apenas para unir os blocos e mais nada, pois tanto os blocos como as juntas de argamassa trabalham unidas, de tal forma que, são capazes de elevar a resistência de uma alvenaria a patamares muito elevados.

As alvenarias estão sempre submetidas a cargas, às vezes apenas a seu peso próprio, mas geralmente estão submetidas a carregamentos externos, e sofrendo esforços tanto verticais como horizontais e até mesmo oblíquo.

Não basta apenas saber o sentido das cargas, e necessário também se estudar como essas cargas são aplicadas. Se as mesmas são fixas ou móveis, permanentes ou acidentais, distribuídas ou localizadas.

Grande (2003) antes de aplicar carga de ruptura na alvenaria de BTC, realizava duas descargas durante o ensaio (descarregamentos de mesma velocidade e condições de aplicação do carregamento), para o acomodamento da parede. Ele seguiu a NBR 8949 que sugere que o descarregamento deve ser realizado quando o carregamento estiver em valores próximos a 50% da carga de ruptura provável.

2.2.2. Interações entre paredes

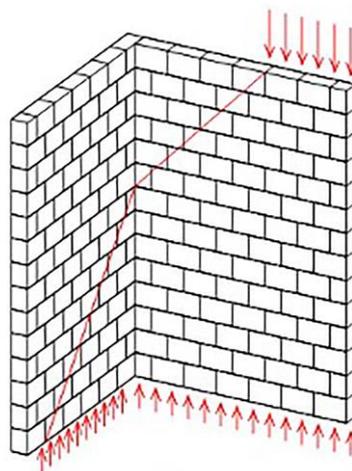
Outro ponto a ser analisado diz respeito à interação das paredes com e sem aberturas. Os ensaios propostos têm a finalidade de contribuir para um melhor entendimento da distribuição de tensões e deformações de uma parede a outra, além

de verificar os níveis e forças de interação ali presentes. Além das aberturas, temos também os cantos, outro ponto de interação entre paredes e alvenarias.

A união e a solidarização de paredes que se cruzam podem ocorrer por dois métodos: amarração direta ou amarração indireta. A amarração direta, popularmente conhecida no meio técnico como contra fiada, é definida como a intersecção de paredes onde 50% dos blocos penetram alternadamente na parede interceptada (ASNT, 2010).

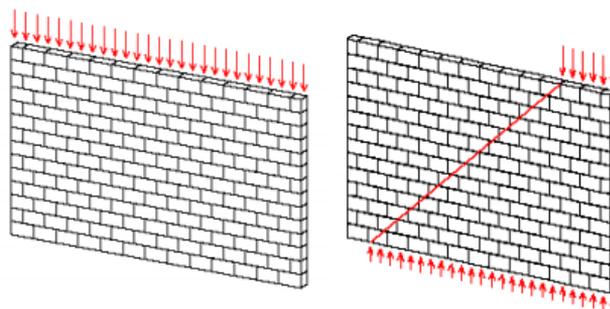
As NBR 10837 (1989) e NBR 15812-1 (2010) não especificam interações entre paredes, porém determinam que cargas de compressão localizadas sobre apenas uma parte do comprimento de uma parede tende a se espalhar ao longo da altura da parede segundo um ângulo de 45° (Figura 7 e 8).

Figura 7 - Espalhamento de carregamento em paredes em L



Fonte: Ramalho (2003)

Figura 8 - Espalhamento de carregamento em paredes planas



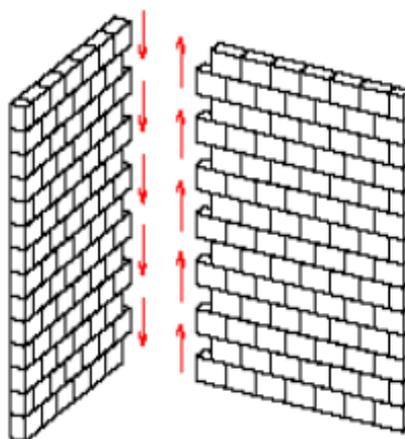
Fonte: Ramalho (2003)

Segundo Vendrame (2008), a interação entre as paredes proporciona uma melhor distribuição das ações verticais em um pavimento. Quando as cargas estão aplicadas em uma alvenaria, estas ficam distribuídas em todas as paredes, de modo que todas as paredes recebem uma parte das cargas. Assim, as mais carregadas deixariam de receber toda a carga, pois um parte seria distribuída nas outras paredes menos carregadas.

Accetti (1998) anos atrás já havia afirmado que a amarração nas alvenarias garantia a transmissão de ações de uma parede para outra, o que aliviaria a parede muito carregada e acrescentaria tensões em outras menos carregadas, promovendo uniformização de tensões.

De acordo com Nascimento Neto (2002) as paredes de um edifício podem ser analisadas considerando-se que ocorra transmissão de esforços entre si, bastando apenas que a ligação/interseção entre elas seja capaz de desenvolver esses esforços de interação (Figura 9).

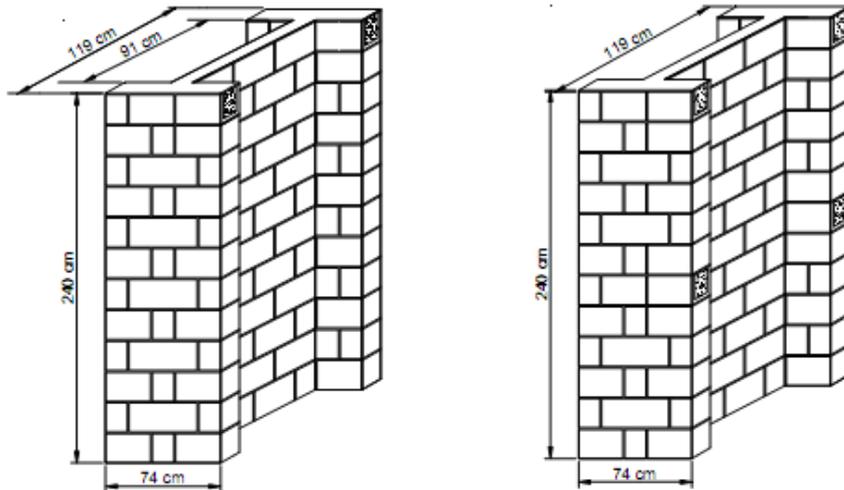
Figura 9 - Interações de paredes em aberturas e em cantos



Fonte: Ramalho (2003)

Capuzzo Neto (2005) fez avaliações de interação em paredes “H”. Os painéis utilizados possuíam cinta de amarração na última fiada (Figura 10). E concluiu que existe transferência de forças entre as paredes com interface, fazendo com que elas apresentassem fissuras típicas de cisalhamento.

Figura 10 - Paredes formato “H”

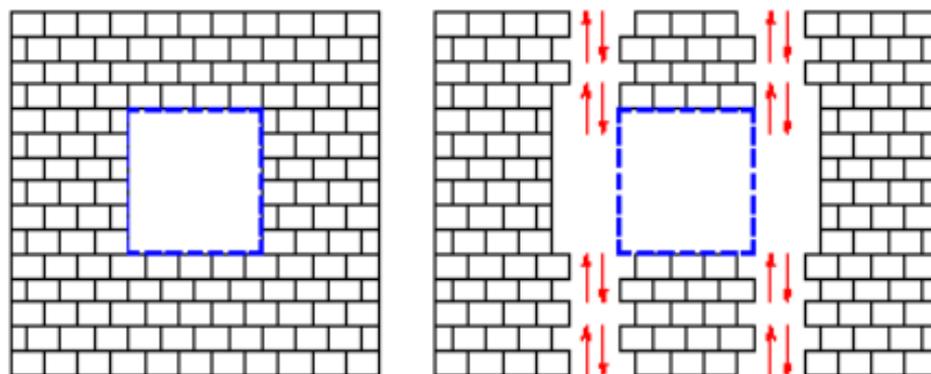


Fonte: Capuzzo Neto (2005)

2.2.3. Cargas nas aberturas

Outro ponto em questão trata da interação em locais com aberturas, visto que nestes locais, há uma interrupção do elemento. Conforme Vendrame (2008), uma parede com aberturas normalmente é tratada como uma sequência de paredes independentes. Mas nestes casos existem interações entre os elementos (Figura 11) e, por conseguinte haverá o espalhamento e a uniformização dos carregamentos.

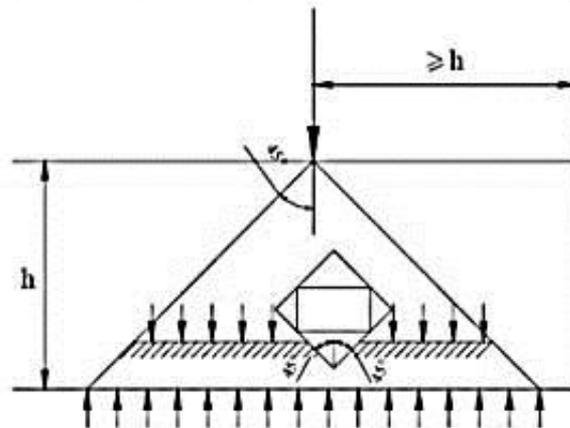
Figura 11 - Interação de paredes em região de janelas



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

Segundo a NBR 10837 (1989), as cargas atuantes nas aberturas devem prever um espalhamento segundo um ângulo de 45° (Figura 12) que é interrompido nas aberturas, excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45° .

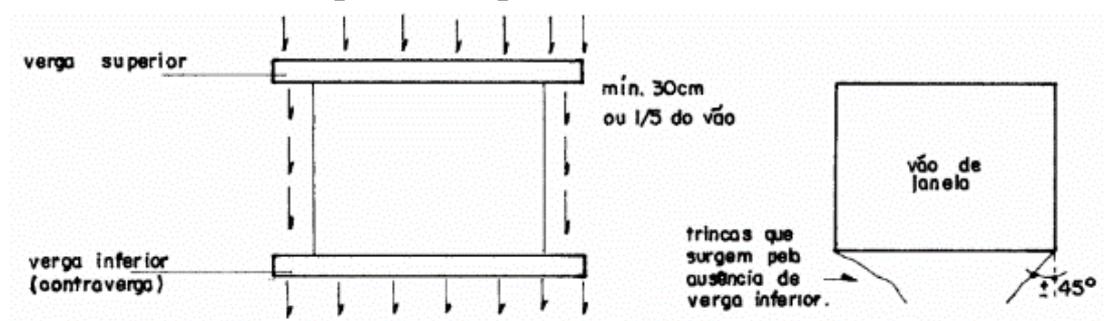
Figura 12 - Distribuição das ações em paredes com abertura segundo a NBR - 10837



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

Sampaio (2010) aconselha a utilização de verga e contravergas nos vãos das alvenarias que recebem janelas e portas para reduzir o risco de surgirem fissuras, pois estas regiões concentram tensões, e é preciso uma melhor redistribuição e suporte de cargas. Ele ainda sugere que, as vergas e contravergas devem ser executadas com concreto armado passando no mínimo 30 cm das aberturas (Figura 13).

Figura 13 - Vergas sobre e sob os vãos



Fonte: Gonçalves (2005)

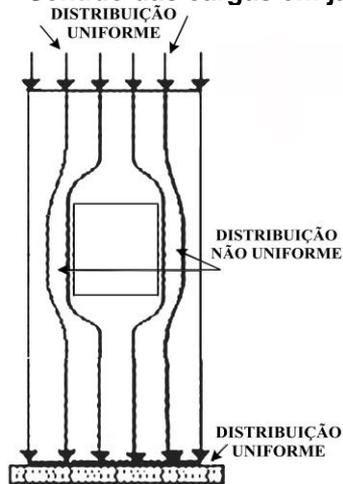
Então com base neste estudo é de extrema importância o uso destes elementos, pois estes terão a função além de evitar cargas nas esquadrias, quando trabalhadas sob o vão, terão a finalidade de distribuir as cargas concentradas uniformemente para alvenaria inferior.

Quando se aplica uma carga no topo de uma parede, ocorre uma dispersão dessa carga, que vai se espalhando gradualmente até atingir toda a largura da parede. O ângulo de dispersão das forças varia geralmente, entre 30° e 60° , de acordo com o

tipo de material. Por esse motivo consideramos um ângulo genérico de 45° (Gonçalves, 2005).

Nas paredes com abertura, tipo janelas e portas, o fluxo uniforme desce pela parede sofrendo um desvio padrão, e passando a fluir pelas paredes laterais à abertura, de modo, que os esforços atuantes nestas paredes são maiores, pois tem menos seção transversal para suportar as cargas (Figura 14).

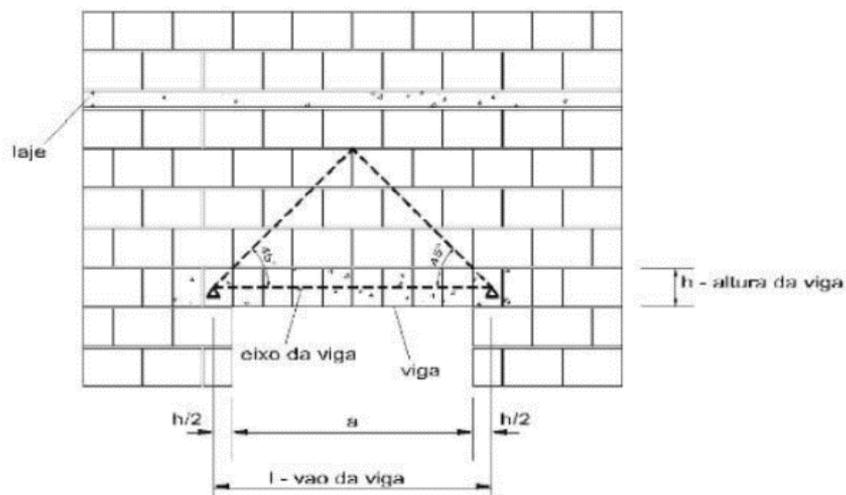
Figura 14 - Sentido das cargas em janelas



Fonte: Autoria própria (2015)

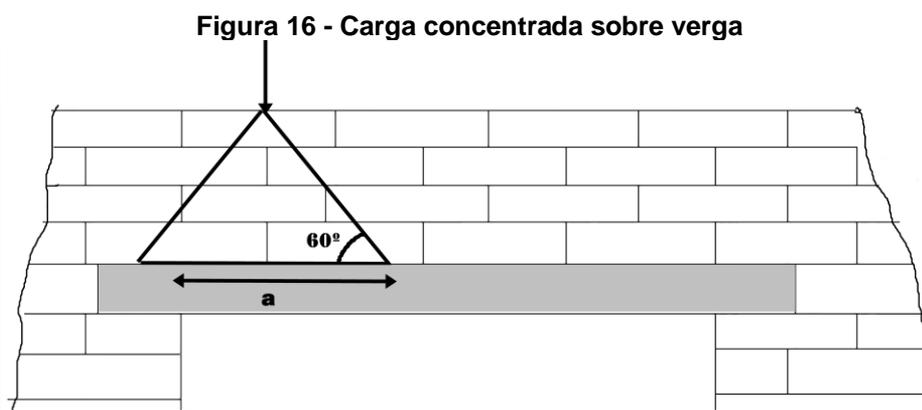
A NBR 15812-1 (2010) recomenda que a carga atuante sobre a viga da verga aja dentro de uma faixa triangular com vértices na extremidade da viga.

Figura 15 - Região que carrega a viga segundo a regra de dispersão de cargas verticais



Fonte: NBR-15812-1/2010

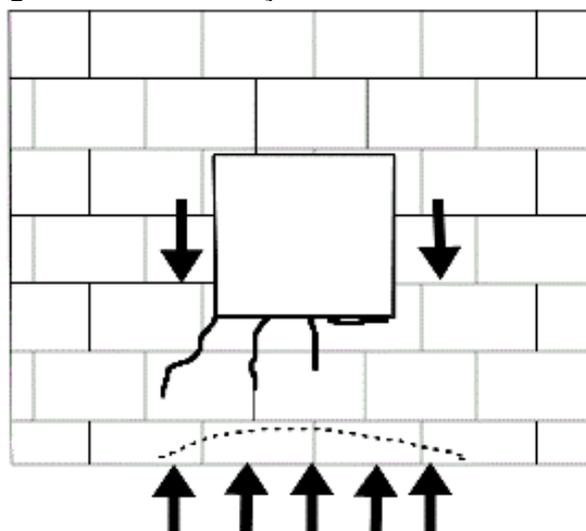
Segundo Barbosa (2005), para as cargas concentradas sobre vergas de portas ou de janelas que se apliquem no interior ou na proximidade do triângulo de carga, é adotada uma distribuição a 60° . Se a carga concentrada ficar fora do triângulo de carga, só deve ser considerada a carga uniformemente distribuída dentro do vão da verga. À carga uniformemente distribuída, há que se acrescentar o peso da alvenaria situada dentro do triângulo de carga sobre a verga (Figura 16).



Fonte: Barbosa (2005)

Sampaio (2010) expõe que os peitoris de janela são regiões onde frequentemente há concentração de tensões. E que nestas regiões, devido à sobrecarga, poderá haver a ocorrência de fissuras, que se manifestarão de forma vertical, conforme ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Concentração de tensões sob abertura



Fonte: Thomaz (2001) apud Sampaio (2010)

2.2.4. Tipos de carregamentos e ruptura em alvenarias

Numa parede sobre apoio contínuo, a carga vertical se distribui de forma praticamente uniforme na sua base, com pequena transferência de carga do centro para as extremidades do vão.

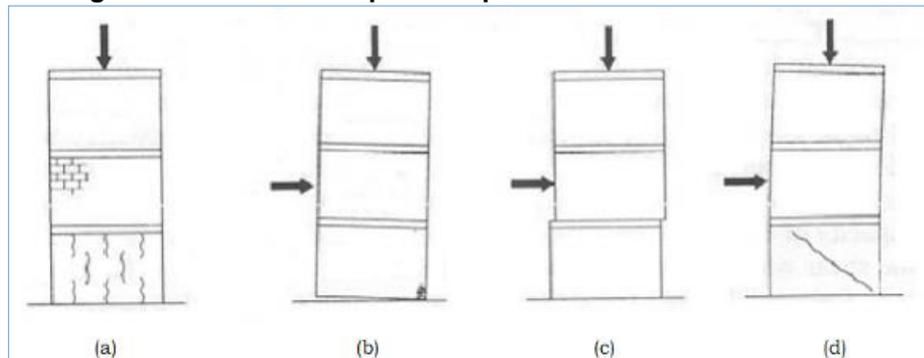
Conforme Medeiros (1993), a propriedade primordial na análise do comportamento mecânico da alvenaria é a capacidade resistente da parede à ação de esforços de compressão normais ao seu plano vertical.

Vale lembrar que a resistência à compressão vertical da parede de alvenaria é muito maior do que a sua resistência à tração. Motivo este que os projetos de alvenaria devem minimizar as tensões de tração e/ou outras tensões que gerem tração como momento fletor. Caso contrário, aparecerão fissuras na alvenaria, provocados pelos esforços de tração, transformando as cargas distribuídas uniformemente em cargas concentradas em pontos localizados, comprometendo o funcionamento da alvenaria, causando o início de degradação.

A resistência à tração, tanto para as cargas aplicadas na normal ou paralela às fiadas, dependerá da aderência entre as unidades e a argamassa de assentamento.

Drysdale et al (1994) apud Silva et al. (2003) mostram alguns casos comuns de ruptura, que dependem de vários fatores, como: carregamento, geometria dos painéis e propriedades dos materiais constituintes. Segundo o autor, quando há predomínio de carregamentos verticais, a ruptura se dará por processos de fissuração vertical (Figura 18 (a)). Se houver ação simultânea de cargas verticais e horizontais, a mesma irá gerar um momento fletor, o que acarretará tombamento da estrutura, ocorrendo ruptura localizada por compressão (Figura 18 (b)). A ruptura pelo deslizamento da estrutura ao longo das juntas horizontais ocorrerá na presença de elevadas forças laterais de cisalhamento (Figura 18 (c) e (d)).

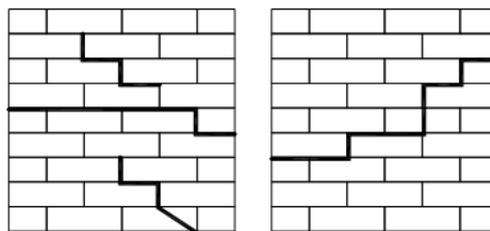
Figura 18 - Modos de ruptura de paredes de alvenaria estrutural



Fonte: Silva, et al. (2003)

Segundo Haach (2009), as alvenarias exibem dez tipos de ruptura quando expostas a esforços mecânicos, podendo esses esforços serem tanto verticais como horizontais. Haach (2009) dividiu as fissuras segundo três critérios: Mohr-Coulomb (escorregamento), Saint-Venant (divisão) e Navier (fragmentação). Na Figura 19 são mostrados alguns dos tipos de fissuras em alvenarias:

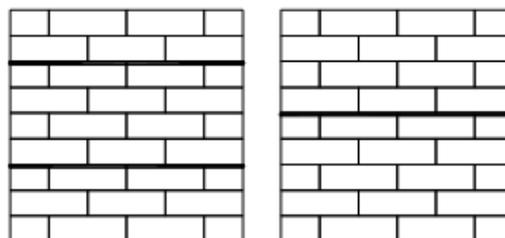
Figura 19 - Fissuras nas juntas de argamassa



Fonte: Haach (2009)

Essas fissuras são predominantemente observadas nas juntas de argamassa, separando os blocos e a argamassa de ligação.

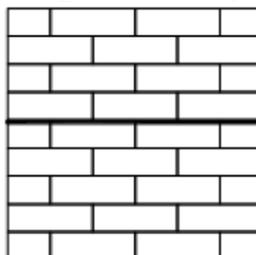
Figura 20 - Deslizamento da junta



Fonte: Haach (2009)

No caso de uma carga axial baixa a carga lateral pode conduzir à falha de cisalhamento pelo deslizamento horizontal das articulações.

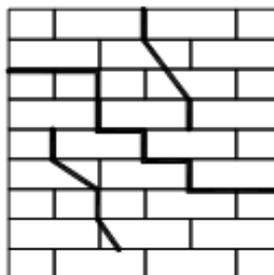
Figura 21 - Divisão e escorregamento das juntas centrais da alvenaria



Fonte: Haach (2009)

Quando a fissura se prolonga sobre as juntas horizontais da alvenaria, que geralmente são causadas pelo desaprumo da alvenaria, que quando submetidas a cargas tendem a se deformar na direção horizontal.

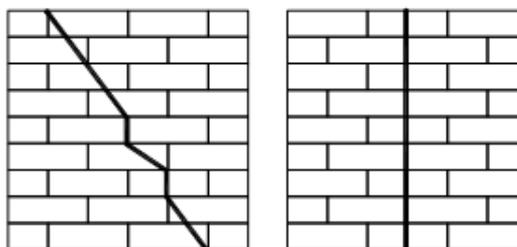
Figura 22 - Fissuras nos blocos da alvenaria e descolamento das juntas de argamassa



Fonte: Haach (2009)

Dependendo das grandezas relativas das tensões de corte e de compressão, a falha ocorrerá por rompimento, deslizando ao longo da alvenaria e/ ou juntas, ou num mecanismo combinado envolvendo o rompimento de tijolos e articulações.

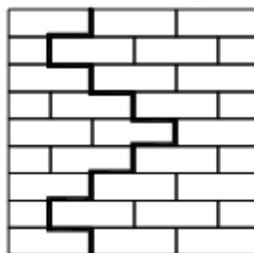
Figura 23 - Divisão de tijolos e juntas



Fonte: Haach (2009)

Este modo de falha é causado por uma sobrecarga de compressão em alvenarias com boa aderência entre bloco e argamassa que gera rompimento dos elementos por tração.

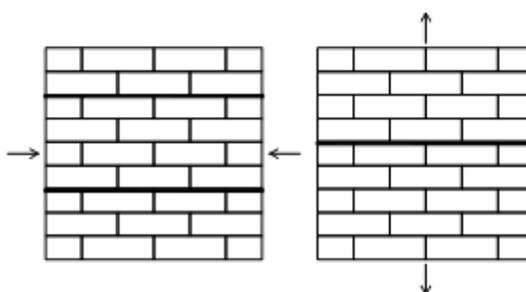
Figura 24 - Descolamento das juntas de argamassa



Fonte: Haach (2009)

Esta falha é geralmente causada por falha do material, assentamento inadequado ou resistência da argamassa.

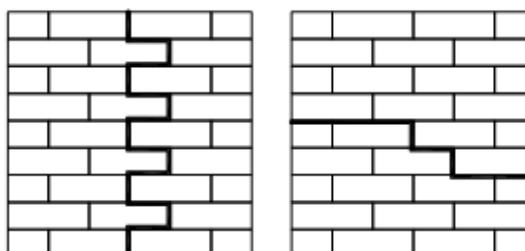
Figura 25 - Separação de juntas horizontais



Fonte: Haach (2009)

Esse tipo de falha ocorre, ou por compressão paralela ou por tensão perpendicular nas juntas horizontais.

Figura 26 - Descolamento e separação de juntas de argamassa



Fonte: Haach (2009)

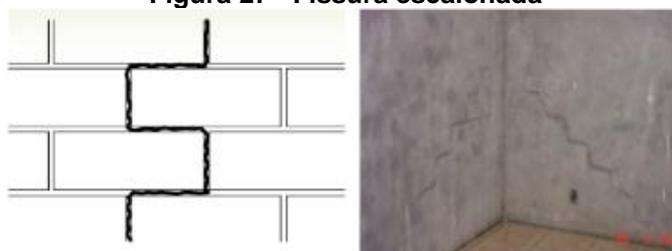
Fissuras na forma de zig-zag ocorrem no início da alvenaria e se propagam nas articulações, advindo de uma combinação de escorregamentos e falhas.

Prismas com argamassas de união mais fracas que os blocos tendem a apresentar ruptura com deformação lenta, visto que por serem dúctil, tem a capacidade de se deformar mais e absorver as deformações plásticas. Mas se a argamassa for

muito rígida, haverá uma ruptura explosiva, fissurando e rompendo subitamente.

De acordo com Mohamad et. al. (2008), os prismas quando montados com argamassa de união muito inferior à dos blocos, pode haver um esmagamento localizado na própria argamassa, que será visto no prisma como, uma associação de trincas verticais devido à concentração de tensões em alguns pontos. Podendo-se iniciar a perda de coesão da argamassa, o esmagamento da junta de argamassa e o esfacelamento da superfície inferior e superior do bloco (Figura 27).

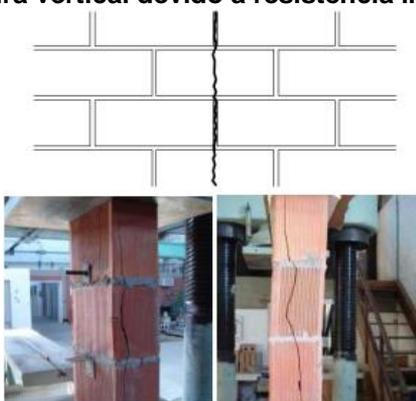
Figura 27 - Fissura escalonada



Fonte: Bauer (2007) e Casali (2008), respectivamente.

De acordo com Magalhães (2004), se as alvenarias são expostas a carregamentos maiores que a capacidade de resistência da mesma, de modo que a resistência à tração da argamassa seja igual ou superior a resistência do bloco, surgirão fissuras que atravessarão os blocos, geralmente no plano vertical (Figura 28).

Figura 28 - Fissura vertical devido à resistência inferior dos blocos



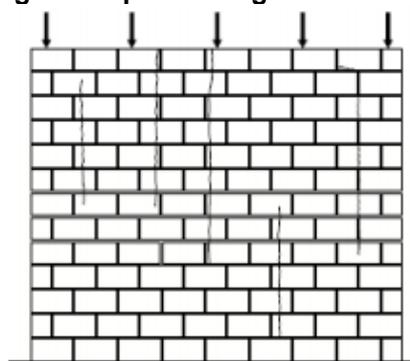
Fonte: Bauer (2007) e Pinheiro (2009)

Sampaio (2010) menciona que quando a estrutura de alvenaria é solicitada por cargas elevadas já previstas em projeto, a resposta estrutural é geralmente

caracterizada pelo surgimento de fissuras, mesmo que a alvenaria ainda não tenha atingido suas cargas-limite de ruptura.

Esse mesmo tipo de fissura já havia sido mencionado por Bauer (2007). O mesmo cita que, devido à ação de cargas uniformemente distribuídas, as fissuras são originadas pela deformação transversal da argamassa de assentamento e por eventual fissuração de blocos ou tijolos por flexão local. Geralmente, as fissuras apareceram em trechos contínuos e verticais. Na figura 29 também é retratada esse tipo de fissura.

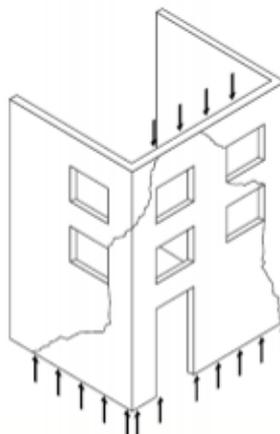
Figura 29 - Fissuras originadas pelo carregamento excessivo de compressão



Fonte: Bauer (2007)

Segundo Bauer (2007), se os carregamentos causarem esmagamentos da argamassa das juntas de assentamento, esse esmagamento também causará fissuras, apesar de não ser muito comum o sobrecarregamento vertical, atuando no plano axial da alvenaria (Figura 30).

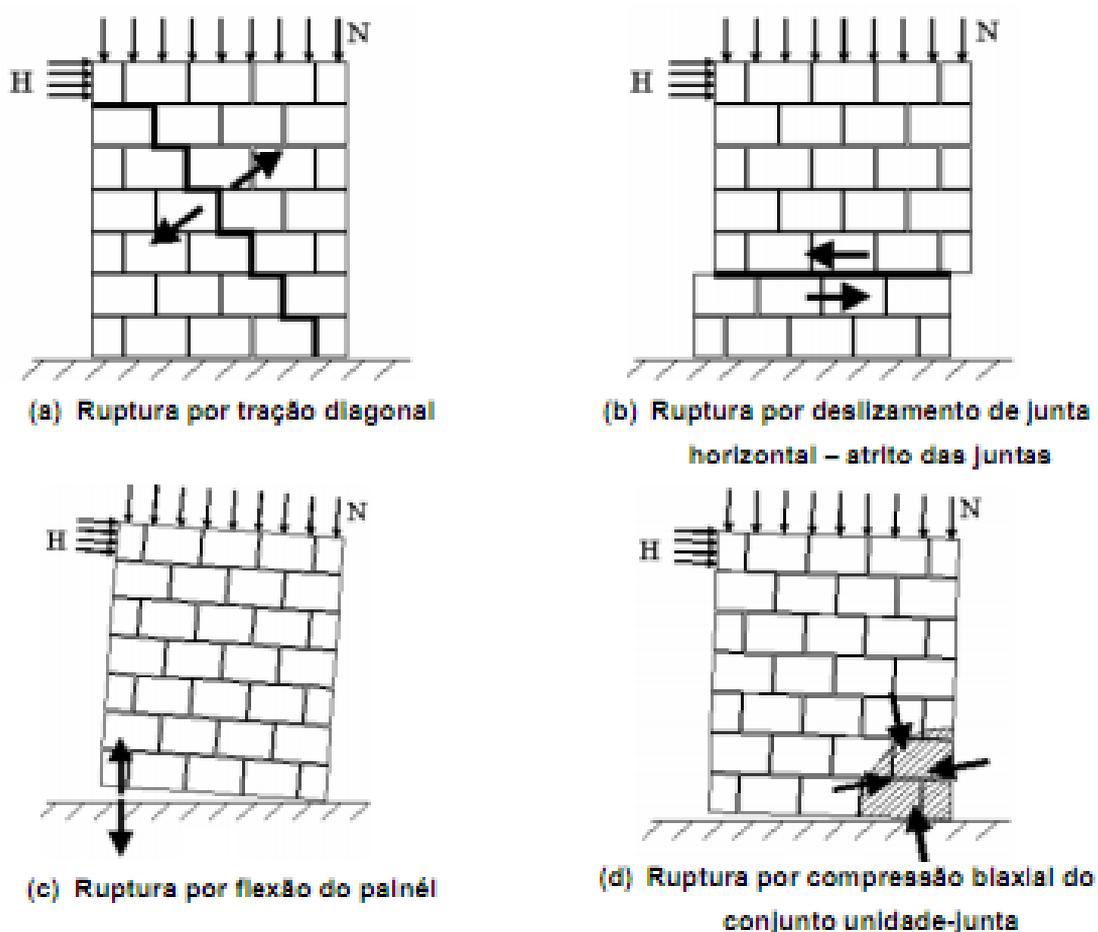
Figura 30 - Tipologia da fissuração originada pela sobrecarga localizada



Fonte: Bauer (2007)

Segundo Ramirez (2007) as paredes podem ser submetidas a vários tipos de esforços, esforços esses que podem ser tanto verticais, como horizontais, e isso acarretará em falhas de diversas maneiras diferentes. Quando os carregamentos, por exemplo, são empregados de forma simultânea, as paredes tendem a se deformar como ilustrado na Figura 31.

Figura 31 - Modos de falha de alvenaria estrutural



Fonte: Ramirez (2007)

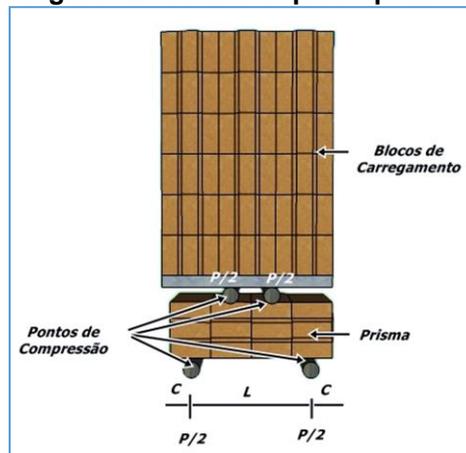
2.2.5. Modos de ruptura em viga e ensaio de flexão

Tratando-se do modo de ruptura em vigas biapoiadas, é sabido que as vigas se comprimem na parte superior e são tracionadas na parte inferior, e é neste ponto que geralmente surgem as fissuras nas vigas, começando sempre da parte inferior, e se prolongando até a parte superior.

Silva Filho (2005) cita que a capacidade de resistência à flexão de vigas irá depender do seu modo de ruptura. Pois alguns modos acontecem de forma frágil, através do descolamento da argamassa colante, em outros casos há o cisalhamento da estrutura da própria viga.

Nestas vigas ensaiadas à flexão, Scaringi (2010) assegura que o momento entre os apoios internos permanece constantes. De modo que apenas tensões trativas e compressivas atuem ao longo da seção transversal situada entre os apoios internos. A Figura 32 mostra as forças que atuam no ensaio de flexão a quatro pontos.

Figura 32 - Flexão a quatro pontos



Fonte: Autoria própria (2015)

Onde o momento máximo é dado por:

$$M = \frac{P}{2} * \frac{L}{2}$$

Equação (1)

Onde:

P = Carga aplicada pelos blocos de compressão (kgf)

c = Distância dos apoios inferiores a borda da viga (m)

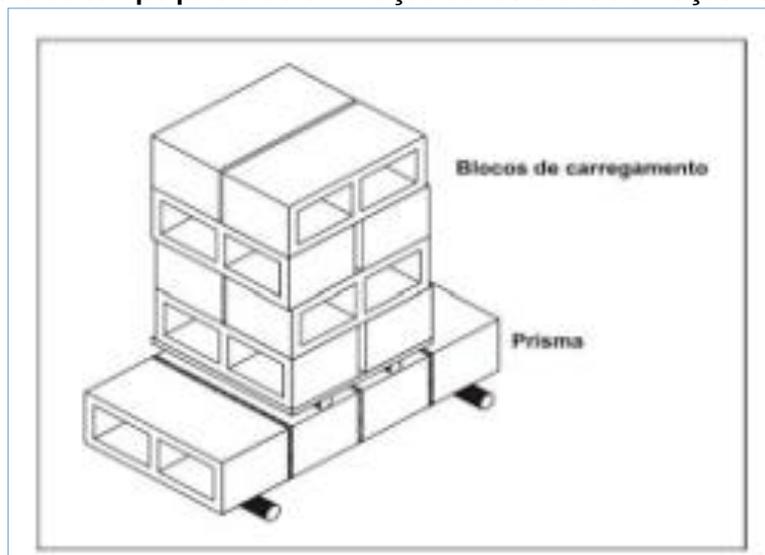
L= Distância entre os apoios (m)

Segundo Sabbatini (2002), a resistência à tração na flexão em prismas deve ser no mínimo de 0,25 MPa. Isso para obras de alvenaria estrutural de blocos de concreto.

Solórzano (1995) considera que um dos experimentos mais apropriados para se avaliar a aderência entre bloco/argamassa, visto a praticidade e o bom resultado deste ensaio, tanto em laboratório como em obra, são os que empregam prismas de quatro blocos, provados como vigas, e submetidos à flexão.

Baseando-se American Society for Testing and Materials (ASTM, 2003), Medeiros e Sabbatini (1994) adaptaram o método do ensaio para ser utilizado no canteiro de obra. O método foi bem simples, era confeccionado um prisma de alvenaria com quatro fiadas, que era colocado na posição horizontal, apoiado nos dois blocos mais externos, e aplicado nos dois blocos centrais o carregamento, gerando um esforço de flexão no prisma. No experimento aplicado em obra, os autores seguiram as recomendações da norma americana, que sugere que o vão deveria ser maior que $2,5xd$, onde d é a altura do prisma na horizontal ($d = 14$ cm). O ensaio foi realizado utilizando o carregamento com blocos de concreto. Abaixo, a Figura 33 demonstra como as vigas foram ensaiadas.

Figura 33 - Ensaio de campo para a determinação da resistência à tração na flexão proposto



Fonte: Sabbatini (1994)

O método proposto por Medeiros e Sabbatini (1994) comprova a eficiência deste método, visto que há uma variação mínima nos resultados, além de sua simplicidade. O teste também é de fácil aplicação no controle de produção das alvenarias em um canteiro de obra, o que serviria para a escolha de argamassas, e de técnicas de assentamento das unidades.

Medeiros e Sabbatini (1994) obtiveram valores de 0,16 a 0,22 MPa (coeficiente de variação entre 11,2 a 21,4%) no ensaio de flexão de vigas, num total ensaiado de 36 prismas a 14 dias de idade (blocos de concreto de resistência à compressão média de 8,4 a 14,9).

Para esse tipo de ensaio de resistência à tração na flexão Sabbatini (2002) recomenda que o valor seja de no mínimo de 0,25 MPa, isso para obras de alvenaria estrutural de blocos de concreto.

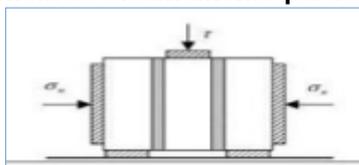
2.2.6. Ensaio de cisalhamento

Sabbatini (1996) descreve a resistência de aderência como sendo a capacidade que a interface bloco/argamassa tem de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração), sem romper.

Sabbatini (2002) ainda verificou a influência da dimensão do corpo-de-prova na resistência à tração na flexão. Foi realizado ensaio em corpos-de-prova de (4x4x16) cm, como prescreve a NBR 13279 (2005), sendo o experimento realizado em três pontos.

Casali (2008) define a resistência de aderência como sendo a capacidade que a interface bloco/argamassa possui de absorver tensões de tração e cisalhamento sem se romper. Casali (2008) também diz que os ensaios para avaliar a resistência ao cisalhamento consistem em aplicar uma carga de cisalhamento concentrada nas proximidades de uma das extremidades da junta de assentamento. Nas Figuras 34 e 35 as configurações deste ensaio são ilustradas.

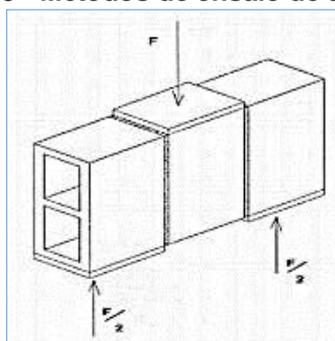
Figura 34 - Ensaio de resistência de cisalhamento para argamassas de assentamento



Fonte: Casali (2008)

No ensaio de aderência, a argamassa deve estar endurecida, já que é esta propriedade que torna o conjunto monolítico. O procedimento para se medir o valor da aderência consiste em separar duas ou mais unidades de alvenaria unidas por argamassa. Um dos métodos é apresentado na figura 35, onde se mede a força para separar as unidades e divide-se pela área de contato da unidade com a argamassa. Desta forma é medida a tensão que será a medida da aderência. Cabe salientar que este ensaio é de baixa confiabilidade, pois é difícil de ser repetido e exige medidas muito precisas de laboratório.

Figura 35 - Métodos de ensaio de aderência



Fonte: Casali (2008)

Outro fator que deve ser levado em conta é a durabilidade da aderência entre bloco e argamassa. Como existem dois materiais distintos unidos, cada um com suas características próprias, temperatura e umidade, podem proporcionar mecanismos que provoquem trincas entre bloco e argamassa e por decorrência à tensão de aderência diminuiria com o tempo (Casali, 2008).

2.2.7. Ensaio de resistência à compressão em blocos

A resistência à compressão simples é um dos parâmetros mais importantes

do bloco de solo-cimento. A NBR 8491 (1984) determina que a resistência média dos tijolos de solo-cimento deve ser igual ou superior a 2,0 MPa aos sete dias, mas que os valores individuais não podem ser abaixo de a 1,7 MPa. Em experiência anterior, Segantini (2000) notou que a resistência do BTC, confeccionado com o solo em estudo, aumentava de forma considerável ao longo do tempo.

A resistência à compressão dos tijolos comuns maciço deve atender, de acordo com sua categoria, aos seguintes valores mínimos, conforme a NBR 7170 (1983) – Tijolo Maciço Cerâmico Para Alvenaria:

Tabela 1 - Resistência mínima à compressão

Categoria	Resistência à compressão (MPa)
A	1,0
B	2,5
C	4,0

Fonte: NBR 7170 (1983)

CAPÍTULO 3: MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais e equipamentos

Os materiais usados na presente pesquisa foram:

- Solo Amarelado (barro) - (matéria prima)
- Cimento Portland (matéria prima)

Os equipamentos foram:

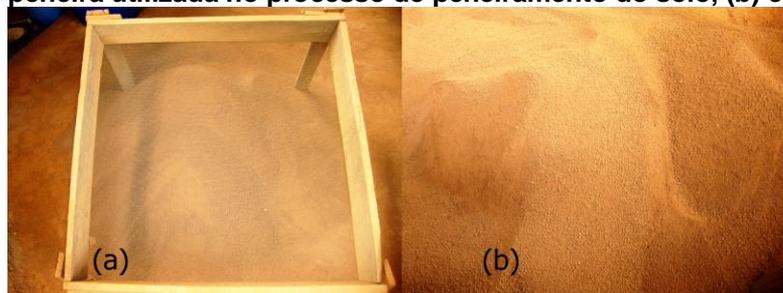
- Sistema de Aquisição de Dados
- Célula de Carga
- Transdutor de deslocamento (equipamento de medição)

3.1.1. Solo amarelado (barro)

Foi usado solo amarelado (barro), vendido normalmente nos depósitos de materiais de construção da cidade de Santa Rita, sempre coletados da mesma jazida, para que não ocorressem resultados diferentes na característica dos blocos fabricados.

O material foi peneirado para a retirada de pedregulhos e algum tipo de impureza (Figura 36). Em seguida foi estocado em local coberto, para ser utilizado na confecção dos blocos.

Figura 36 - (a) peneira utilizada no processo de peneiramento do solo, (b) e solo peneirado



Fonte: Autoria própria (2015)

3.1.2. Cimento

O cimento foi usado para estabilização da terra nos tijolos prensados. Foi empregado o cimento composto com pozolana CPIIZ-32 da marca Brasil, encontrado facilmente no comércio local, e a porcentagem de cimento utilizado para confecção dos blocos foi de 12% em todos os blocos. Vale ressaltar que a quantidade de 12% de cimento Portland foi com relação à quantidade de solo no estado solto e seco ao ar.

A escolha por essa quantidade no teor de cimento deveu-se a estudos demonstrarem que a quantidade de cimento iria influenciar diretamente na resistência dos blocos e conseqüentemente na resistência das paredes, e como o intuito desse estudo era estudar os tipos de fissuras nas alvenarias de BTC, seria interessante que as paredes fissurassem sem se romper bruscamente, tanto para haver tempo para a retirada dos equipamentos, quanto para analisar as fissuras à medida que surgiam.

3.1.3. Sistema de aquisição de dados

Os sistemas de aquisição de dados são registradores eletroeletrônicos para monitoramento e registro de diferentes tipos de variáveis. Os dados obtidos são armazenados em bancos de dados e podem ser transferidos para computadores.

Na pesquisa em questão foi utilizado o ALMEMO® 2890-9 - Instrumento de medição multifuncional e registrador de dados com 9 entradas de medição, 2 saídas, para USB, RS232, Ethernet, analógico.

Figura 37 - Sistema de Aquisição de Dados



Fonte: Autoria própria (2015)

3.1.4. Célula de carga

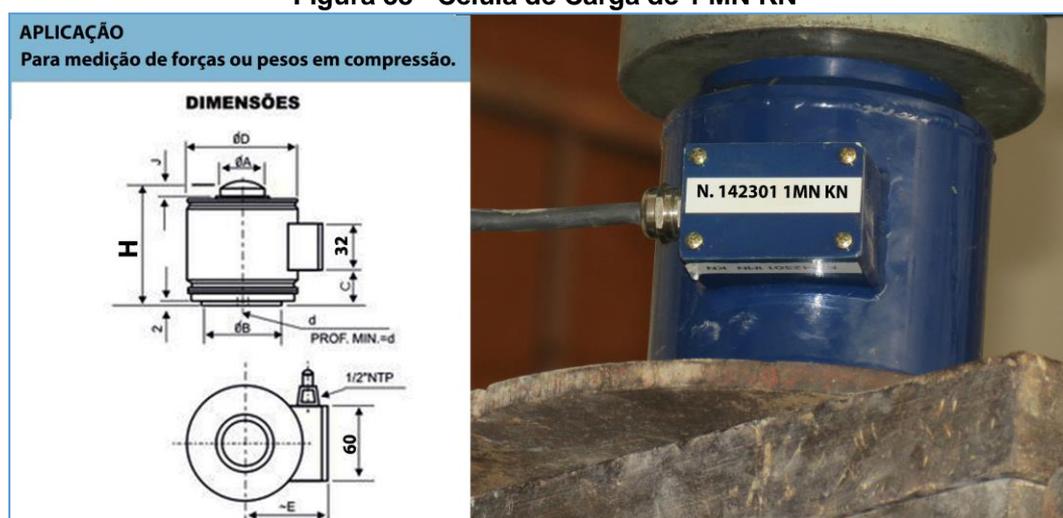
As células de carga são estruturas mecânicas, planejadas a receber esforços e deformar-se dentro do regime elástico. Disponível em: < http://www.celuladecarga.com.br/portal/?page_id=10>. Acesso em: 10 nov. 2014.

São utilizadas para tração ou compressão, medindo esforços em prensas, cabos, máquinas de ensaio, dinamômetros e uma infinidade de outras, sempre que a medição de força for necessária, quer ela seja peso ou não.

O princípio de funcionamento das células de carga baseia-se na variação da resistência ôhmica de um sensor denominado extensômetros ou *Strain Gauge* quando submetido a uma deformação.

Na pesquisa em questão foi utilizado uma célula de carga, com uma capacidade de aplicação de carga de até 100 toneladas, ou 1 MN.

Figura 38 - Célula de Carga de 1 MN KN



Fonte: Autoria própria (2015)

3.1.5. Transdutores de Deslocamento (LVDT)

As letras LVDT (Linear Variable Differential Transducer) que em português significa Transformador Linear de Tensão Diferencial Variável ou de forma mais simples sensor medidor de deslocamento linear, um tipo comum de transdutor eletromecânico

que pode converter o movimento retilíneo de um objeto ao qual ele está acoplado mecanicamente em uma resposta elétrica correspondente (Figura 39).

Figura 39 - Transformador Linear de Tensão Diferencial Variável (LVDT)



Fonte: Autoria própria (2015)

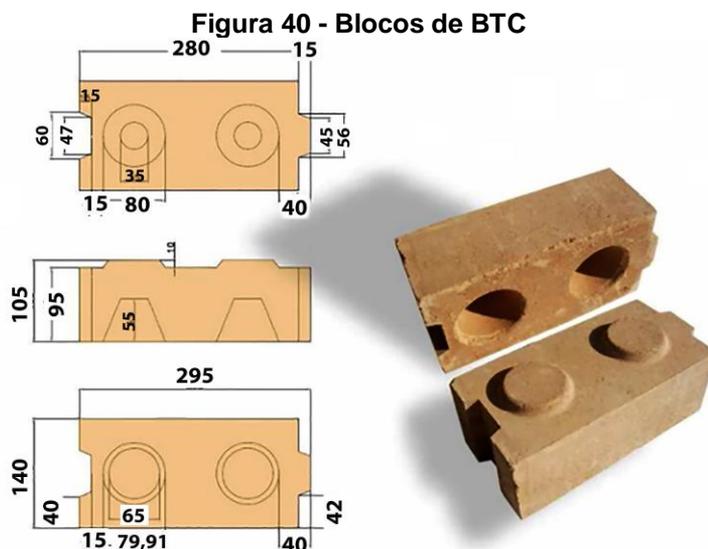
Usados para medir não só movimentos muito pequenos, como milhões de polegadas, mas capazes também de medir posições até ± 20 polegadas.

3.2. Métodos e ensaios

3.2.1. Blocos de terra Compactados (BTC)

3.2.1.1. Confeção dos BTC

Os blocos de terra Compactados, tipo Mattone, foram estabilizados com 12% de cimento e compactado em prensa manual. Para isso aplicou-se pressão de compactação ao material de aproximadamente 2 MPa, que é uma força comum as prensas manuais eficientes. Esse tipo de prensa fabrica os blocos com encaixes que facilitam a construção e melhoram a resistência e qualidade da alvenaria. Os blocos influenciam na resistência das paredes, pois aumentam a rigidez, por apresentarem encaixes e por dispensarem camadas muito espessas de argamassa para a união dos blocos. Eles são de dimensões 10cm x 14cm x 28cm, e o meio bloco com dimensões de 10cm x 14cm x 14cm, blocos esses com massa entre 5,8 e 6,7 Kg. Abaixo, são ilustradas as figuras dos blocos (Figura 40) e da prensa manual (Figura 41) empregados na produção dos blocos.



Fonte: Prati, 2013

Figura 41 - Prensa manual do tipo Mattone



Fonte: Autoria própria (2015)

Antes da confecção dos blocos foi feita a otimização da quantidade de material a ser posto na prensa e da quantidade de água de mistura, conforme sugerido em Barbosa (2006). Após fabricação, os tijolos foram postos em local aberto, mas revestidos com lona plástica para o processo de cura. A quantidade de água utilizada para a moldagem dos blocos foi obtida através da análise tátil da mistura. Além desse cuidado, os blocos a cada dois dias eram molhados, para compensar a água perdida no processo de cura (Figura 42), e só depois de uma semana foram empilhados e ainda recobertos com a lona.

Figura 42 - Blocos depois de moldados, e serem colocados para secar



Fonte: Autoria própria (2015)

3.2.2. Ensaios realizado nos blocos de BTC

3.2.2.1. Ensaio de absorção de água em blocos de BTC

Os ensaios de absorção de água foram realizados de acordo com a NBR – NBR 10836 (1994).

O ensaio de absorção consistiu em secar os blocos em estufa à 105°C por 24 horas e depois pesá-los. Em seguida foram imersos em água por 24 horas. Após serem retirados da água, foram enxutos superficialmente com um pano úmido e pesados (antes de decorridos três minutos). A absorção foi calculada usando-se a equação 2.

$$A\% = \frac{M2-M1}{M1} \times 100 \quad \text{Equação (2)}$$

Onde:

M1 = massa do bloco seco;

M2 = massa do bloco saturado.

Segundo a NBR 8492 (1984), os valores médios de absorção de água não devem ser superiores a 20%, nem apresentar valores individuais superiores a 22%.

3.2.2.2. Ensaio de resistência à compressão de prismas de BTC

A resistência à compressão dos tijolos foi medida conforme as recomendações da NBR 8492 (1992).

Os blocos foram separados e novamente unidos com argamassa de cimento e solo (Figura 43) com uma camada fina de argamassa de 2 a 3 mm de espessura no traço 1:2 de massa, nivelados por lâminas de vidro para que as cargas fossem aplicadas uniformemente. Após 48 horas de secagem, os blocos foram novamente medidos, pesados e rompidos em prensa hidráulica, com controle de deslocamento de 0,01mm/s.

Figura 43 - Prismas preparados para o ensaio de compressão.



Fonte: Autoria própria (2015)

A resistência à compressão simples foi obtida dividindo-se a carga de ruptura pela área bruta do bloco.

Obs.: Os blocos utilizados para realizar esse ensaio são do mesmo lote dos blocos que foram utilizados para a confecção das paredes. Todos os blocos estavam com 12% de cimento em sua composição.

3.2.2.3. Ensaio de deformação dos BTC

Após o ensaio de compressão simples, foi realizado o ensaio de deformação,

com uma amostra de 15 blocos, afim de verificar quais seriam as deformações relativas às tensões do BTC antes de seu rompimento quando submetido a força de compressão vertical. A compressão foi aplicada e registrada pela prensa Shimadzu (Figura 44) com velocidade de deslocamento constante de 0,01 mm/s, e repassadas ao computador conectado, para posterior análise.

Figura 44 - Prensa hidráulica 100 kN e controlador 4830 ambos da marca Shimadzu



3.2.2.4. Ensaio de resistência ao cisalhamento em prismas de alvenaria

Nesse ensaio, o objetivo foi determinar a resistência ao cisalhamento entre o bloco e a argamassa. A ideia foi correlacionar os resultados aqui obtidos com aqueles advindos da NBR 14321 (1999) – Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento, e a NP EN 1052-3 (2005) – Métodos para alvenaria – Determinação da resistência inicial ao corte. Aplicação de forças de pré-compressão constantes não foram consideradas, o que elevaria a resistência ao cisalhamento, já que o prisma estaria confinado, formando assim um sistema auto equilibrado; isso fez com que a resistência ao cisalhamento diminuísse consideravelmente.

A resistência inicial ao cisalhamento da alvenaria foi determinada a partir da resistência do prisma formado por 3 blocos, com forças aplicadas de forma paralelas às juntas, com controle de deslocamento na ordem de 0,01mm/s. A ação dessa força de corte foi definida por 3 pontos de aplicação de carga, sendo 2 pontos situados na parte inferior dos blocos externos do prisma, e 1 ponto localizado na parte superior do

bloco central. O ensaio era finalizado, quando identificado valores representativos de ruptura, e confirmação da redução significativa da força de corte.

O esquema destes prismas apresenta-se na Figura 45.

Figura 45 - Cisalhamento em 3 pontos de acordo com a NBR 14321 (1999) e NP EN 1052-3 (2005)



Fonte: Autoria própria (2015)

Como os blocos apresentavam superfícies planas nas suas faces laterais, não foi necessário nenhum tipo de regularização, para assegurar uma uniformização na área de aplicação das cargas e nas zonas de reações de apoio. Deste modo foi possível prosseguir para o processo de união dos blocos, para formar os prismas, que foram confeccionados na posição vertical. Os blocos foram assentados uns sobre os outros, separados por duas juntas horizontais de argamassa de solo, e estabilizados com 12% de cimento, mesmo traço da confecção dos blocos, a argamassa foi utilizada para a união dos blocos, de forma que o conjunto tinha em sua totalidade 3 blocos, após a secagem dos mesmos, foi realizado o transporte para o local de armazenagem, onde aguardou até o dia que foi ensaiado.

Para as juntas foram definidas espessuras na ordem de não mais que 5 mm, espessura essa, que assemelhasse a espessura nas juntas das paredes confeccionadas com o mesmo material. Ao todo foram confeccionados 4 prismas para esse tipo de ensaio.

Para a aplicação de força foi utilizado uma prensa hidráulica. A força de compressão foi lida por uma célula de carga, e a força de corte foi calculada através da

equação 3 de tensão cisalhamento.

$$\tau_{n^{\circ}P} = \frac{F_{rup}}{2 \cdot A} = N/mm^2 \quad \text{Equação (3)}$$

Onde:

$\tau_{n^{\circ}P}$ = Tensão de cisalhamento;

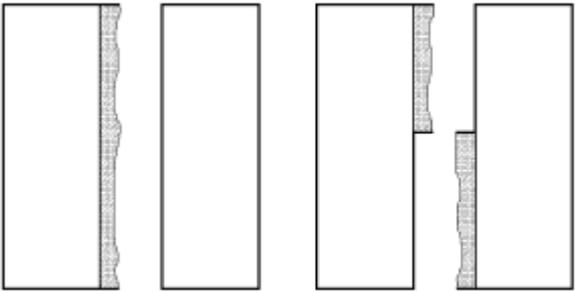
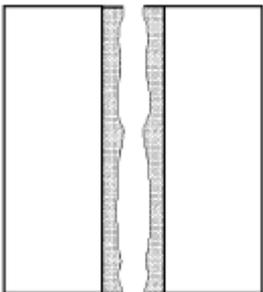
F_{rup} = Força de Ruptura;

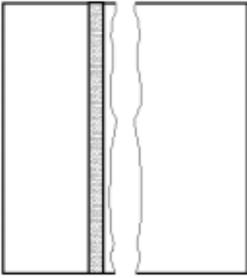
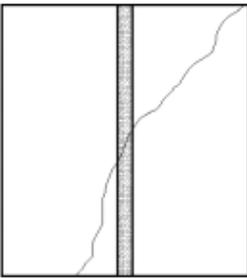
A = Área transversal da viga.

Análise quanto aos modos de ruptura

Segundo a norma NP EN 1052-3 (2005), os prismas podem apresentar quatro modos de ruptura distintos, conforme mostrado na tabela 2:

Tabela 2 - Tipos de fissuras em prismas, ensaio em 3 pontos

<p>a) pode apresentar corte na superfície de ligação entre o bloco e a argamassa numa ou nas duas faces do bloco;</p>	
<p>b) Ruptura por corte localizada na argamassa;</p>	

c) Ruptura por corte no bloco;	
d) Ruptura por esmagamento ou fissuração dos blocos.	

Fonte: EN 1052-3 (2005)

3.2.2.5. Ensaio de flexão de vigas em 4 pontos

O ensaio TAV (Teste de Aderência em Vigas) testou a aderência existente entre os blocos e as juntas de argamassa. As vigas descontínuas constituídas de blocos e argamassas foram submetidas a ensaios de flexão em 4 pontos. Além da determinação da resistência de aderência da argamassa, outro objetivo foi o de estudar os benefícios dos encaixes (tipo macho e fêmea) dos blocos numa melhor aderência na interface.

Esse ensaio foi testado com sistemas construídos com alvenarias de BTC.

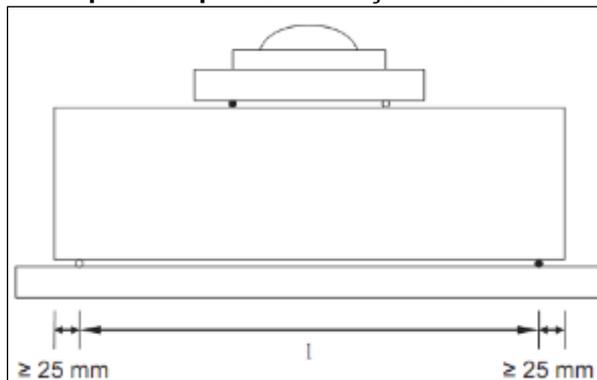
Descrevendo o ensaio

Para a realização do ensaio de resistência à tração na flexão, o corpo de prova de seção prismática foi submetido à flexão, com carregamento central até ocorrer a ruptura.

A resistência a tração na flexão foi determinada de acordo com a NBR 12142 (2010).

Neste ensaio, um carregamento central é aplicado ao corpo-de-prova prismático, que é posto sobre dois apoios localizados nos extremos da viga (Figura 46).

Figura 46 - Dispositivo para a realização do ensaio em 4 pontos



Fonte: NBR 12142 (2010)

Deste ensaio pode-se obter a tensão de ruptura, isto é, o valor máximo de tensão de tração ou de compressão nas fibras externas da viga, que pode ser obtido pela equação 4 a seguir:

$$f_{ct,f} = \frac{F.l}{b.d^2} \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

$f_{ct,f}$ = Tração na flexão;

F = Carga aplicada no prisma;

l = Distância entre os apoios da base;

b = Largura média do prisma, expressa em milímetros (mm);

d = Altura média do prisma, expressa em milímetros (mm).

Mas caso a ruptura ocorra fora do terço médio, a uma distância deste não superior a 5% de l como é mostrada na Figura 47, a tração na flexão será calculada de

acordo com a equação 5:

Figura 47 - Ruptura fora do terço médio no ensaio de flexão em 4 pontos



Fonte: NBR 12142 (2010)

$$f_{ct,f} = \frac{3.F.a}{b.d^2} \quad \text{Equação (5)}$$

Onde:

$f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão, expressa em megapascal (MPa);

F é a força máxima do ensaio, expressa em newtons (N);

l é a dimensão do vão entre apoios, expressa em milímetros (mm);

b é a largura média do corpo de prova, expressa em milímetros (mm);

d é a altura média do corpo de prova, expressa em milímetros (mm);

a é a distância média entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo, em milímetros (mm).

Para o nosso experimento, a viga estudada tinha as seguintes dimensões:

Base (b) = 280mm; altura (d) = 140 mm; comprimento entre os apoios da base

$(\ell) = 300 \text{ mm}$; comprimento total da viga (L) = 400 mm

O ensaio de flexão em vigas 4 pontos mostrado na Figura 48, teve como objetivo a determinação da resistência à aderência entre os blocos. E desta forma tentou explicar a formação de uma melhor ou pior aderência na interface.

Figura 48 - Teste de flexão em 4 pontos



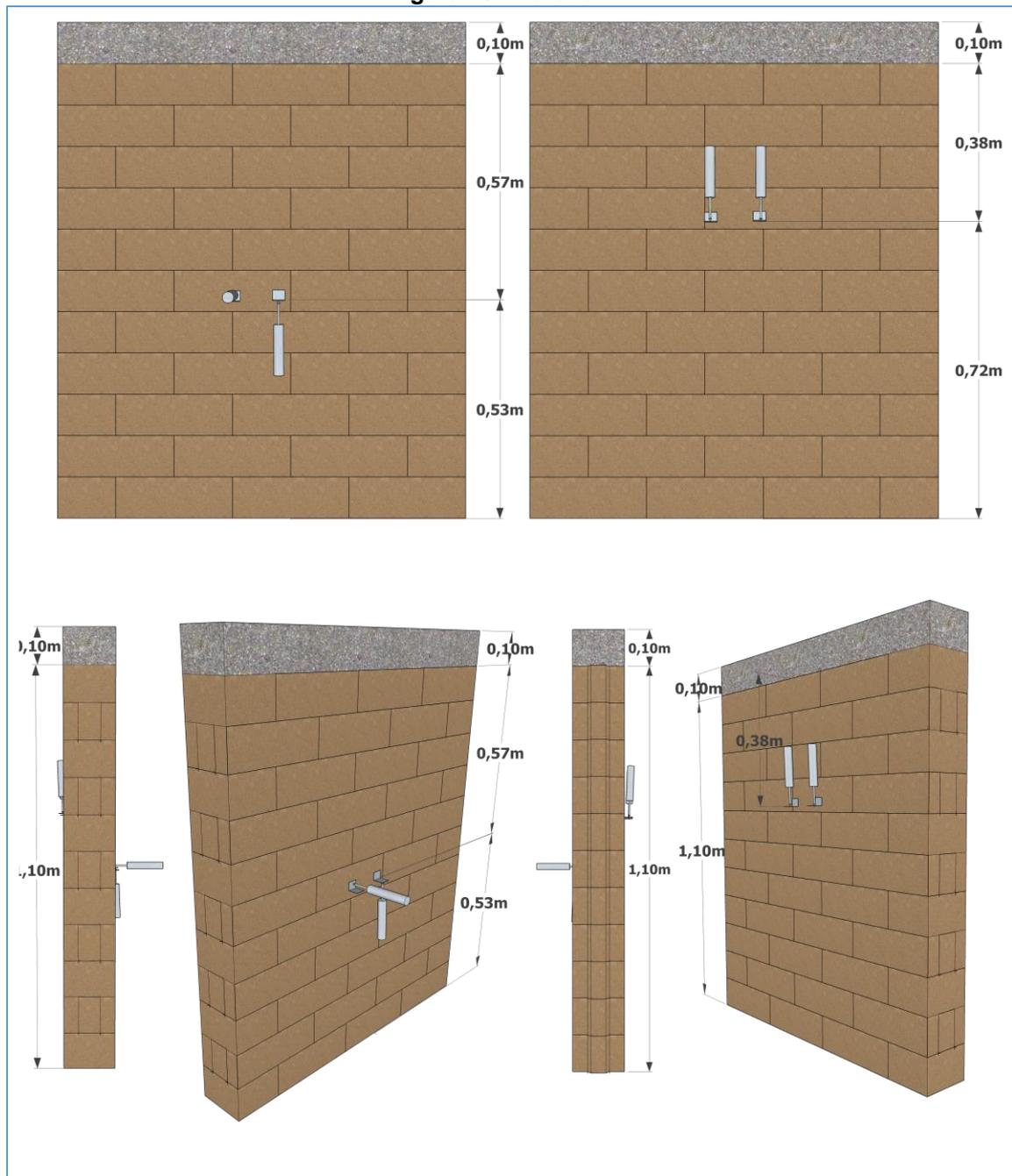
Fonte: Autoria própria (2015)

3.2.3. Ensaio realizado nas paredes de BTC

3.2.3.1. Confeção das paredes de BTC

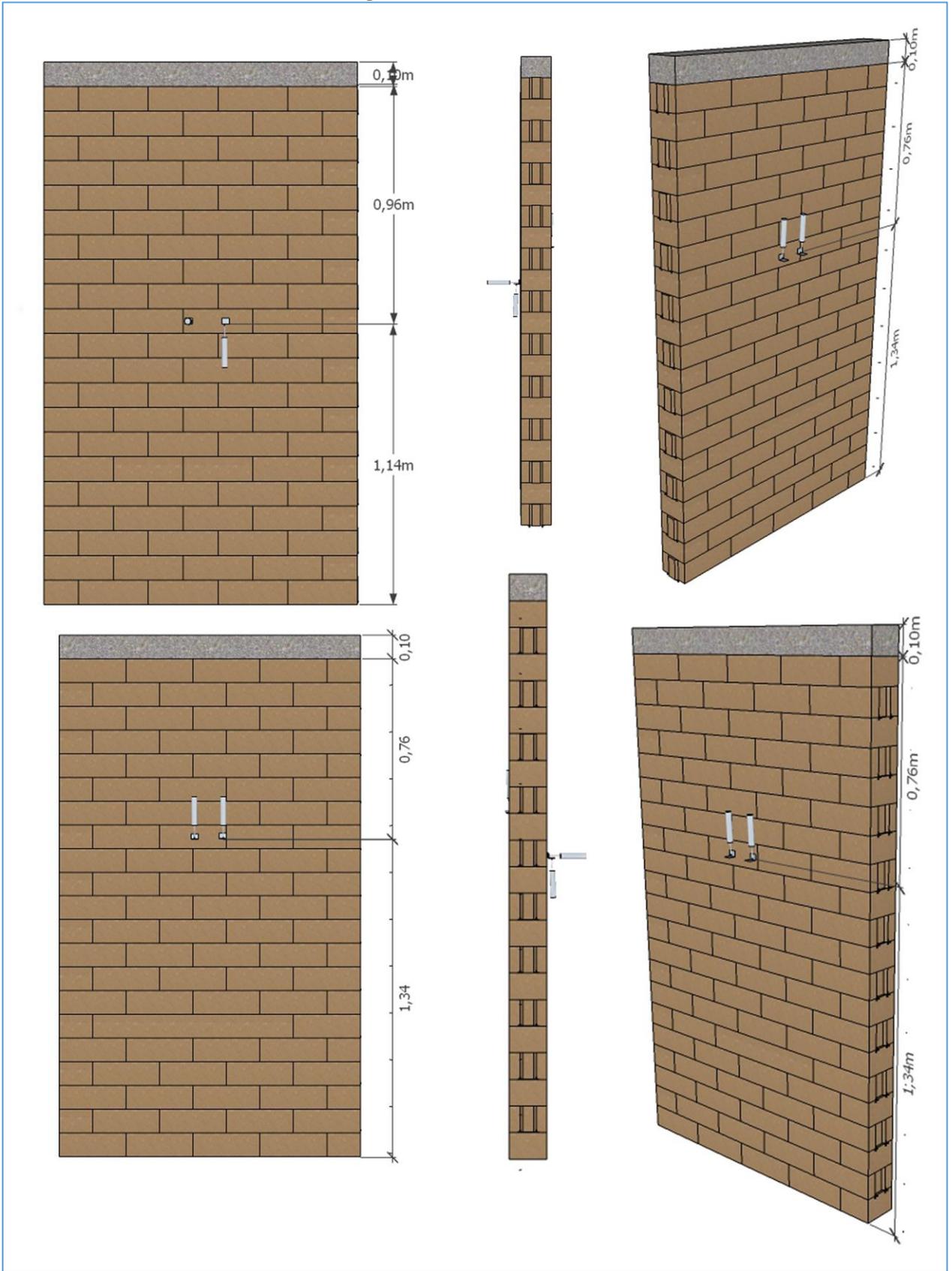
As paredes foram produzidas conforme apresentadas nas Figuras 49, 50, 51 e 52.

Figura 49 - Parede 1m



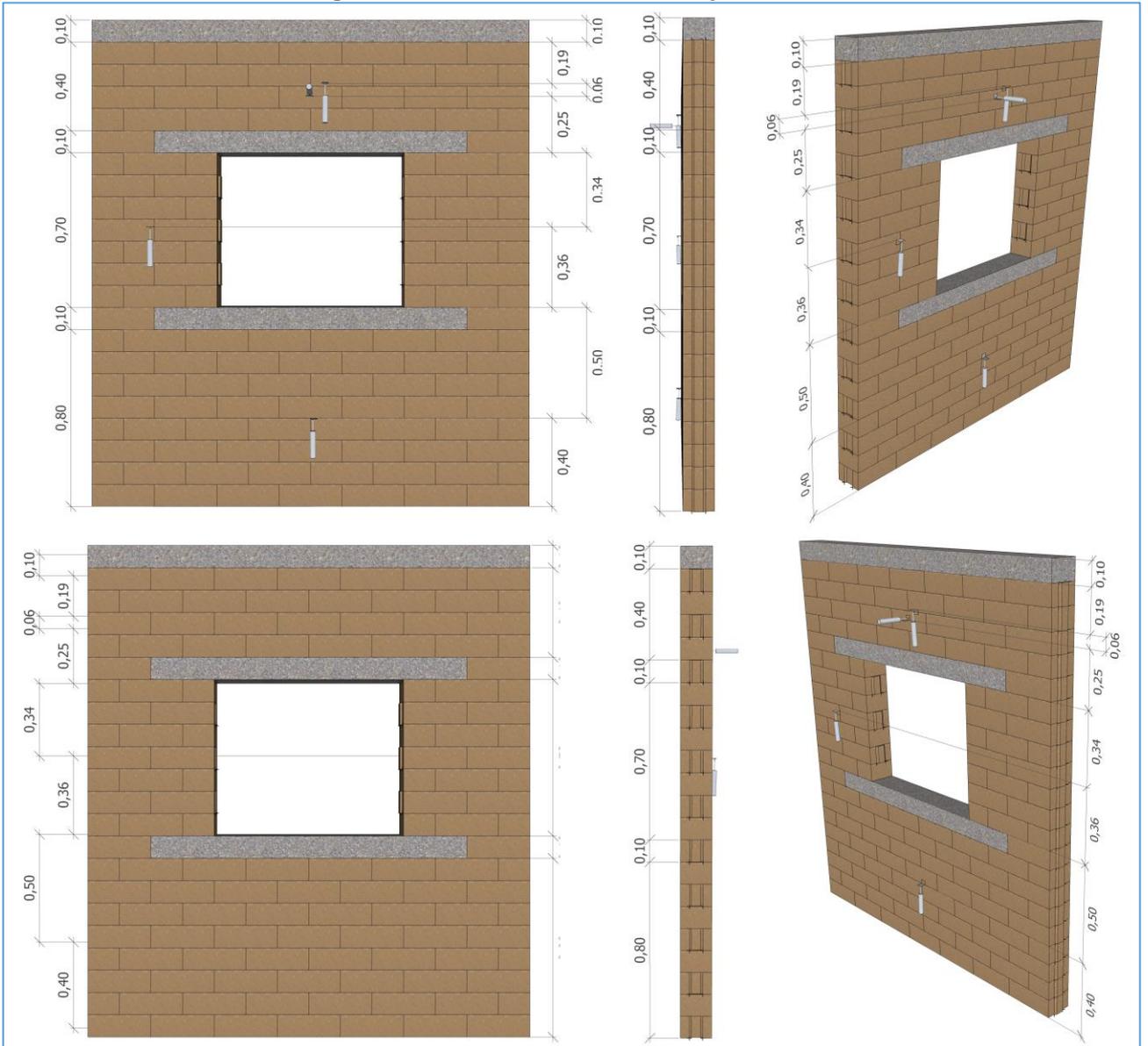
Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 50 - Parede 2,15m



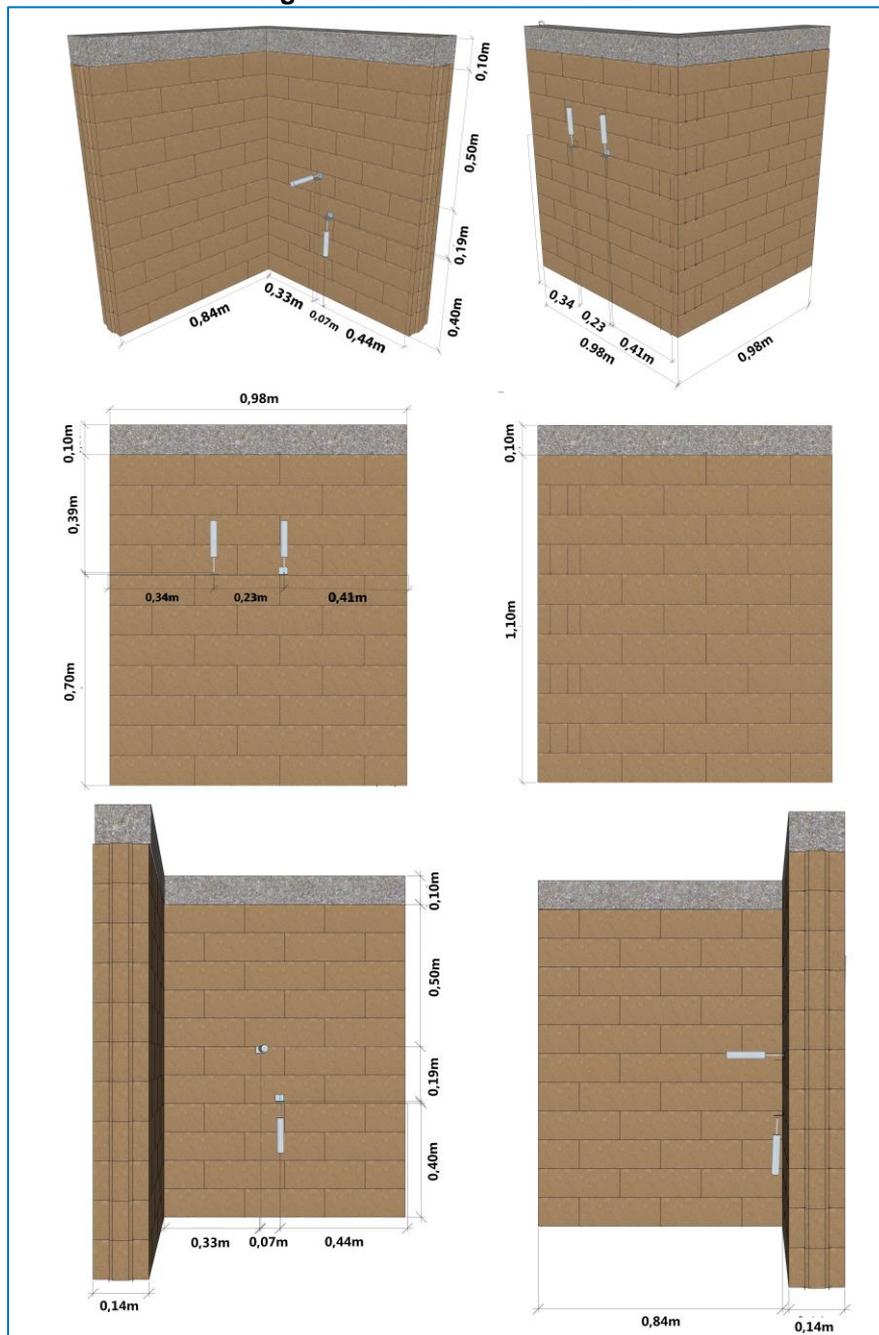
Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 51 - Parede com abertura de janela



Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 52 - Parede formato "L"



Fonte: Autoria própria (2015)

Antes de iniciar o processo de fabricação dos painéis, os blocos foram molhados para aderir melhor à argamassa de assentamento.

A primeira fiada foi colocada sobre um pedaço de madeira de lei. A segunda fiada foi colocada de forma que a amarração entre ela e a primeira fosse feita através da intercalação dos blocos. E assim, sucessivamente. Os blocos foram assentados com

auxílio dos encaixes (Figura 53).

Figura 53 - Construção das primeiras fiadas do painel



Fonte: Autoria própria (2015)

O prumo e a retinidade do painel foi garantido com o prumo de face e com a régua, respectivamente. O prumo foi verificado, em relação à primeira fiada, em cada bloco colocado. Já a retinidade do painel foi examinada em cada fiada de blocos (Figura 54).

Figura 54 - Prumo e retinidade sendo verificados, respectivamente.



Fonte: Autoria própria (2015)

Ao chegar na altura da contraverga, o pedreiro colocou uma forma de madeira para a concretagem *in loco* da mesma. As formas foram travadas com grampos improvisados de aço (Figura 55). Foi utilizado o traço básico recomendado em volume 1: 2,5: 5 (cimento: areia: brita) que foi produzido no próprio laboratório, com brita cascalhinho, areia média e 4 litros de água para cada traço. Para reforço das vergas e contravergas, foram utilizados dois ferros de bitola 5.0mm.

Figura 55 - Concretagem da contraverga



Fonte: Autoria própria (2015)

Na última fiada, foi aplicada uma fina camada de argamassa comum de cimento, para regularizar a superfície de aplicação de carga. Após o término de sua fabricação, o painel foi pintado com cal para melhor visualizar as fissuras no momento do ensaio.

3.2.3.2. Instrumentação das paredes com Transdutor de Deslocamento

Para os estudos das deformações nas paredes de BTC, foi necessário um sistema de aquisição de dados ALMEMO® 2890-9 e sensores/transdutores (células de carga, LVDTs, e Defletômetros Mecânicos).

Os deslocamentos são obtidos usando-se os LVDTs. A carga é aplicada por

célula de carga.

3.2.3.3. Resistência à compressão simples com carregamento distribuído

Neste ensaio os elementos estruturais foram testados com e sem abertura. Foi considerada uma abertura central em determinado plano da alvenaria. As Vergas e contravergas foram consideradas parâmetros fixos, que foram fabricadas em concreto armado.

Os ensaios sem abertura foram realizados tanto em modelo reduzido (1m x 1m) como em tamanho real (1,26m x 2,15m). Os testes foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LABEME), onde o carregamento foi aplicado através de um sistema aporticado, com capacidade de carga de 500 KN.

Os carregamentos foram aplicados em uma viga rígida, que por sua vez distribuía as cargas ao longo de toda a alvenaria de forma distribuída, gerando assim, as fissuras na alvenaria estudada.

As paredes foram instrumentadas com transdutores lineares (LVDT) de modo a poder medir com precisão o comportamento quanto à deformação das estruturas.

O ensaio foi realizado da seguinte forma: o carregamento era aplicado de 0 até o surgimento das primeiras fissuras; após essas fissuras a aplicação da carga era pausada para que fossem feitas as sinalizações na alvenaria, do local e do valor da carga de fissuração; após as marcações, o ensaio retornava do ponto que foi pausado. Esses passos foram repetidos sempre que apareciam fissuras, até o momento em que as fissuras estavam grandes o suficiente para causar o colapso da alvenaria. Então, neste momento, o ensaio era pausado novamente, mas desta vez para a retirada dos transdutores, para evitar dano. Em seguida o ensaio retornava, mas desta vez mantendo-se um carregamento constante até a ruptura total da alvenaria.

Com aplicação de carregamento distribuído, os ensaios de compressão foram automaticamente e conseqüentemente avaliados.

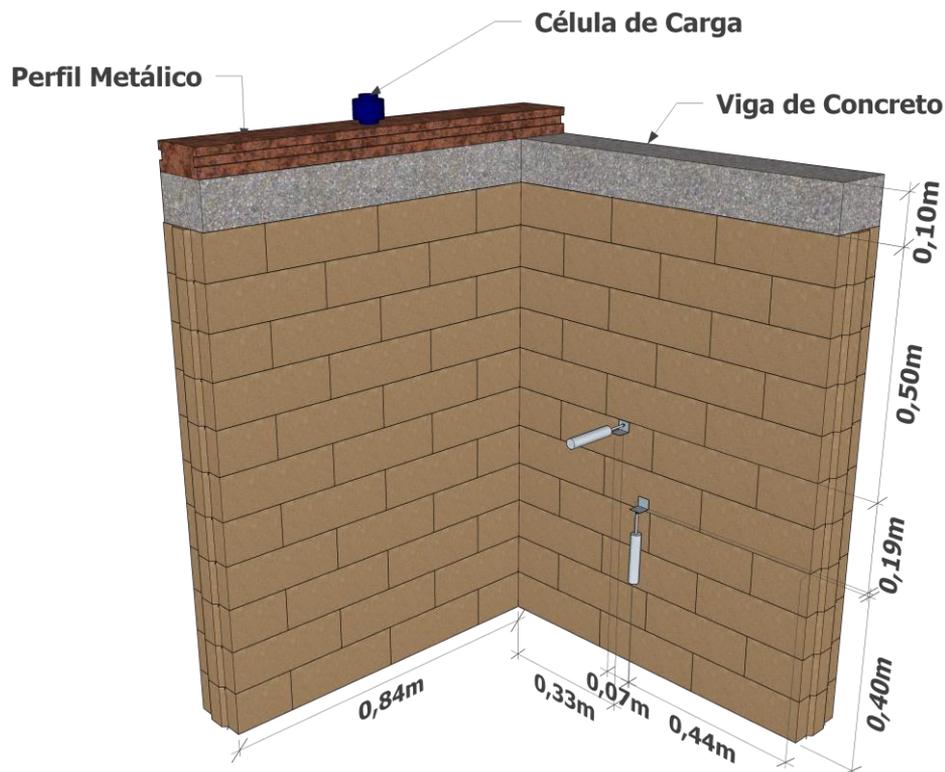
Os ensaios foram realizados buscando resultados que atendessem o uso das alvenarias, tanto no âmbito estrutural quanto não estrutural.

3.2.3.4. Ensaio de interação entre alvenarias

Este ensaio teve o objetivo de verificar se existia interação entre os painéis de alvenaria de BTC. Foi verificada qualitativamente a taxa de transferência de força que uma parede exercia na outra.

Foram ensaiados painéis de alvenaria de BTC com seção transversal em forma de "L", constituídos por dois painéis de tamanhos iguais. O carregamento foi aplicado em uma das paredes que formavam o "L", e assim avaliado se havia interação entre as paredes. A figura 56 mostra o desenho da parede e o local onde foi colocada a carga distribuída.

Figura 56 - Carregamento - Parede formato "L"



Fonte: Autoria própria (2015)

CAPÍTULO 4: APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Caracterização da terra

Os solos empregados no presente trabalho apresentaram as características indicadas abaixo, o que qualifica o material para a fabricação de blocos prensados.

- Limite de Liquidez: 26,36 %, NBR 6459 (1984).

- Limite de Plasticidade: 20,42 %, NBR 7180 (1984).

- Índice de Plasticidade: 5,93 %.

- Areia: 50,97%, NBR 7217 (1987).

- Silte+Argila: 20,47%, NBR 7217 (1987)

- Pedregulho: 0,0%.

- Massa específica: 2,65 g/cm³, NBR 9776 (1987).

- Classificação da American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O), solo tipo A-2-4, com no máximo 35% de silte+argila passando na # 200, com LL<40%, e IP<10%. Suas propriedades estão indicadas na tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades da terra empregada

	Silte + argila (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)
Terra	20,47	20,42	26,36	5,93

Fonte: Autoria própria (2015)

4.2. Avaliação dos BTC

4.2.1. Resultado da absorção de água em blocos de BTC

Os ensaios de absorção de água foram realizados de acordo com a NBR – NBR 10836 (1994).

Na figura 57 temos os BTC imersos em água por 24 horas.

Figura 57 - Blocos imersos em água, para ensaio de absorção



Fonte: Autoria própria (2015)

Abaixo segue os resultados alcançados no ensaio de absorção dos blocos de BTC, estabilizados com 12% de cimento.

Tabela 4 - Ensaio de absorção dos BTC

CP a 12% nº	M1 (kg)	M2 (Kg)	PESO DA ÁGUA (Kg)	ABS. (%)	ABS. MÉDIA (%)
1	5,70	6,70	1,00	17,54	20,01% Coef. Variação 12%
2	5,40	6,50	1,10	20,37	
3	5,20	6,35	1,15	22,12	

Fonte: Autoria própria (2015)

Segundo a NBR 8492 (1984), os valores médios de absorção de água não devem ser superiores a 20%, nem apresentar valores individuais superiores a 22%, e os blocos de BTC estabilizados com 12% de cimento, tiveram valores próximos aos valores máximos estipulados na norma, o que na prática pode levar ao surgimento de patologias, caso as alvenarias não sejam protegidas contra a ação de umidade, já que a mesma absorve grande quantidade de água. Neste caso seria interessante ter acrescentado areia para corrigir a granulometria deste solo, já que o mesmo apresentava uma quantidade elevada de silte+argila (20,47%), materiais esses que absorvem muita umidade do ambiente.

4.2.2. Resistência à compressão de primas de BTC

A resistência à compressão simples é um dos parâmetros mais importantes para o BTC. A NBR 10836 (ABNT 1994) determina que a resistência média dos BTC deve ser igual ou superior a 2,0 MPa aos sete dias, mas que os valores individuais não podem ser inferiores a 1,7 MPa.

A resistência à compressão dos blocos foi medida conforme as recomendações da NBR 8492 (1992), como se pode ver na figura 58.

Figura 58 - Ensaio de resistência à compressão dos BTC



Fonte: Autoria própria (2015)

Os resultados obtidos pela compressão dos BTC estabilizados com 12% de cimento CPIIZ-32 foram os seguintes:

Tabela 5 - Resistência à compressão simples

CP a 12% nº	Carga Ruptura (kgf)	Resistência Tensão (MPa)	Média (MPa)
1	7,752	3,955	4,446
2	7,744	3,951	
3	6,576	3,355	
4	9,607	4,902	

5	8,045	4,105	Coeficiente de Variação 27%
6	13,601	6,939	
7	7,667	3,912	

Fonte: Autoria própria (2015)

OBS.: Como foi determinado na NBR 10836 (ABNT 1994) a resistência média dos tijolos de BTC foi bem superior à resistência mínima requerida.

4.2.3. Resultado do ensaio de tensão x deformação

Após os ensaios foi possível verificar que o BTC se deforma bastante antes de sua ruptura completa, e que mesmo após as primeiras fissuras o bloco ainda é capaz de resistir a aplicação de cargas.

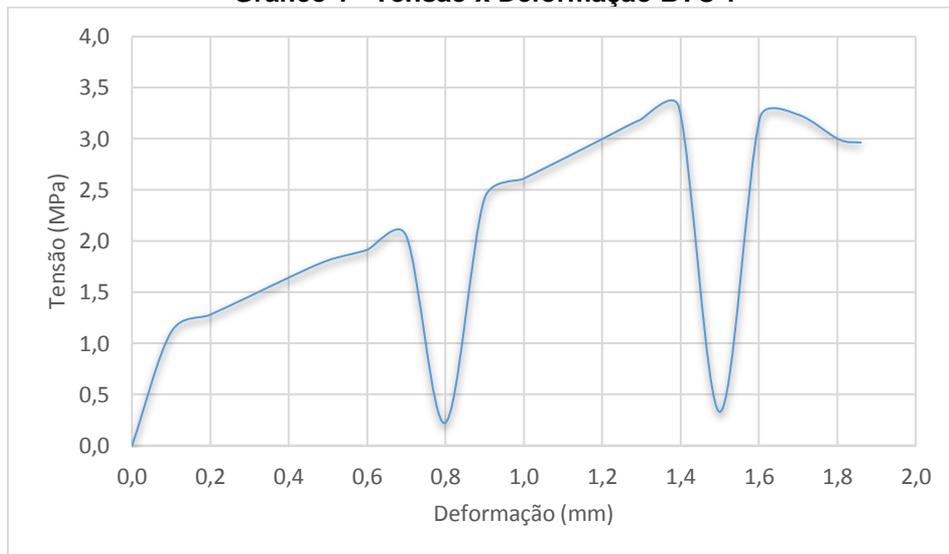
Seguem abaixo gráficos dos resultados obtidos a partir dos ensaios de ruptura, com a representação dos deslocamentos registrados em função da carga aplicada:

- Nos 15 BTC ensaiados para resistência à compressão simples, o valor mínimo foi de 2,9 MPa, que está de acordo com a norma NBR-8492, que estabelece, como o menor valor médio de 2,0 MPa, e nenhum valor inferior a 1,7 MPa.

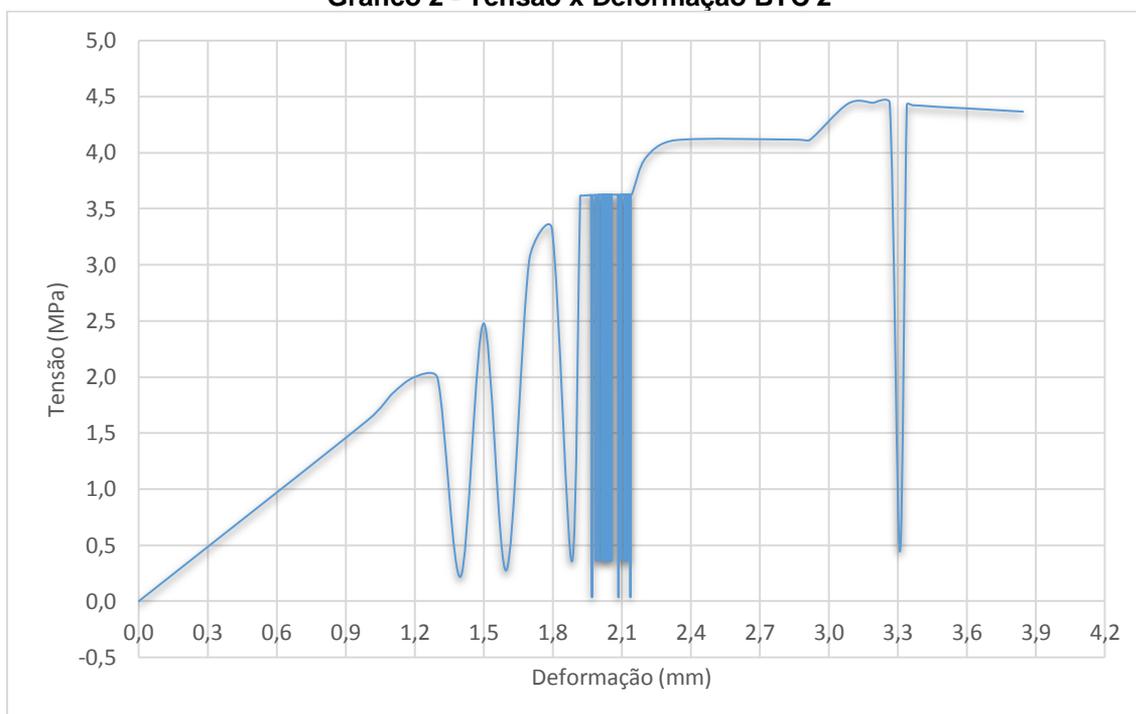
- A resistência máxima alcançada foi da ordem de 5,8 MPa, e o valor médio obtido dos 15 BTC foi de 4,05 MPa.

- Os resultados a seguir foram realizados nos corpos-de-prova prismáticos (14x14x20), apresentados na forma de diagramas tensão deformação.

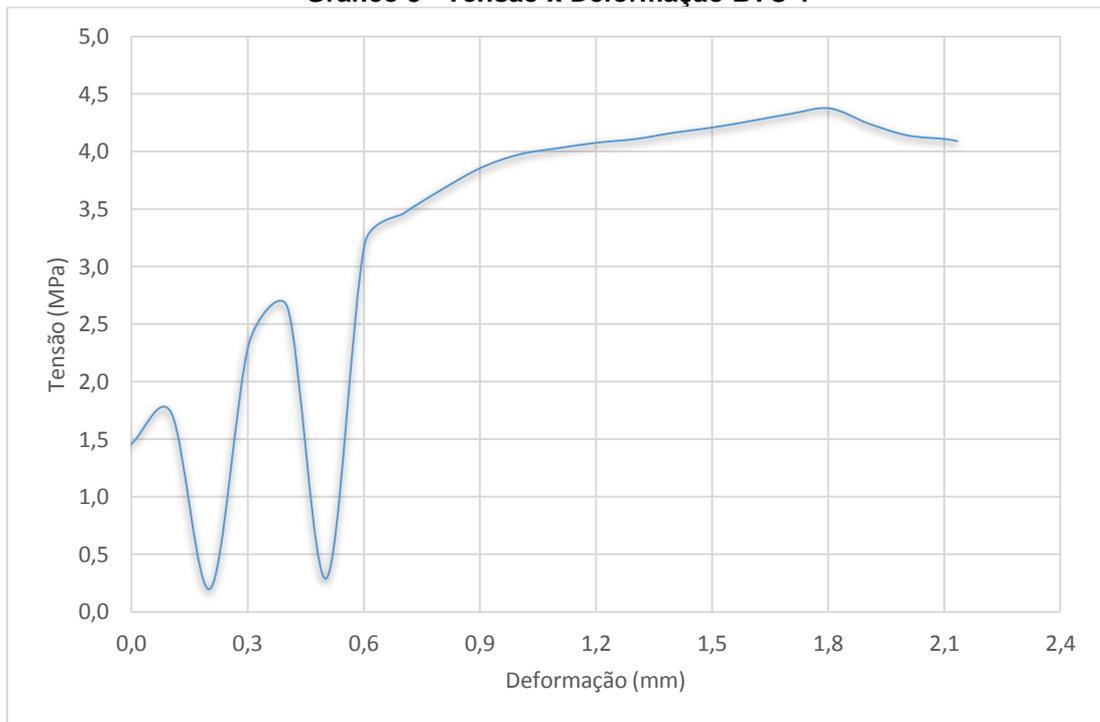
- As rupturas dos BTC ocorreram geralmente nos locais de maior fissuração. O que significa que este local é o local de menor resistência ou menor deformação, tornando assim esse local mais propício a fissuras.

Gráfico 1 - Tensão x Deformação BTC 1

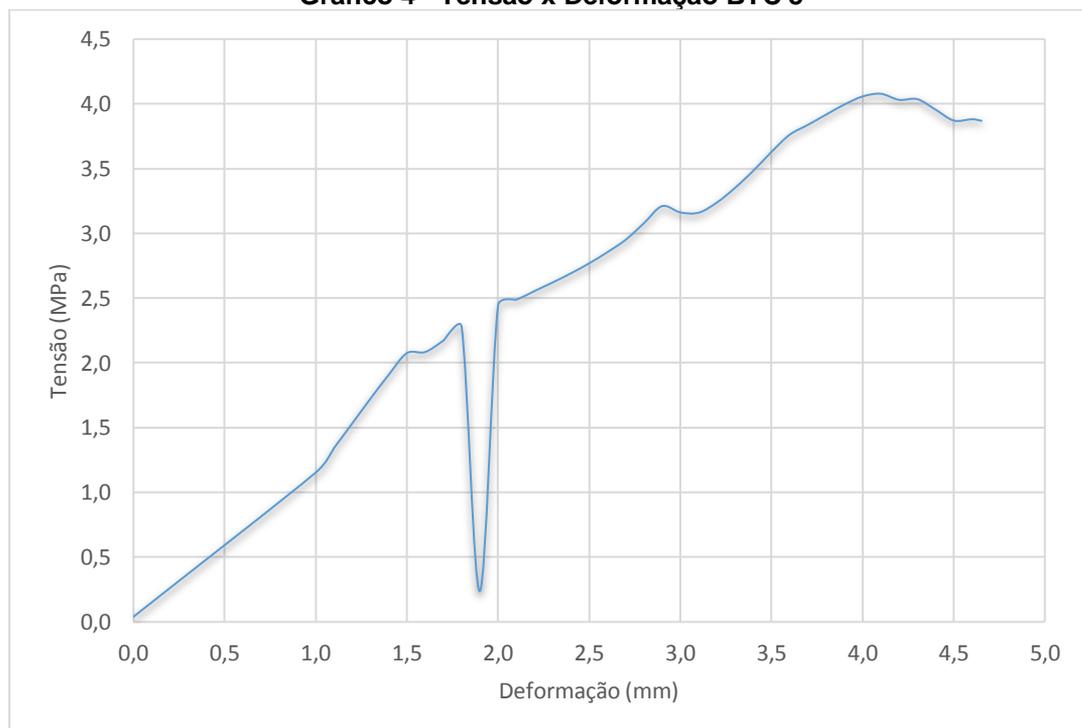
No gráfico 1 percebemos que o mesmo se deforma 1,8 mm antes do seu rompimento. O mesmo teve suas primeiras fissuras não aparentes quando atingiu a compressão de 2,2 MPa, sua deformação chegou aos 0,8 mm. Essa foi a deformação necessária para a acomodação do bloco; em seguida voltou a suportar esforços de compressão até atingir 3,4 MPa, onde ocorreram mais fissuras, voltando após a acomodação do material a resistir mais tensões. Neste momento, o mesmo fissurou, não resistindo mais as cargas impostas, vindo a ruir.

Gráfico 2 - Tensão x Deformação BTC 2

No gráfico 2, à medida que as tensões aumentavam, o bloco se deformava, mas não havia fissura aparente no bloco. Ao alcançar 2,1 MPa surgiram as primeiras fissuras, e o primeiro ponto de deformação visível; após acomodação do material, a tensão voltou a subir, quando chegou a 3,5 MPa houve pontos de inflexão dos diagramas, num trecho que foi de 1,8 a 2,1 mm, o que leva a concordar o com as conclusões de Rolim (1999), que afirma existir certa acomodação entre o prato da prensa e a superfície do corpo-de-prova durante os experimentos, buscando uma nova posição de equilíbrio. Finalmente, o BTC chegou a suportar 4,5 MPa, resistência semelhante a de blocos estruturais.

Gráfico 3 - Tensão x Deformação BTC 4

O gráfico 3 mostra que o BTC se deformou mais de 0,6 mm e mesmo assim sua resistência alcançou 4,4 MPa, se deformando até a faixa de 2,1 mm antes de romper.

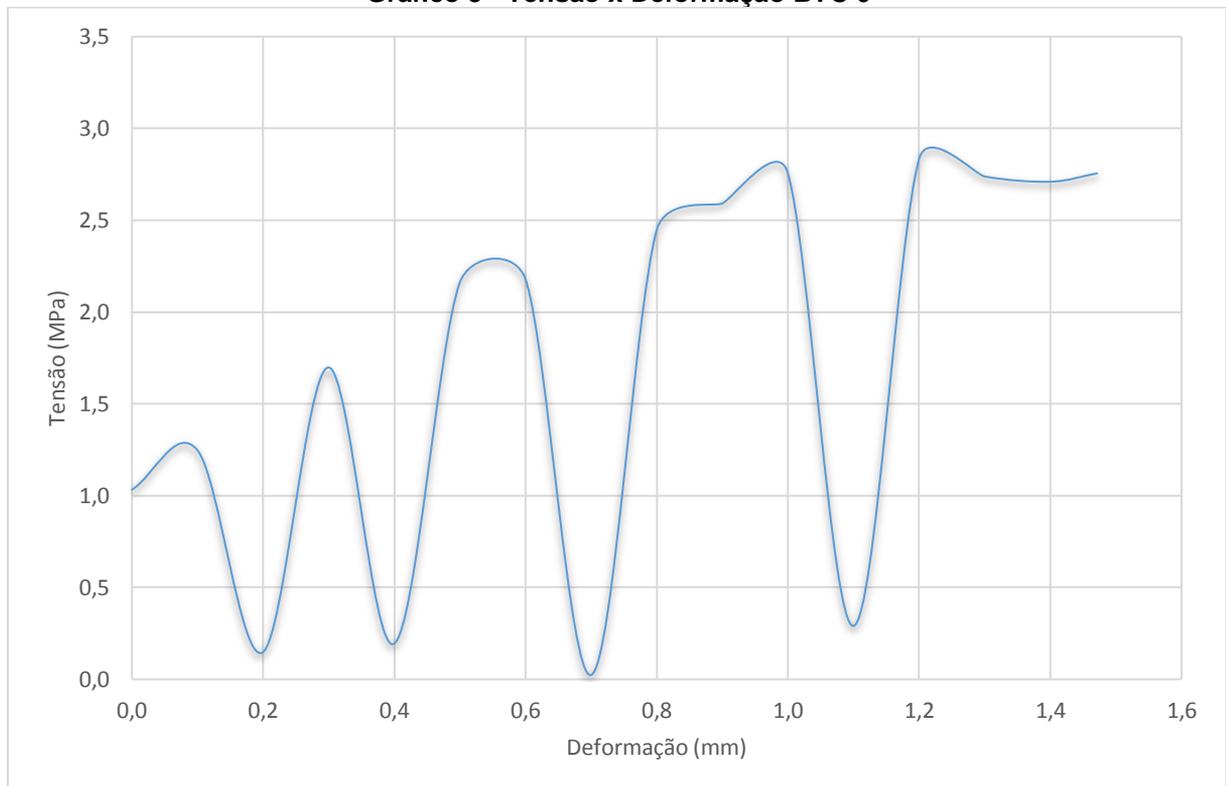
Gráfico 4 - Tensão x Deformação BTC 5

Todos os blocos analisados conseguiram resistir a esforços maiores que as tensões que criaram suas primeiras fissuras, mesmo após as primeiras fissuras resistiram a tensões ainda maiores, exemplo no gráfico 4 e figura 59.

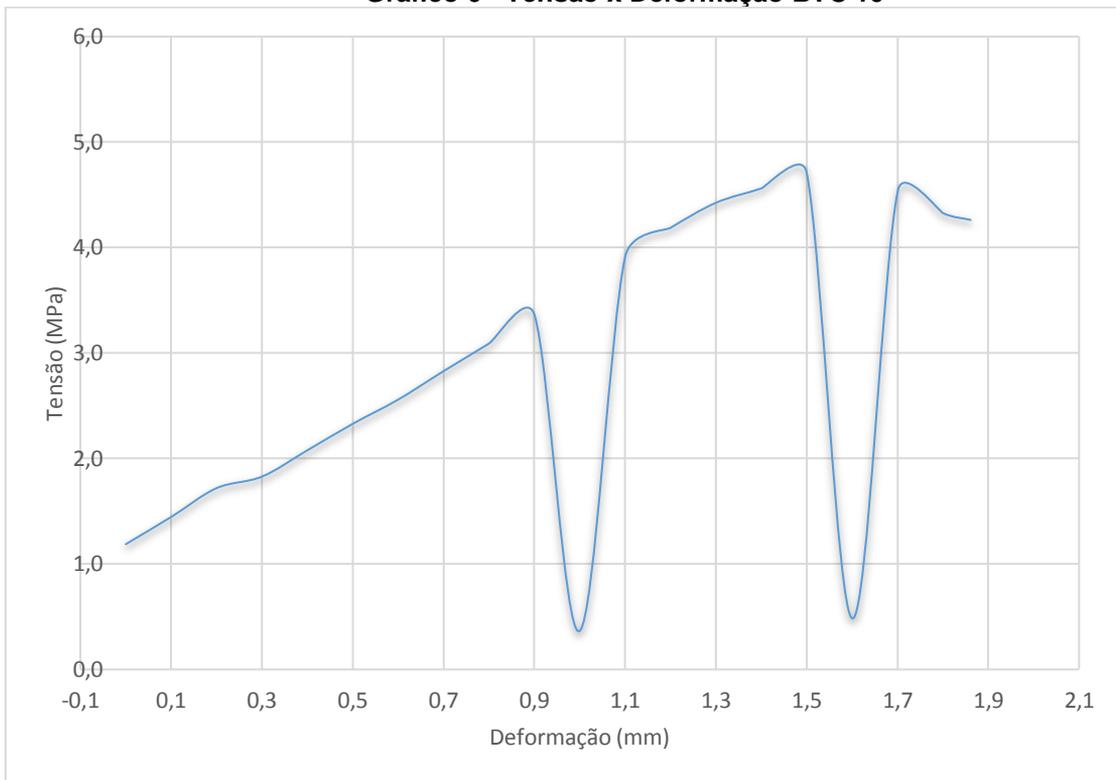
Figura 59 - Ensaio de tensão x deformação



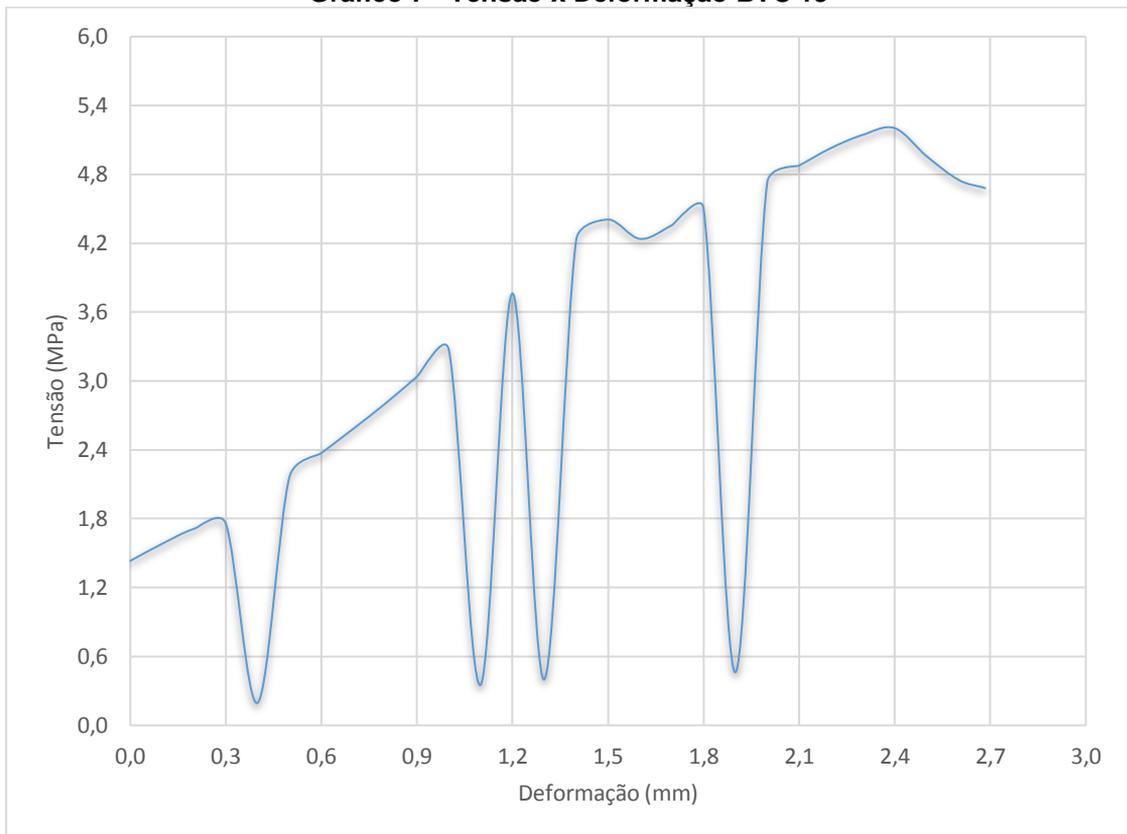
Gráfico 5 - Tensão x Deformação BTC 6



O gráfico 5 mostra que o BTC apresentou várias deformações antes de romper, onde suportou cargas de 2,9 MPa, mesmo o bloco já tendo vários pontos de esmagamento.

Gráfico 6 - Tensão x Deformação BTC 10

O gráfico 6 mostra que mesmo com fissuras o BTC é capaz de suportar esforços, além do esforço que lhe fissurou, já que o mesmo é capaz de se deformar com muita facilidade. O mesmo teve o pico de tensão com carga de 4,9 MPa.

Gráfico 7 - Tensão x Deformação BTC 13

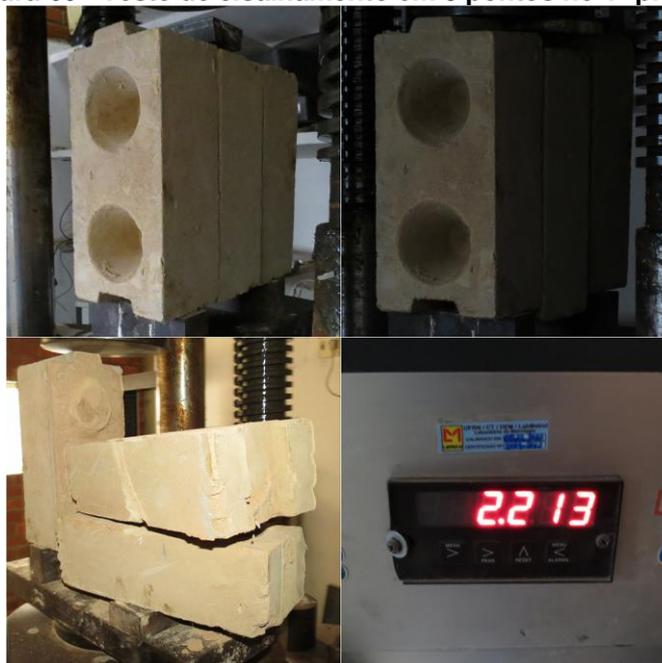
No gráfico 7 vemos que para fixação do bloco foi aplicado inicialmente uma tensão de 1,4 Mpa, e após esse instante o BTC começa a apresentar um comportamento elástico, similar ao teste realizado nos outros blocos.

4.2.4. Resistência ao cisalhamento em prismas de alvenaria

Conforme referido, o ensaio de cisalhamento foi baseado na NBR 14321 (1999)
- Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento.

4.2.3.1. 1º Prisma

Figura 60 - Teste de cisalhamento em 3 pontos no 1º prisma



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pelo prisma foi de $F_{rup} = 2213,00$ kgf, ou seja, 21,70 kN.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu pelo descolamento da junta de união dos blocos, ou seja, do tipo “a” de acordo com a Tabela 2 da NP EN 1052-3 (2005). Apresentou corte na superfície de ligação entre o bloco e a argamassa numa face do bloco, o que significa que a resistência do bloco foi maior que a resistência de aderência utilizada na sua união.

Determinação da tensão crítica de cisalhamento do 1º prisma:

$$\tau_{1^{\circ}P} = \frac{F_{rup}}{2 \cdot A} = \frac{2213 \cdot 9,81}{2 \cdot (280 \cdot 140)} = 0,28 \text{ MPa}$$

4.2.3.2. 2º Prisma

Figura 61 - Teste de cisalhamento em 3 pontos no 2º prisma



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pelo prisma foi de $F_{rup} = 1765,00$ ou seja, $\text{kgf} = 17,31 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

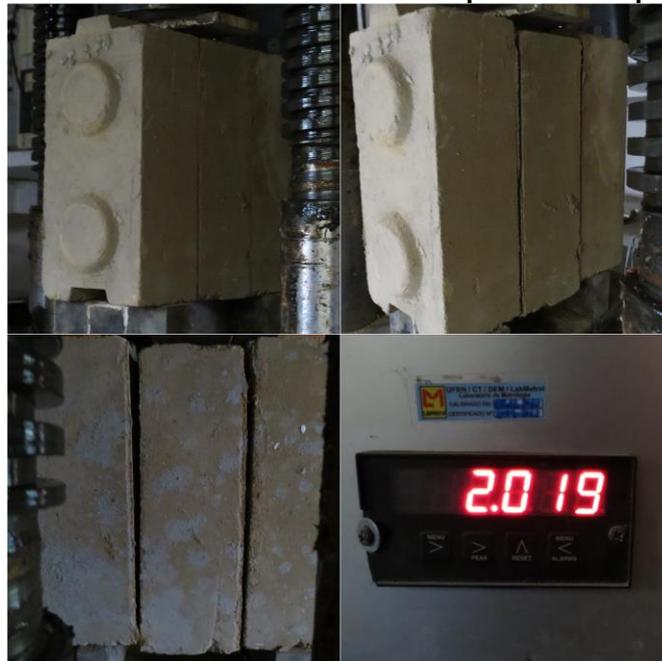
A ruptura ocorreu pelo descolamento na interface bloco/argamassa da junta de união dos blocos, foi do tipo “a” e “d” conforme Tabela 2 da NP EN 1052-3 (2005), pois o mesmo também apresentou uma pequena fissuração no bloco. A resistência do bloco foi maior que a força de aderência entre os blocos.

Determinação da tensão crítica de cisalhamento do 2º prisma:

$$\tau_{2^{\circ}P} = \frac{F_{rup}}{2 \cdot A} = \frac{1765 \cdot 9,81}{2 \cdot (280 \cdot 140)} = 0,22 MPa$$

4.2.3.3. 3º Prisma

Figura 62 - Teste de cisalhamento em 3 pontos no 3º prisma



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pelo prisma foi de $F_{rup} = 2019,00$ kgf = 19,80 kN.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu por corte localizado na argamassa, foi do tipo “b” conforme Tabela 2 da NP EN 1052-3 (2005), e não apresentou nenhum tipo de fissura visível no bloco. Isso implica que a resistência do bloco foi maior que a força de aderência da argamassa utilizada na união dos mesmos.

Determinação da tensão crítica de cisalhamento do 3º prisma:

$$\tau_{3^{a}P} = \frac{F_{rup}}{2 * A} = \frac{2019 * 9,81}{2 * (280 * 140)} = 0,25MPa$$

4.2.3.3. 4º Prisma

Figura 63 - Teste de cisalhamento em 3 pontos no 4º prisma



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pelo prisma foi de $F_{rup} = 2022,00$ kgf = 19,83 kN.

Modo de ruptura:

Como pode ser visto na Figura 63 a ruptura ocorreu pelo corte na superfície de ligação entre os blocos, ou seja, do tipo “a” de acordo com a Tabela 2 da NP EN 1052-3 (2005), com argamassa nas duas faces do bloco. Isto implica que a força de aderência da argamassa foi menor que a força interna dos blocos.

Determinação da tensão crítica de cisalhamento do 4º prisma:

$$\tau_{4^{\text{º}}P} = \frac{F_{rup}}{2 * A} = \frac{2022 * 9,81}{2 * (280 * 140)} = 0,25MPa$$

Abaixo segue os resultados alcançados no ensaio de cisalhamento para prismas ensaiados em 3 pontos.

Tabela 6 - Ensaio de cisalhamento em 3 pontos

Prisma nº	Força em kgf	Força em N	Tensão de cisalhamento em N/mm ²	Tensão média de cisalhamento em MPa
1	2213,00	21702,12	0,28	0,25 MPa Coef. Variação 9,80%
2	1765,00	17308,74	0,22	
3	2019,00	19799,63	0,25	
4	2022,00	19829,05	0,25	

Fonte: Autoria própria (2015)

Os ensaios realizados nos prismas em três pontos alcançaram resultados praticamente semelhantes, com pouca alteração no tipo de fissuras. É até bem lógico que os blocos não chegassem a se fissurar e que a resistência dos mesmos fosse maior que a força de aderência da argamassa. Mas como já foi citado, nosso intuito neste trabalho não era testar o tipo de argamassa, ou até mesmo avaliar o melhor tipo de argamassa para unir os blocos de BTC, e sim avaliar os tipos de fissuras que poderiam surgir após unir os BTC com argamassa feita com o mesmo tipo de material dos blocos, variando apenas o teor de água na mistura, pois é assim que geralmente essas paredes são construídas. Mas existem no mercado argamassas que são tão resistentes quanto os blocos, o que daria uma resistência maior ao conjunto bloco/argamassa.

4.2.4. Resistência à tração na flexão de vigas em 4 pontos

A resistência à tração na flexão foi determinada de acordo com a NBR 12142 (2010).

O ensaio de flexão em vigas 4 pontos fornece a resistência de aderência.

4.2.4.1. 1ª Viga

Na figura 64, o ensaio foi realizado de forma simples, aplicando-se cargas sobre a viga, através de pesos predeterminados.

Figura 64 - Teste de flexão em 4 pontos



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pela viga foi de $F = 122,00 \text{ kgf} = 1,20 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu pelo descolamento da junta de união dos blocos, fora do terço médio, e inferior a 5% de ℓ . Isso a princípio significa que a resistência do bloco é bem maior que a resistência de aderência da argamassa utilizada na sua união.

Determinação da resistência a tração na flexão da 1ª viga:

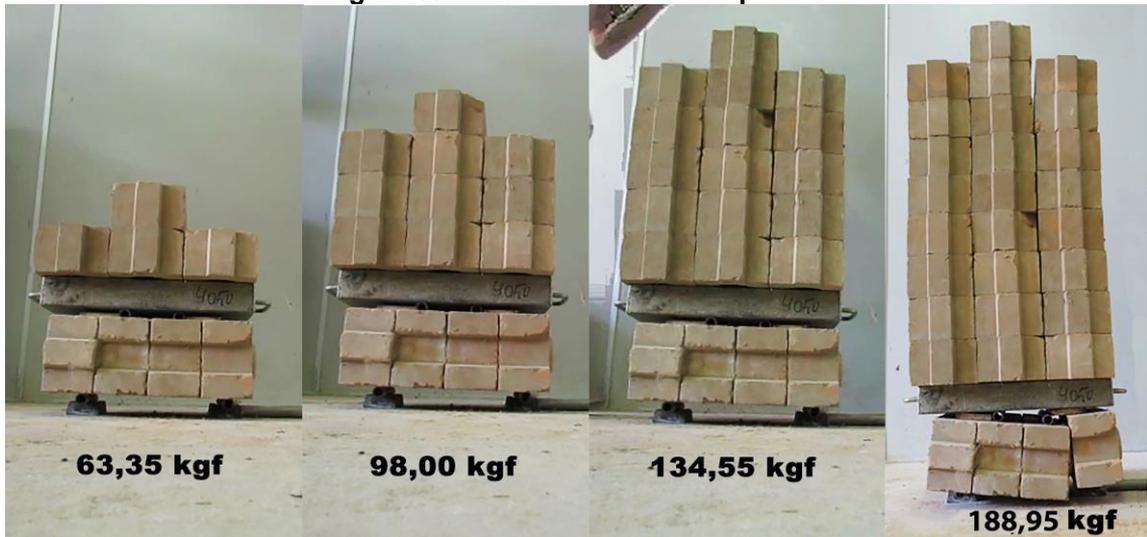
Como a ruptura ocorreu, fora do terço médio, e inferior a 5% de ℓ , a tração

na flexão foi calculada pela expressão:

$$f_{ct,f} = \frac{3.F.a}{b.d^2} = \frac{3 * 1196,4113 * 100}{280 * 140^2} = 0,07MPa$$

4.2.4.2. 2ª Viga

Figura 65 - Teste de flexão em 4 pontos



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pela viga foi de $F = 188,95 \text{ kgf} = 1,85 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

Como imaginado, o rompimento foi por cisalhamento na união entre os blocos. O que mais uma vez comprova a resistência dos blocos de BTC, frente a aderência da argamassa colante. Essa fratura foi fora do terço médio, e inferior a 5% de ℓ .

Determinação da resistência a tração na flexão da 2ª viga:

Como a ruptura ocorreu, fora do terço médio, e inferior a 5% de ℓ à tração

a flexão é calculada pela expressão:

$$f_{ct,f} = \frac{3.F.a}{b.d^2} = \frac{3 \cdot 1852,9665175 \cdot 100}{280 \cdot 140^2} = 0,10 \text{MPa}$$

4.2.4.3. 3ª Viga

Figura 66 - Teste de flexão em 4 pontos



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pela viga foi de $F = 146,35 \text{ kgf} = 1,44 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

Como imaginado, o rompimento foi na união entre os blocos. O que significa que a aderência foi menor que a força interna dos blocos. A fratura foi dentro do terço médio.

Determinação da resistência a tração na flexão da 3ª viga:

Como a ruptura ocorreu, dentro do terço médio, portanto à tração a flexão é calculada pela expressão:

$$f_{ct,f} = \frac{F.l}{b.d^2} = \frac{1435,2032275*300}{280*140^2} = 0,08MPa$$

4.2.4.4. 4ª Viga

Figura 67 - Teste de flexão em 4 pontos



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pela viga foi de $F = 152,70 \text{ kgf} = 1,50 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

O cisalhamento foi devido ao descolamento da argamassa de união, utilizada para unir os blocos. A mesma ocorreu dentro de terço médio da viga.

Determinação da resistência à tração na flexão da 4ª viga:

Como a ruptura ocorreu, dentro do terço médio, portanto a tração à flexão é calculada pela expressão:

$$f_{ct,f} = \frac{F.l}{b.d^2} = \frac{1497,475455*300}{280*140^2} = 0,08MPa$$

Resumo do ensaio de tração na flexão das vigas:

Em todas as vigas ensaiadas, o rompimento foi devido ao descolamento da interface de união dos blocos, o que significa que as forças internas dos blocos foram superiores à força de ligação entre os mesmos. Só lembrando que o traço utilizado para a argamassa de ligação (com 12% de cimento) foi o mesmo utilizado para a confecção dos blocos, sendo alterado apenas o fator água/cimento, que provavelmente foi o fator mais relevante para a baixa resistência desta pasta de aderência. Como o nosso estudo tinha por finalidade analisar os tipos de fissuras ocorridos em vigas de BTC, foi verificado que os mesmos neste caso estudado são mais resistentes que a força de aderência, mas isso não implica dizer que sempre será dessa forma, pois se aumentarmos a força de aderência entre os blocos, os blocos de BTC podem se romper, gerando fissuras visíveis nos blocos e não na argamassa de ligação.

Tabela 7 - Ensaio de flexão em 4 pontos

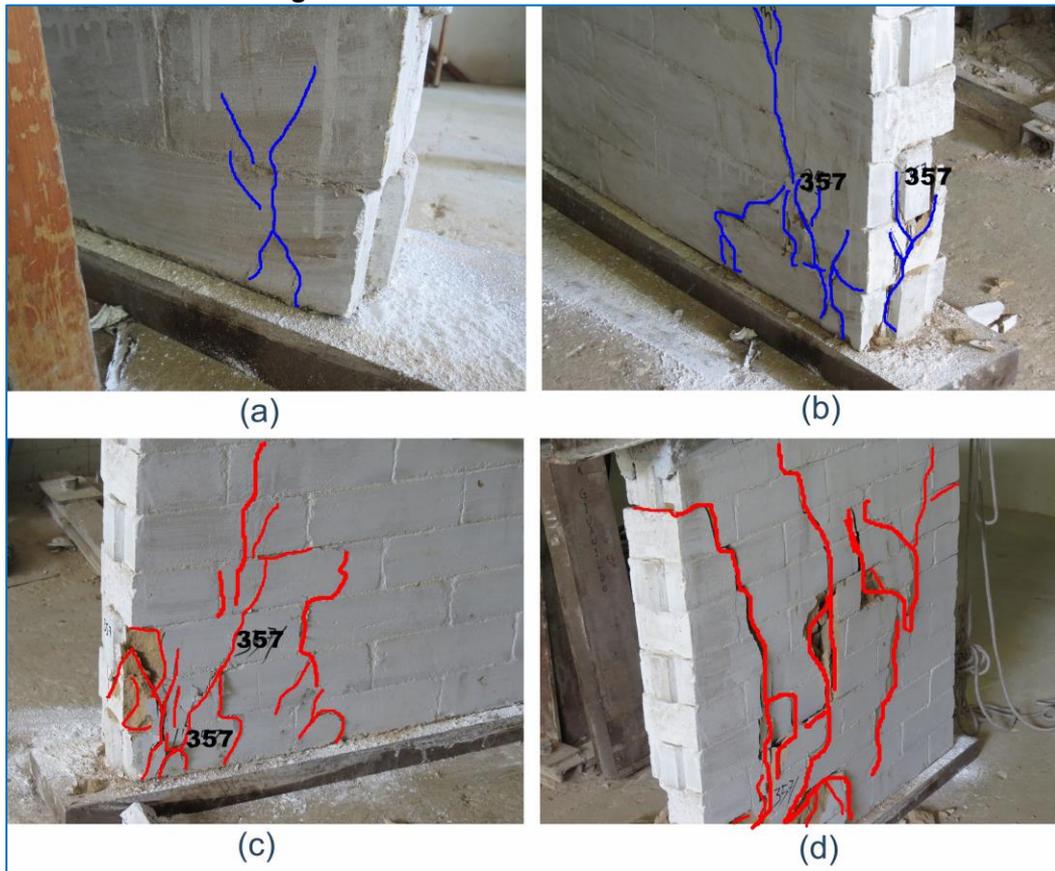
Prisma nº	Força em kgf	Força em N	Tensão de flexão em MPa	Tensão média de flexão em MPa
1	122,00	1196,41	0,07	0,083 MPa Coef. Variação 14,18%
2	188,95	1852,97	0,10	
3	146,35	1435,20	0,08	
4	152,70	1497,48	0,08	

4.3. Ensaio nas paredes de BTC

4.3.1. 1ª Parede de 1 m

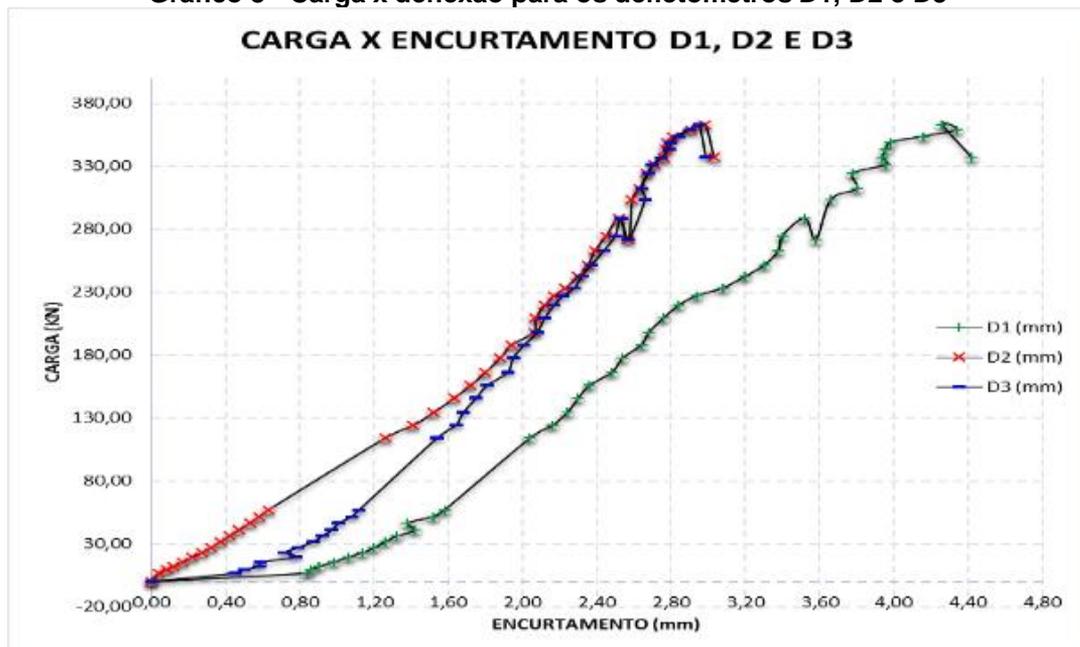
Nas paredes de 1m submetidas a ensaio de compressão simples, verificou-se fissuras verticais na sua grande maioria, embora tenham surgido também fissuras nas ligações entre os blocos, que foram atribuídos à acomodação do material, já que as mesmas não aumentaram à medida em que a carga foi aumentando. O rompimento de forma geral deveu-se ao esmagamento dos blocos da parte inferior da parede, exatamente onde ocorreram as maiores fissuras verticais (ver figura 68).

Figura 68 - Fissuras na 1ª alvenaria de 1m



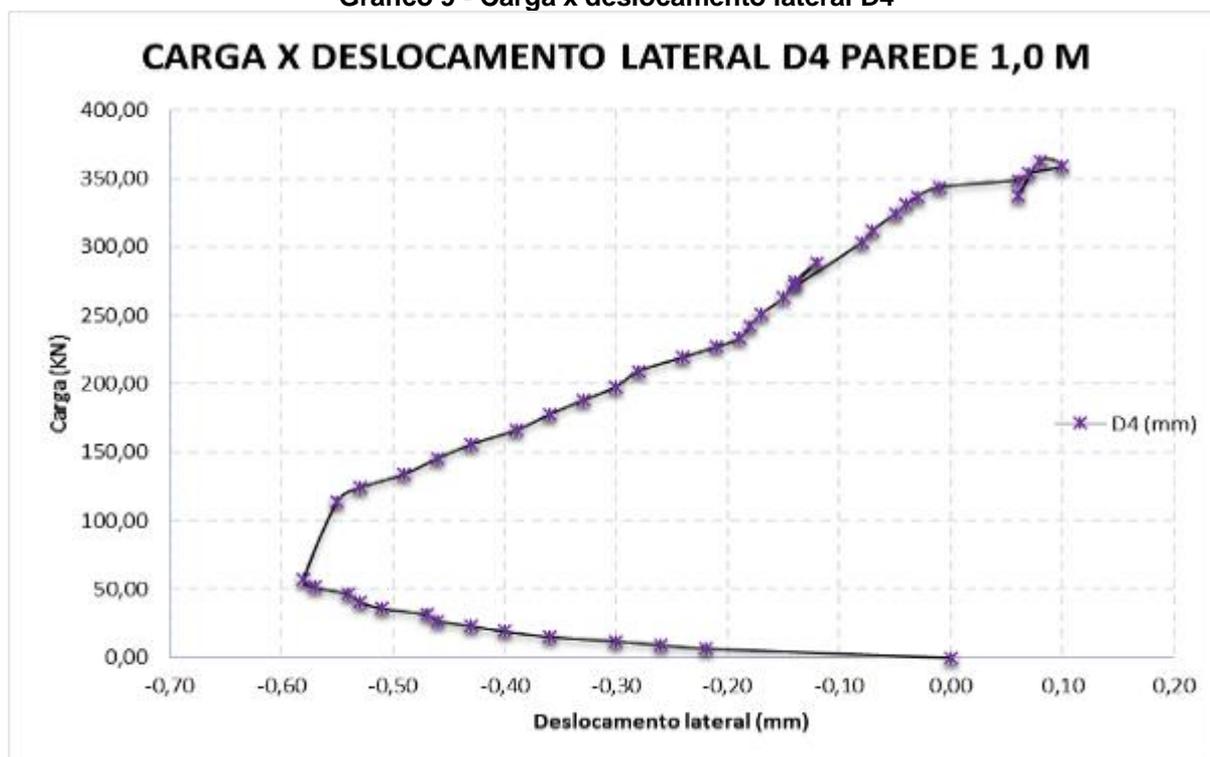
Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 8 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 9 - Carga x deslocamento lateral D4



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima alcançada pelo painel de 1m foi de $F_{rup} = 407,20$ KN. Provavelmente poderia ter suportado mais, caso não tivesse havido o deslocamento lateral observado no gráfico 9.

Modo de ruptura:

Nas Figura 68 (a) e (d) é possível ver a ruptura por divisão do conjunto unidade-bloco como descrito por Haach (2009) na Figura 23, já na Figura 68 (b) e (c) é possível observar que o modo de falha é causado por uma sobrecarga de compressão em alvenarias com boa aderência entre bloco e argamassa como descrito por Ramirez (2007) na Figura 31. De forma geral a ruptura ocorreu por esmagamento de alguns blocos inferiores, no local de surgimento das primeiras fissuras.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 1ª Parede de 1m:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{407,20}{0,98*0,14} = 2,97MPa$$

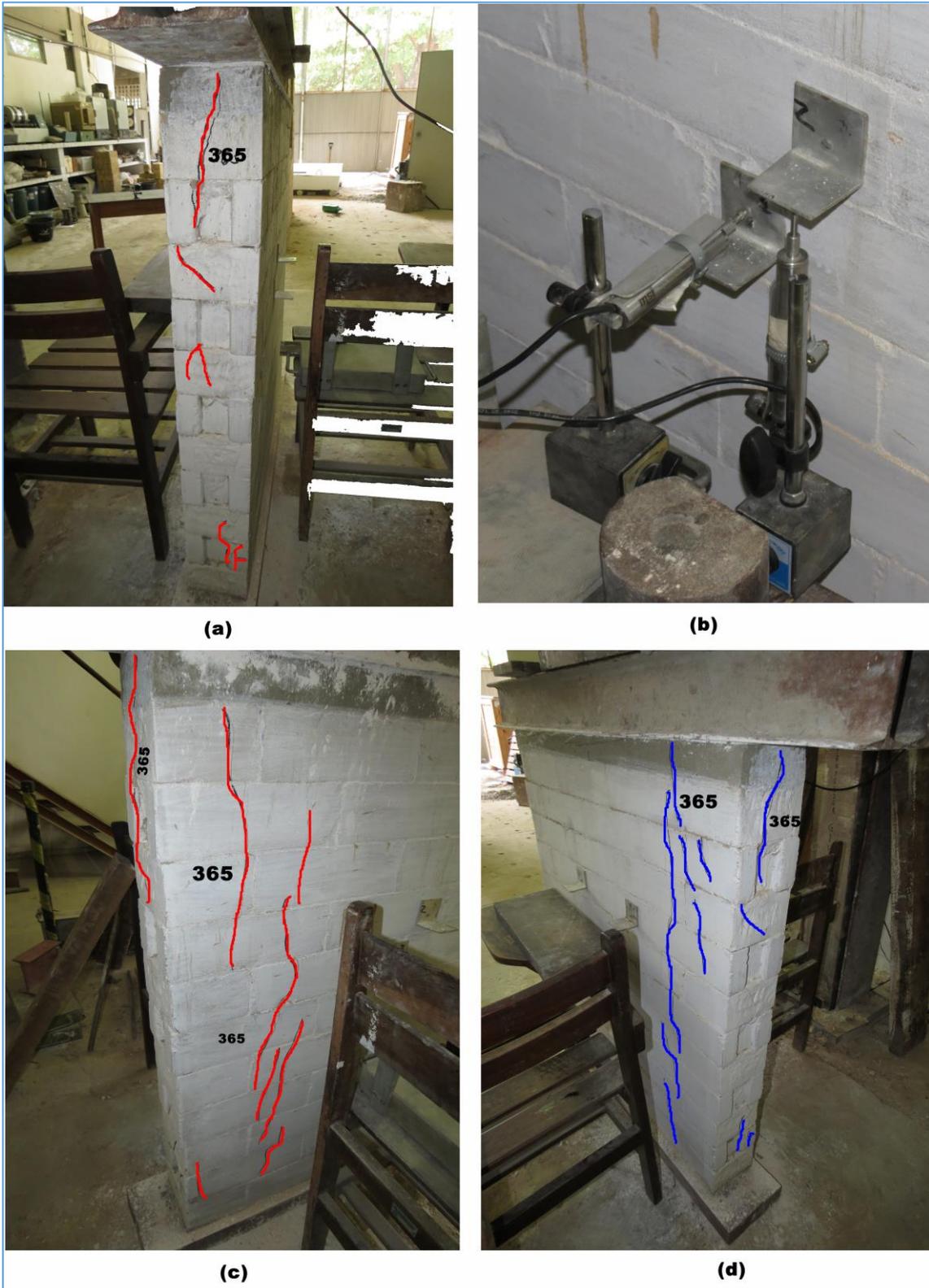
4.3.2. 2ª Parede de 1m

Na 2ª parede de 1m, verificamos o aparecimento de fissuras no plano vertical atravessando os blocos, indicando um caso típico de splitting (Figura 69).

O mesmo ocorreu com Magalhães (2004), quando ele testou alvenarias convencionais de tijolos de 8 furos (Figura 28), segundo ele esse tipo de fissura ocorre quando a alvenaria é exposta a carregamentos maiores que a capacidade de resistência, e a resistência à tração da argamassa é igual ou superior à resistência do bloco.

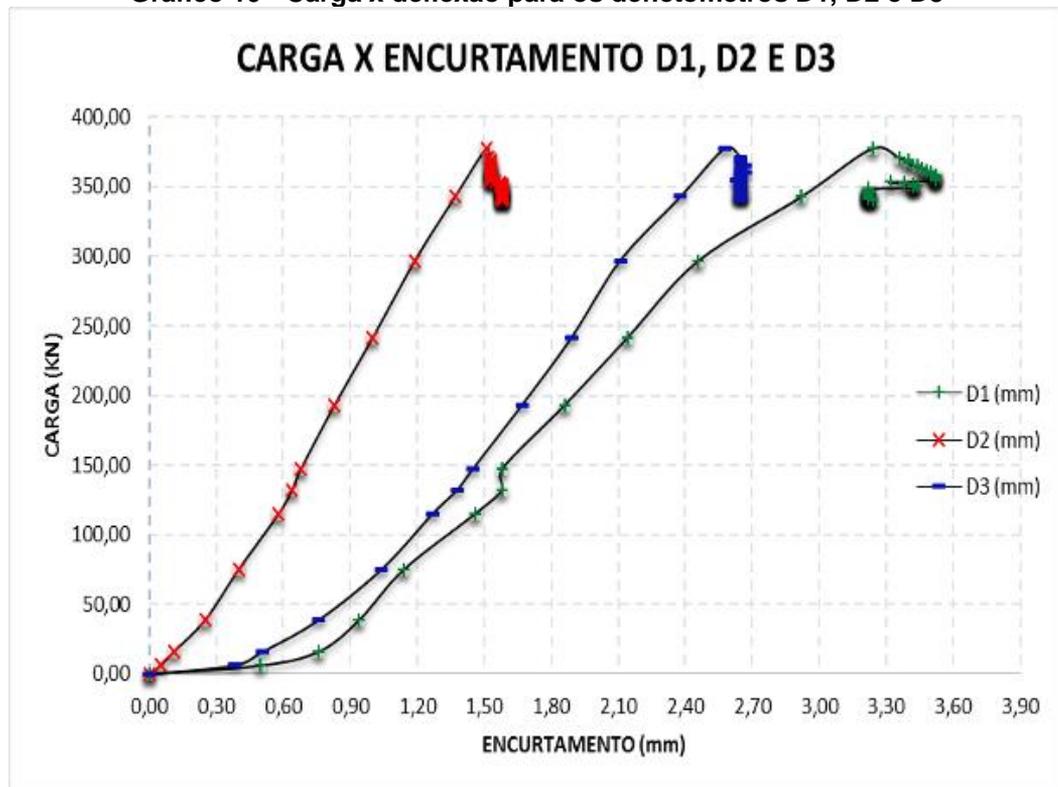
No caso de nossa alvenaria, os encaixes dos blocos fazem com que a resistência à tração aumente favorecendo a união dos blocos, gerando fissuras verticais ou de esmagamentos dos blocos.

Figura 69 - Fissuras na 2ª alvenaria de 1m.
(a), (c) e (d) fissuras verticais atravessando os blocos, (b) Medidor de deslocamento linear



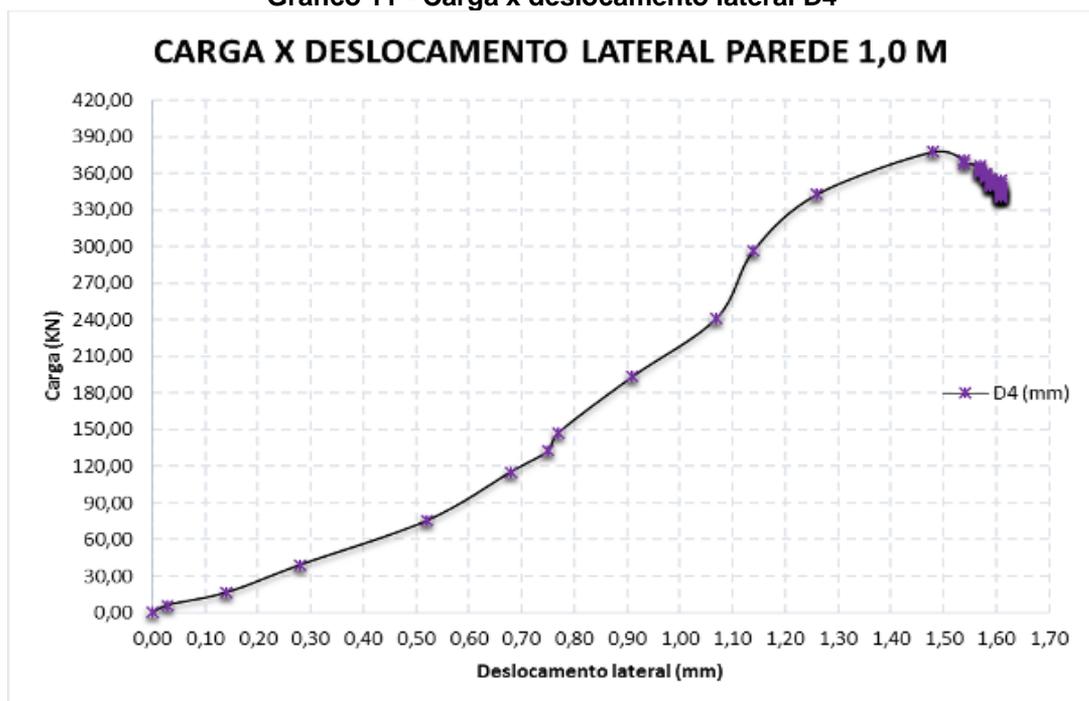
Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 10 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 11 - Carga x deslocamento lateral D4



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 414,80$ kN.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu pela deformação transversal da argamassa de assentamento e por eventual fissuração de blocos ou tijolos por flexão local.

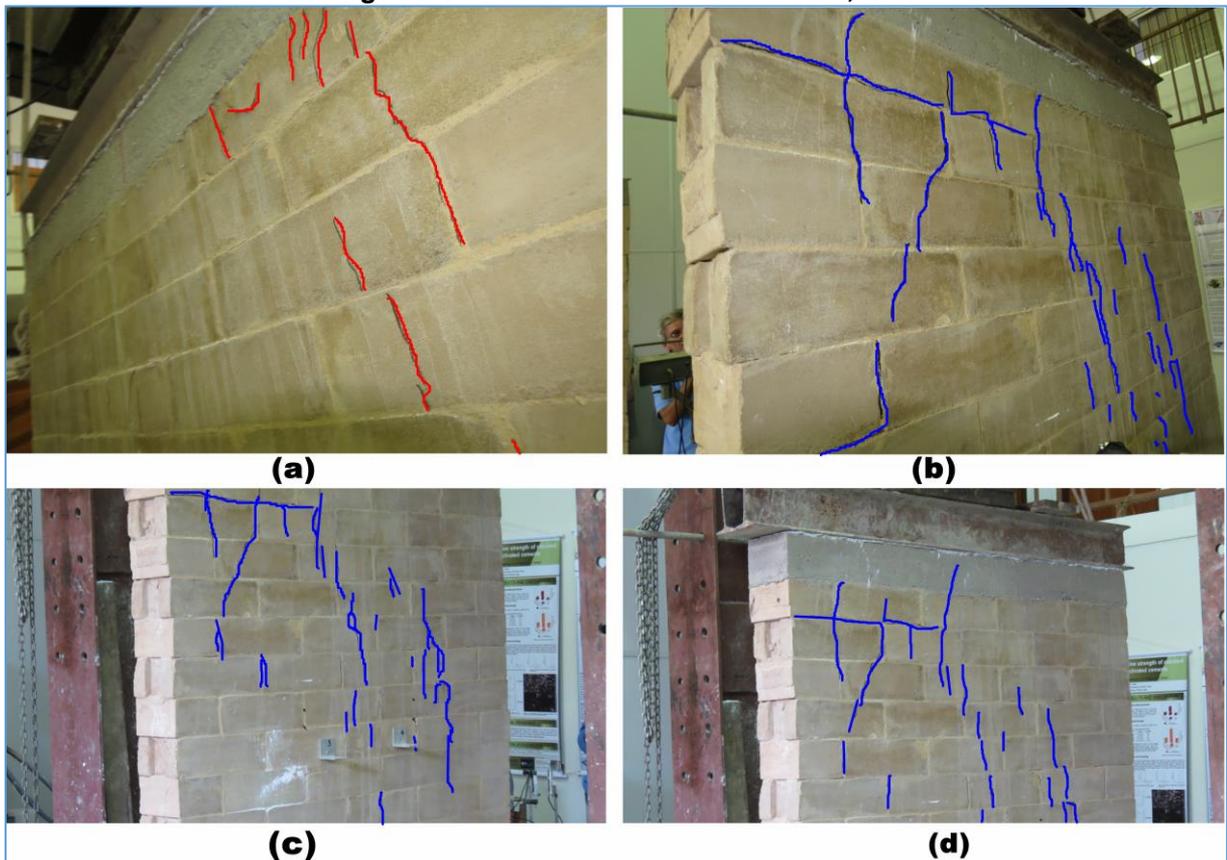
Determinação da tensão crítica de ruptura da 2ª Parede de 1m:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{414,80}{0,98 * 0,14} = 3,02MPa$$

4.3.3. 1ª Parede de 2,15 m

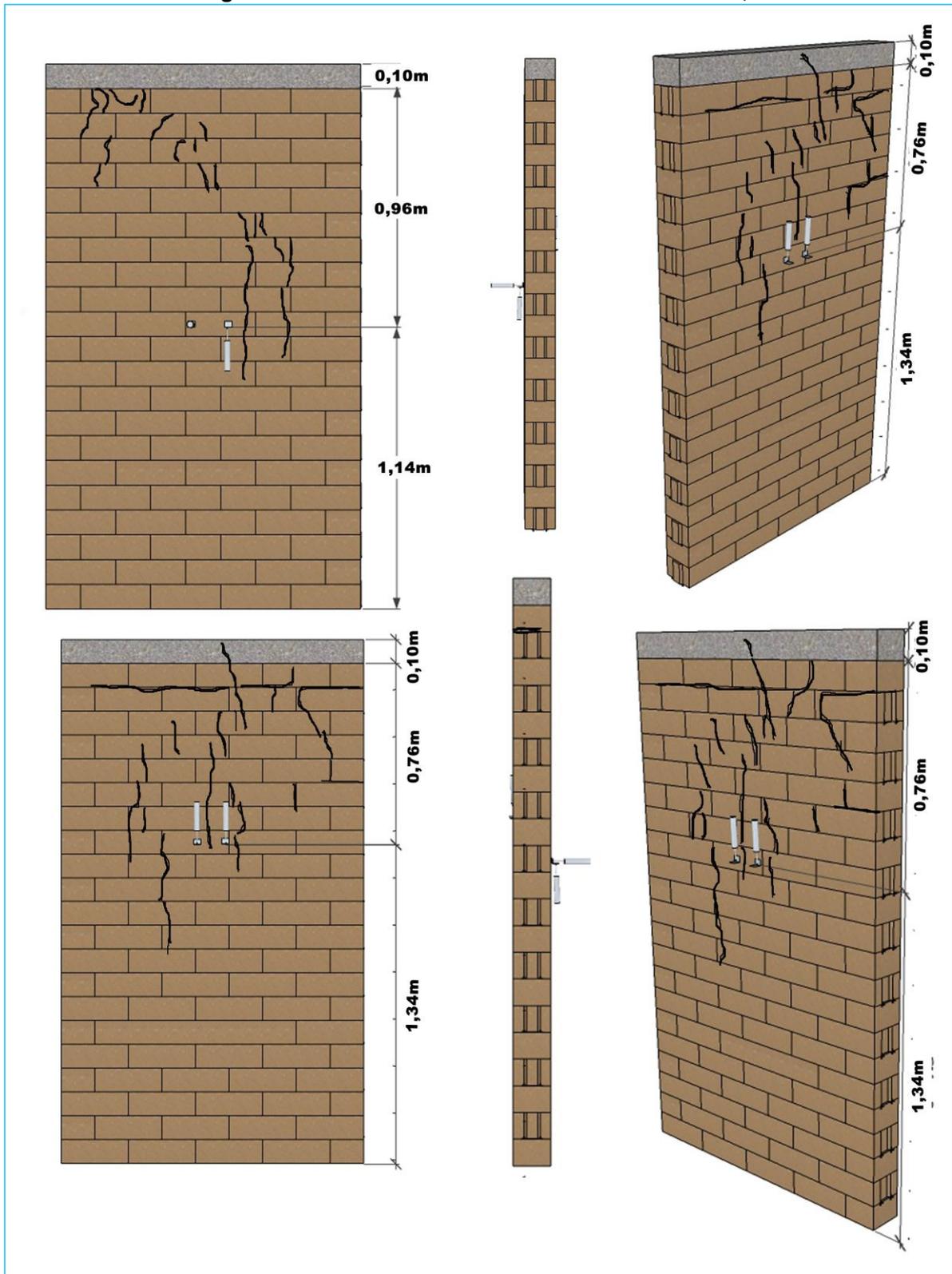
Na 1ª parede de 2,15m, foi aplicada carga uniformemente distribuída, e as fissuras foram originadas pela heterogeneidade de capacidade de deformação dos blocos e argamassa, e por eventual fissuração de blocos por flexão local, as fissuras apareceram devido a alguma excentricidade acidental em trechos contínuos e verticais, conforme mostrado nas Figuras 70 e 71:

Figura 70 - Fissuras na 1ª alvenaria de 2,15m



Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 71 - Desenho das fissuras na 1ª alvenaria de 2,15m



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 410,60$ kN.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu por compressão paralela às juntas horizontais, ou por tensão perpendicular às juntas horizontais.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 1ª Parede de 2,15m:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{410,60}{1,26 * 0,14} = 2,33MPa$$

4.3.4. 2ª Parede de 2,15 m

Já na 2ª parede de 2,15m, surgiram várias fissuras, tanto na vertical, como na horizontal. O rompimento foi causado pelo esmagamento dos blocos, da mesma forma que ocorreu nas paredes anteriores. E as fissuras foram originadas pela deformação transversal da argamassa de assentamento e por eventual fissuração de blocos por flexão local. Figura 72.

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 367,10$ kN.

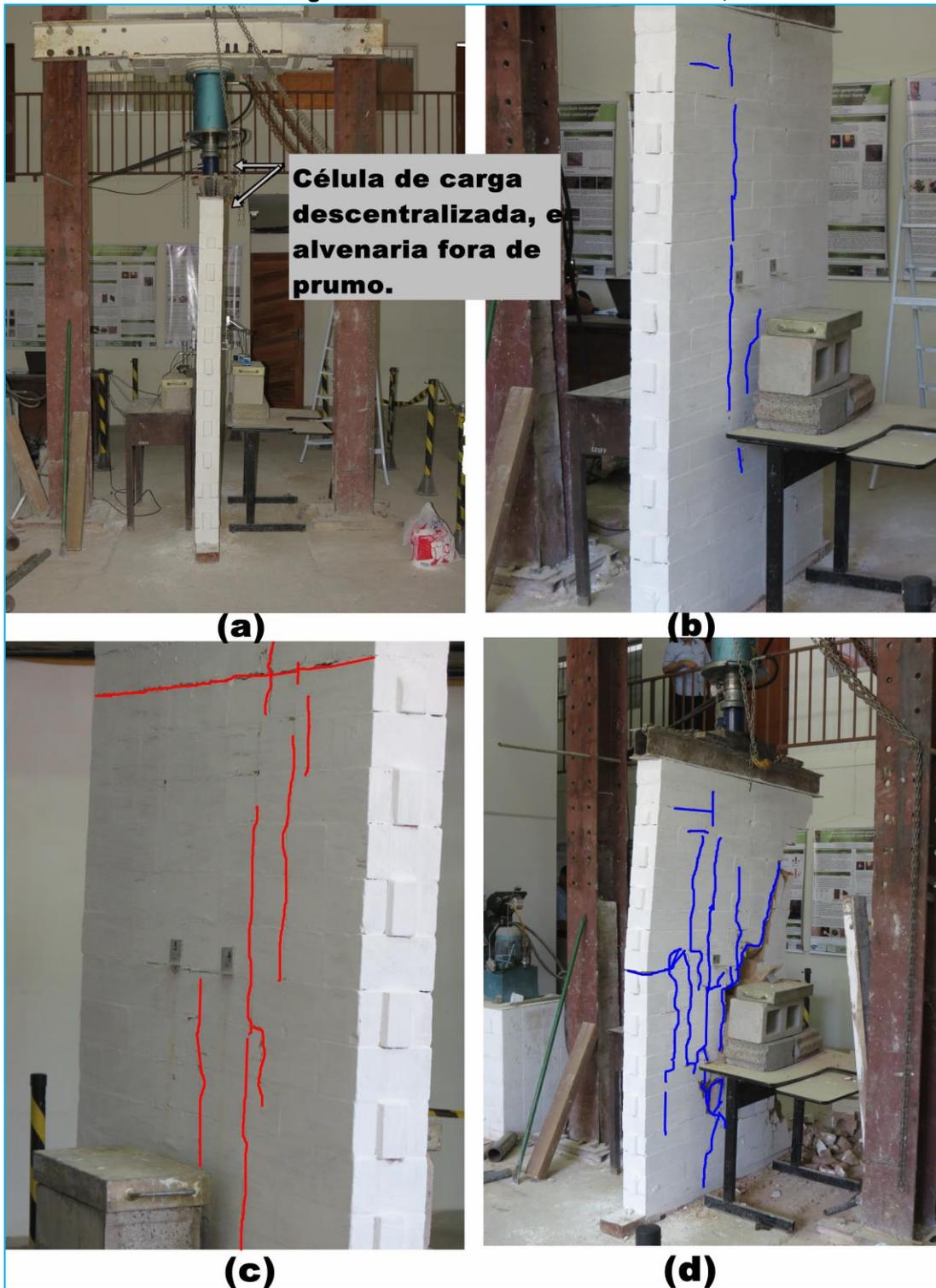
Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu por esmagamento dos blocos, na lateral da parede.

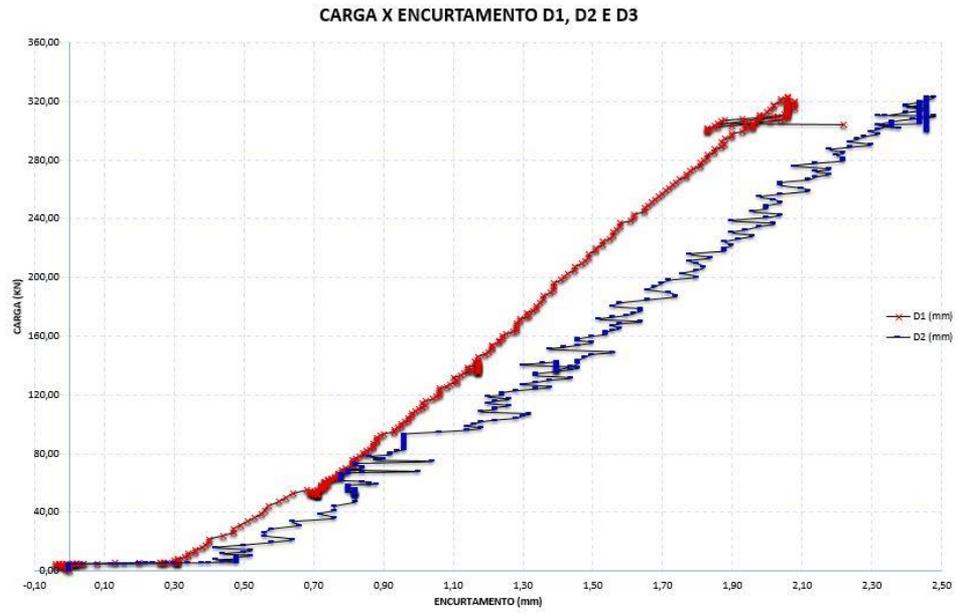
Determinação da tensão crítica de ruptura da Parede 1:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{367,10}{1,26 * 0,14} = 2,08MPa$$

Figura 72 - Fissuras na 2ª alvenaria de 2,15m



Fonte: Autoria própria (2015)

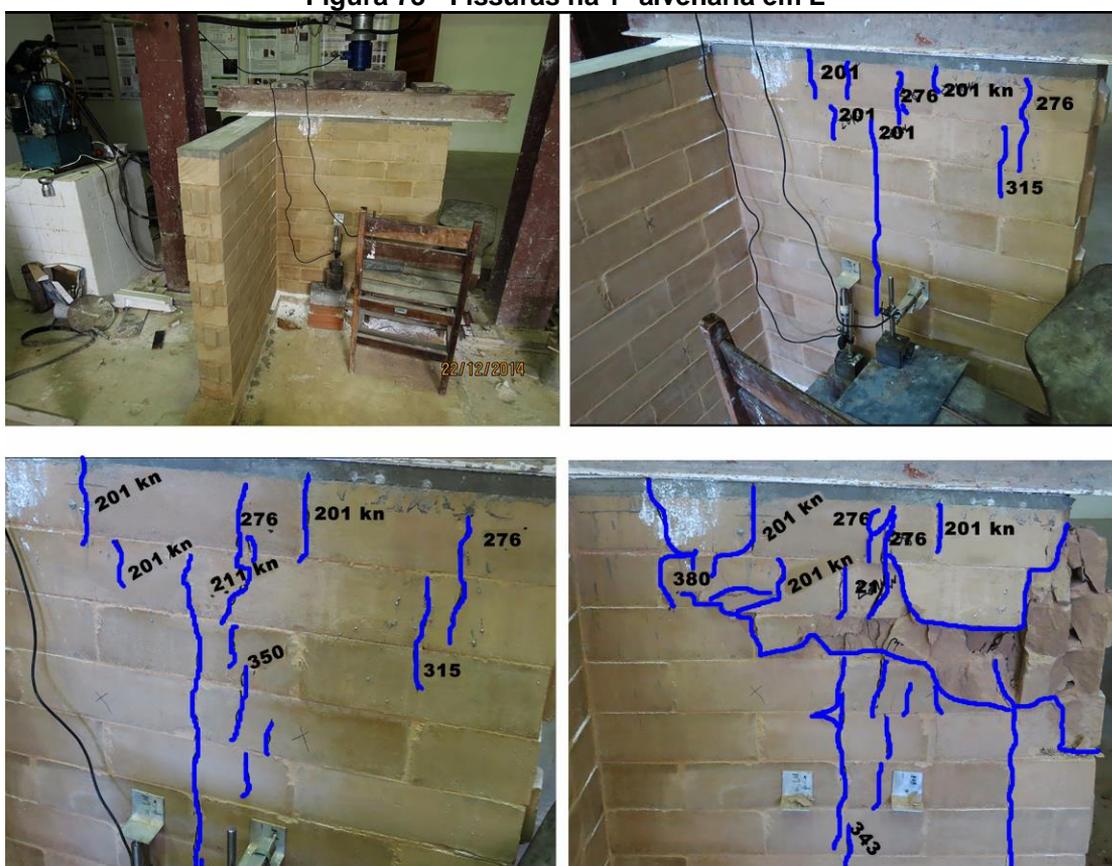
Gráfico 12 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3

Fonte: Autoria própria (2015)

4.3.5. 1ª Parede em L

Na 1ª parede em L as primeiras fissuras ocorreram pela acomodação dos materiais (Figura 73). Praticamente todas as fissuras foram no plano vertical. E localizadas no lado oposto à interação entre as duas paredes, o que pode significar que a ligação entre as paredes gerou uma resistência a mais na alvenaria. No local onde houve o rompimento, os blocos foram esmagados, da mesma forma que ocorreu nas paredes anteriores.

Figura 73 - Fissuras na 1ª alvenaria em L



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 423,20$ kN.

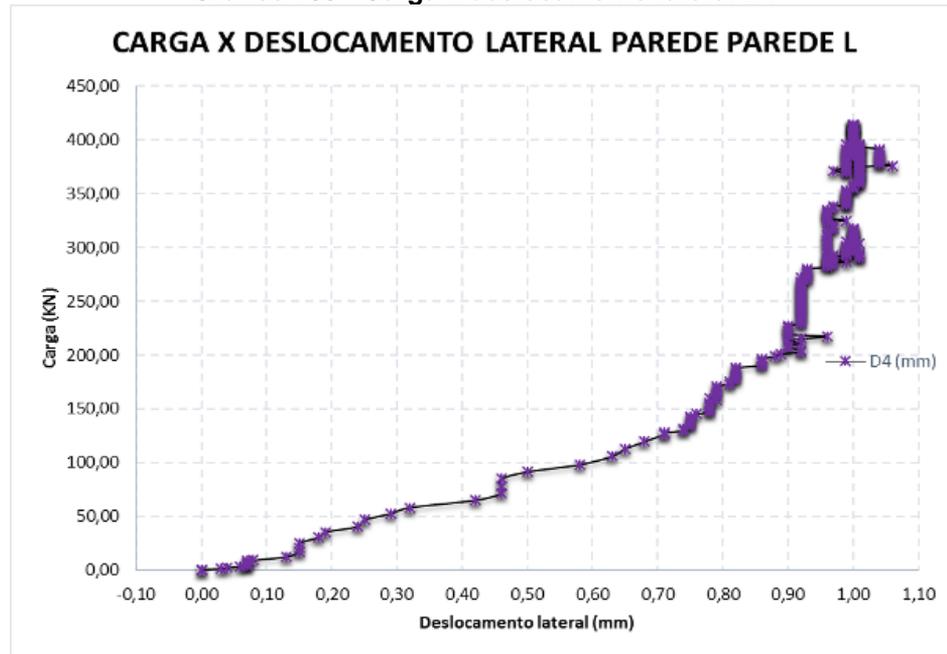
Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu por esmagamento dos blocos, nas 5 primeiras fiadas abaixo da viga de distribuição de cargas, no lado oposto à interação das alvenarias.

Determinação da tensão crítica de ruptura da Parede 1:

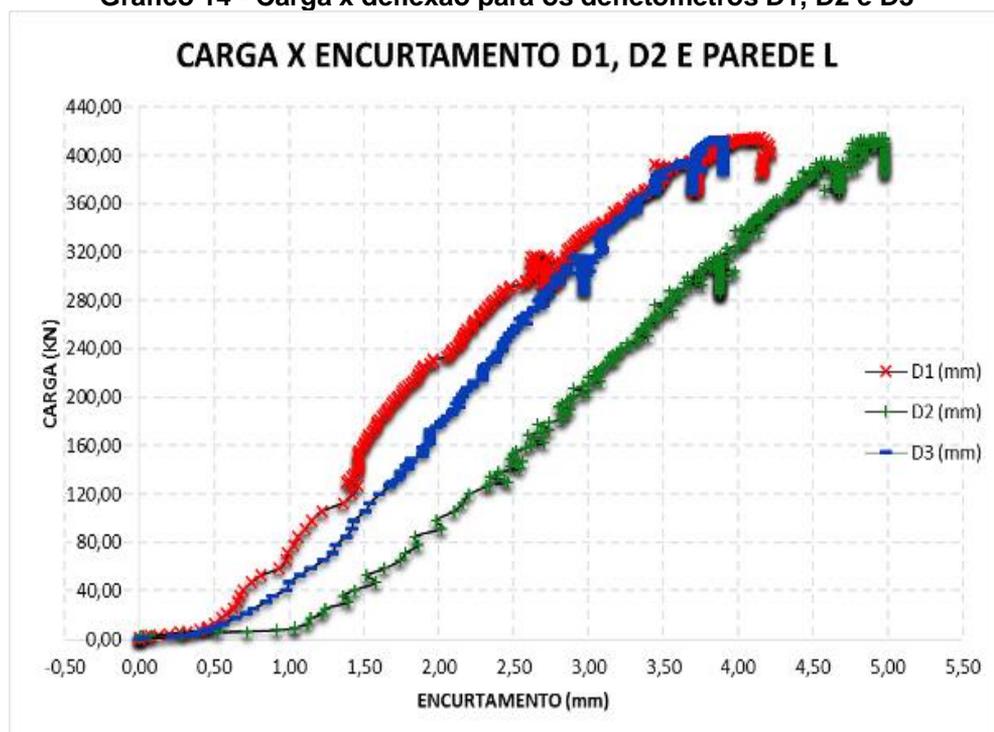
$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{423,20}{1,82 * 0,14} = 1,66MPa$$

Gráfico 133 - Carga x deslocamento lateral D4



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 14 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3

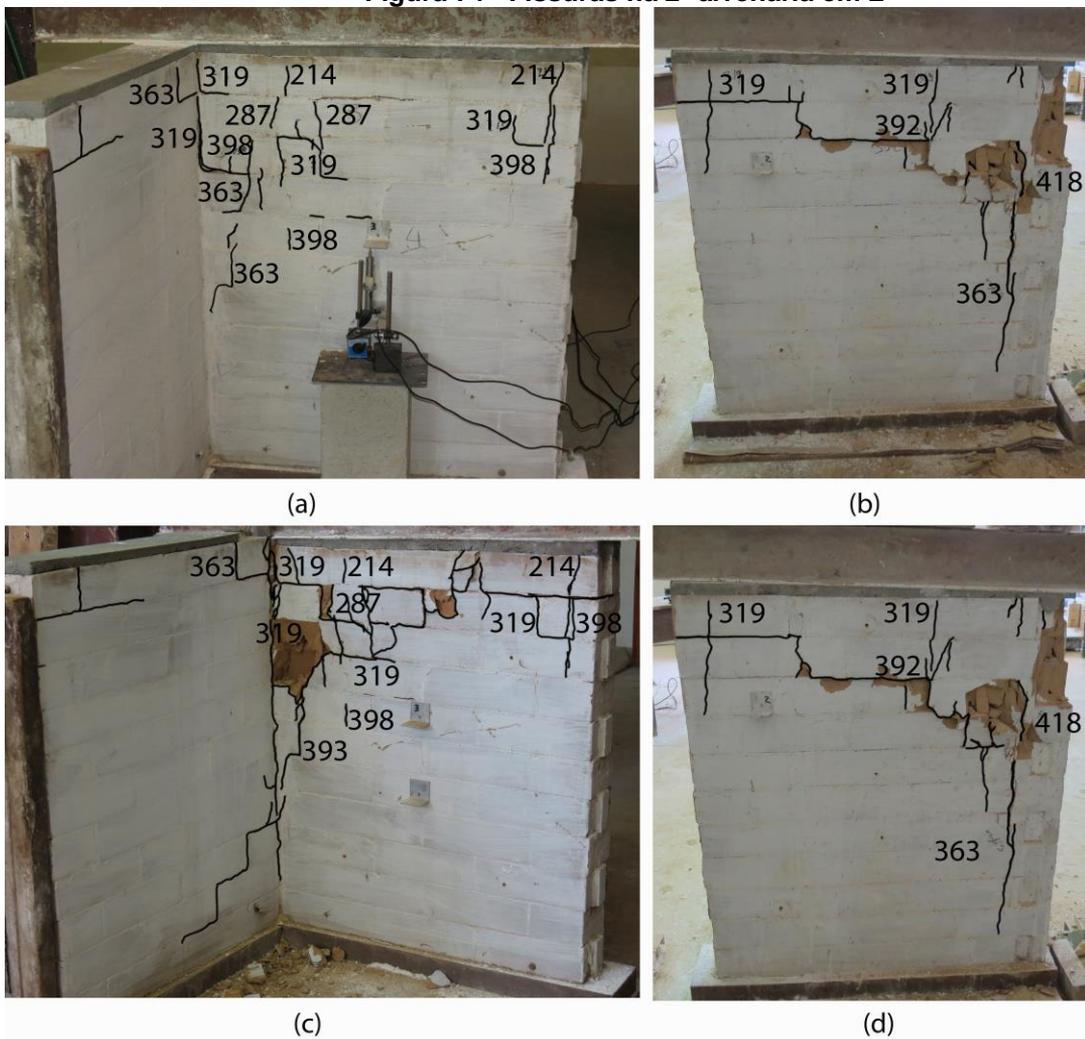


Fonte: Autoria própria (2015)

4.3.6. 2ª Parede em L

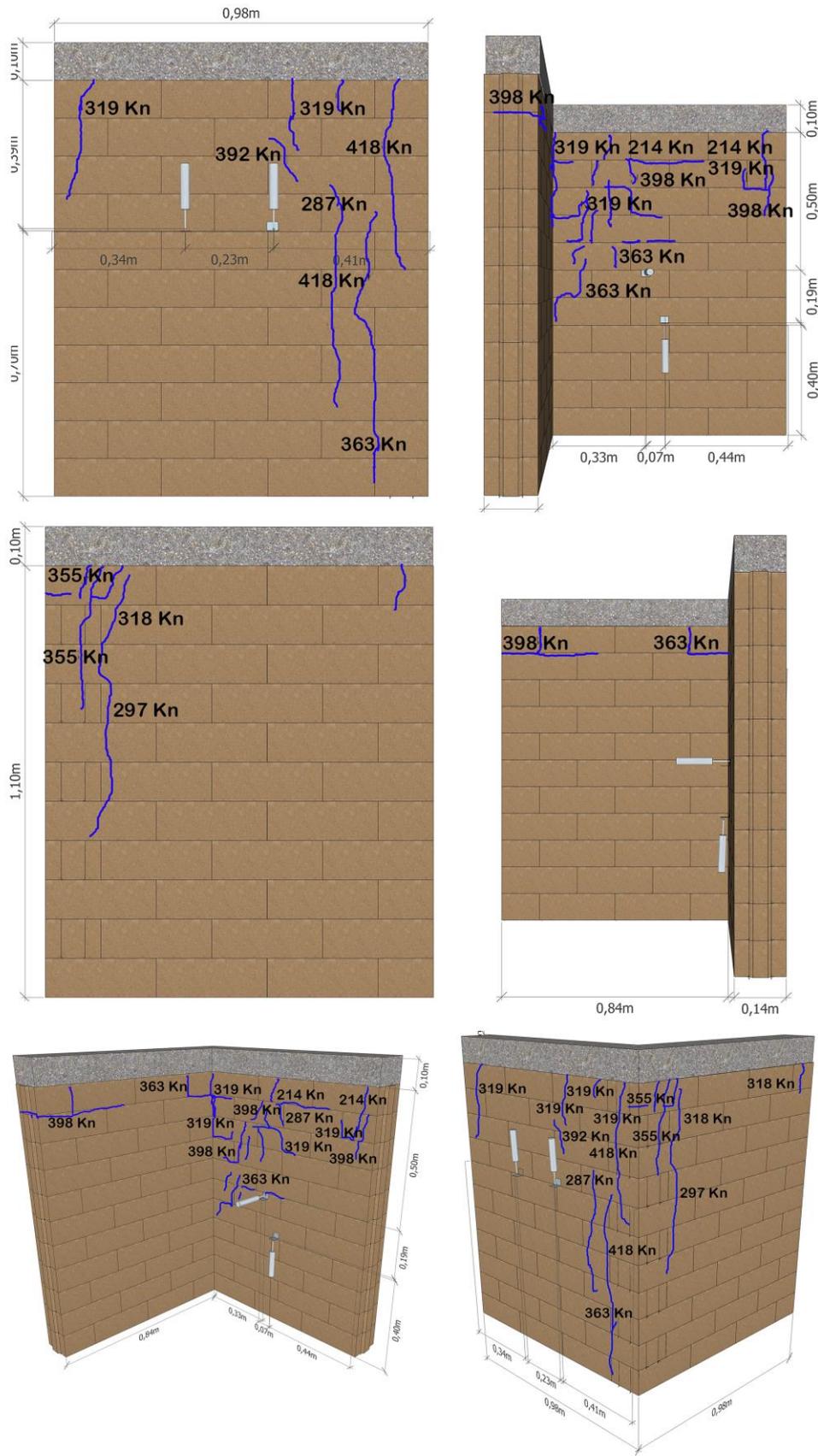
Na segunda parede em L, as fissuras que levaram à ruptura da alvenaria estavam praticamente localizadas no encontro das duas paredes (Figura 74). Surgiram tanto fissuras verticais, como fissuras horizontais, se espalhando ao longo da altura da alvenaria segundo um ângulo de 45° conforme a NBR 10837 (1989) e NBR 15812-1 (2010), tendo novamente a predominância das fissuras verticais, que cruzava os blocos, o que significa que a resistência à aderência da argamassa que ligava os blocos, era igual ou superior à resistência dos blocos, que teve suas maiores fissuras no plano vertical.

Figura 74 - Fissuras na 2ª alvenaria em L



Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 75 - Desenho das fissuras na 2ª alvenaria em L



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 15 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 387,00$ kN.

Modo de ruptura:

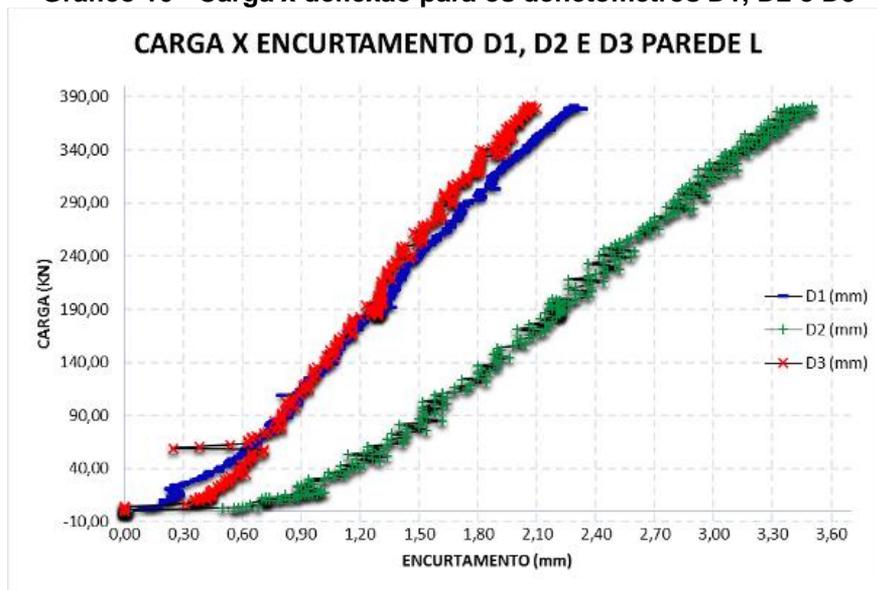
Esmagamento de blocos, na junção das duas paredes, com predominância de fissuras verticais.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 2ª Parede em L:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{387,00}{1,82 * 0,14} = 1,52 MPa$$

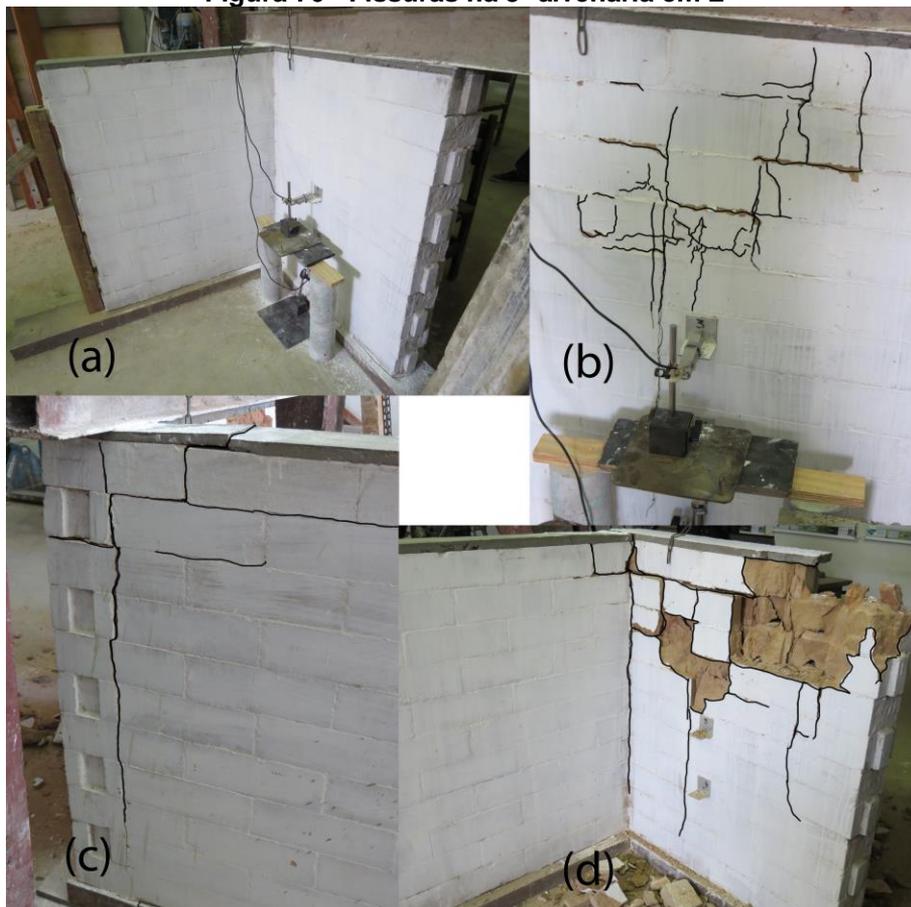
4.3.7. 3ª Parede em L

Gráfico 16 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3



Fonte: Autoria própria (2015)

Figura 76 - Fissuras na 3ª alvenaria em L



Fonte: Autoria própria (2015)

Após ensaio de compressão, com carga distribuída em um dos lados das paredes em L, verificamos que o rompimento se deu por esmagamento dos blocos, com pouco efeito na parede sem carga distribuída, além de grandes fissuras no encontro das duas paredes.

Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 412,10$ kN.

Modo de ruptura:

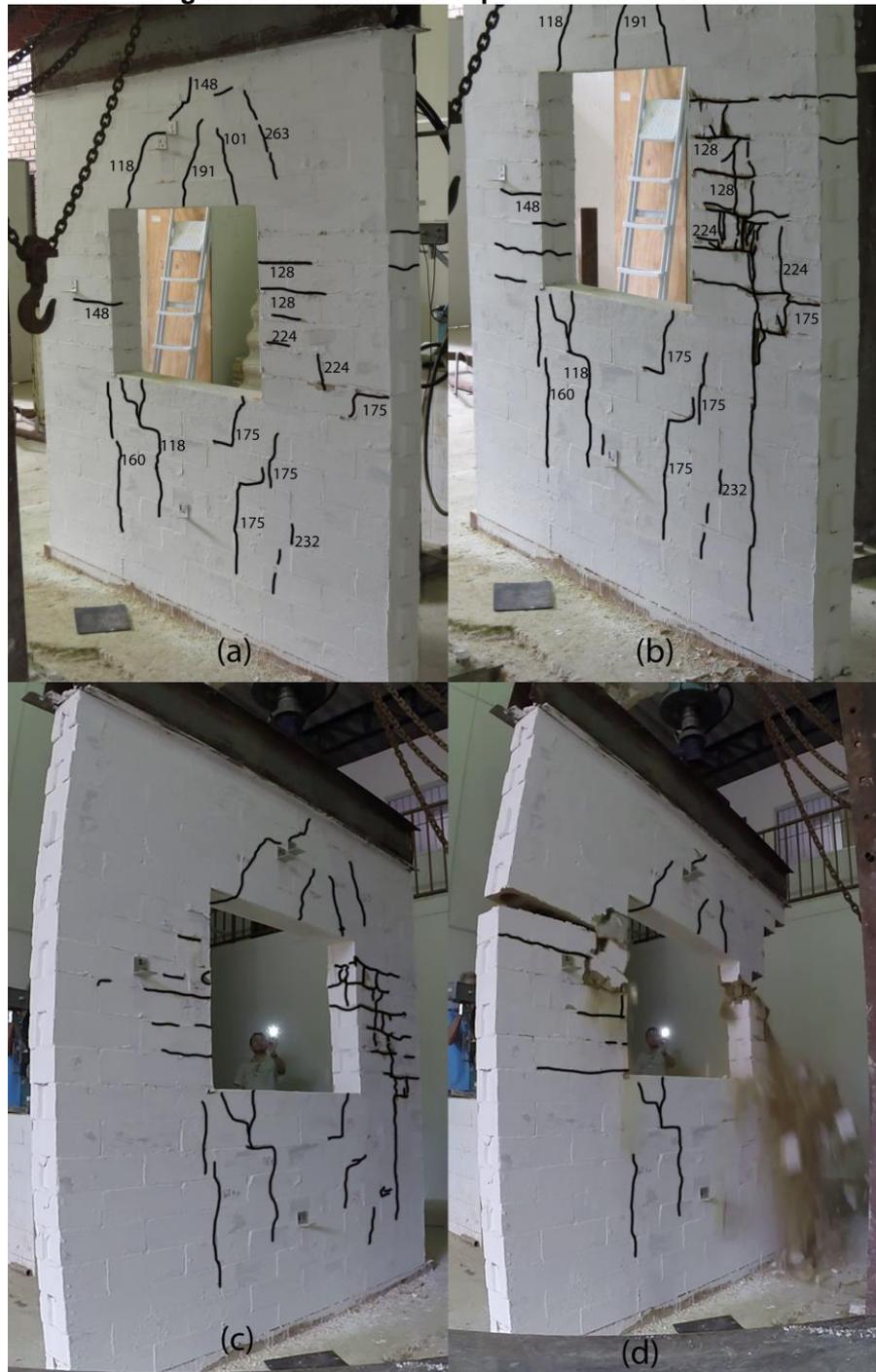
A ruptura ocorreu por esmagamento dos blocos, com pouco efeito na parede sem carga distribuída.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 3ª Parede em L:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{412,10}{1,82 * 0,14} = 1,62MPa$$

4.3.8. 1ª Parede com abertura de janela

Figura 77 - Fissuras na 1ª parede com abertura



Fonte: Autoria própria (2015)

Carga de ruptura:

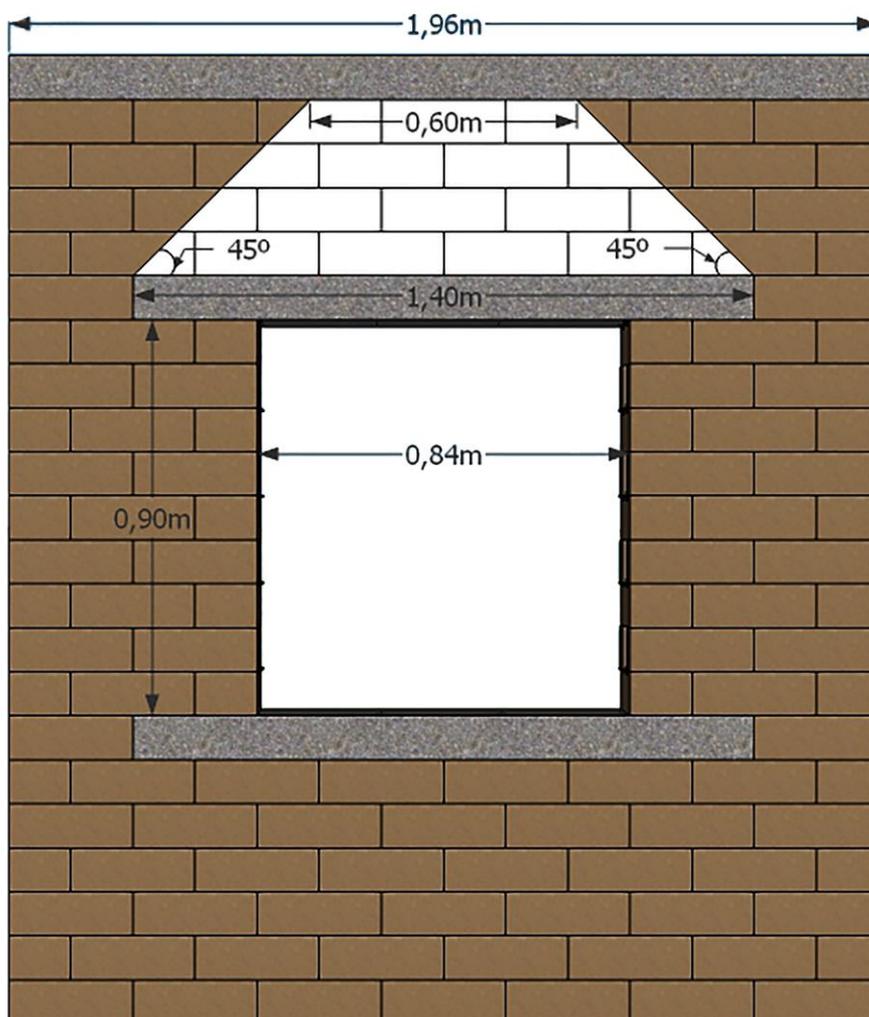
A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 351,80 \text{ kN}$.

Modo de ruptura:

A ruptura da alvenaria ocorreu em uma das laterais da abertura da janela. Exatamente no ponto crítico, que é o ponto de apoio da verga, onde ocorre uma grande concentração de forças.

Segundo a NBR 15812-1 a carga aplicada foi atuante sobre a viga da verga dentro da faixa triangular mostrada na Figura 78, a carga aplicada dentro desse triângulo foi de aproximadamente 108,44 kN.

Figura 78: Carga concentrada sobre verga

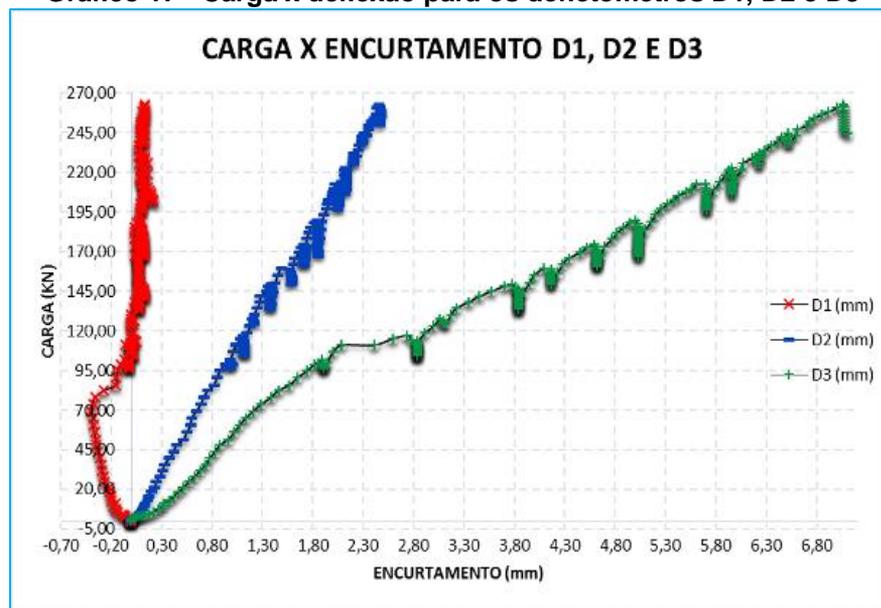


Fonte: Autoria própria (2015)

Determinação da tensão crítica de ruptura da 1ª Parede com abertura de janela:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{351,80}{1,96 * 0,14} = 1,28MPa$$

Gráfico 17 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 18 - Carga x deslocamento lateral D4



Fonte: Autoria própria (2015)

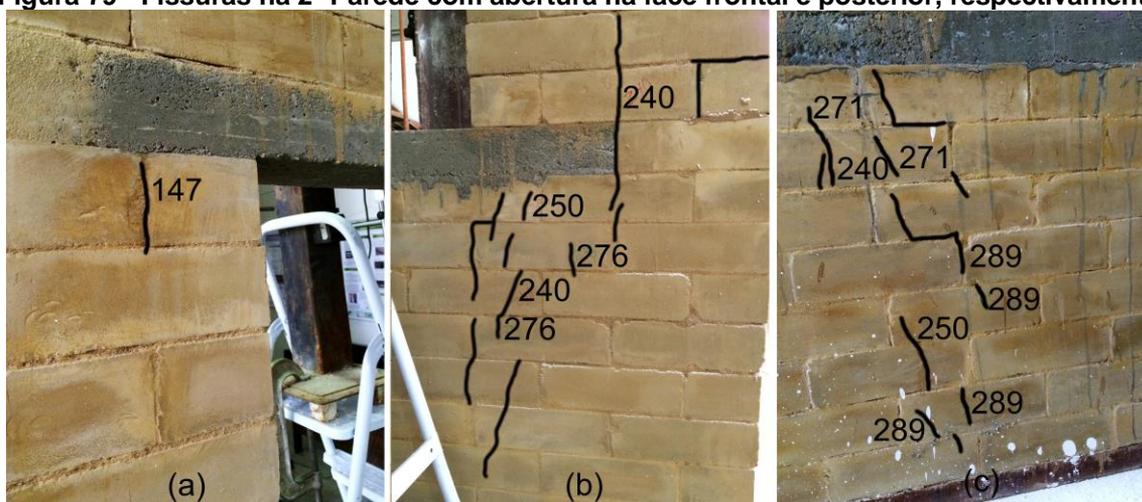
4.3.9. 2ª Parede com abertura de janela

Na 2ª Parede com abertura de janela, a primeira fissura surgiu próxima à verga, o que não foi observado no lado oposto, caracterizando uma descentralização do carregamento devido a alguma imperfeição construtiva do painel ou na sua própria centralização com a célula de carga.

A carga associada ao aparecimento desta primeira fissura foi de 147 kN (Figura 79 (a)).

As próximas fissuras surgiram com cargas acima de 200 kN e se concentraram, em grande maioria, em apenas um lado do painel (Figura 79 (b) e (c)).

Figura 79 - Fissuras na 2ª Parede com abertura na face frontal e posterior, respectivamente



Fonte: Autoria própria (2015)

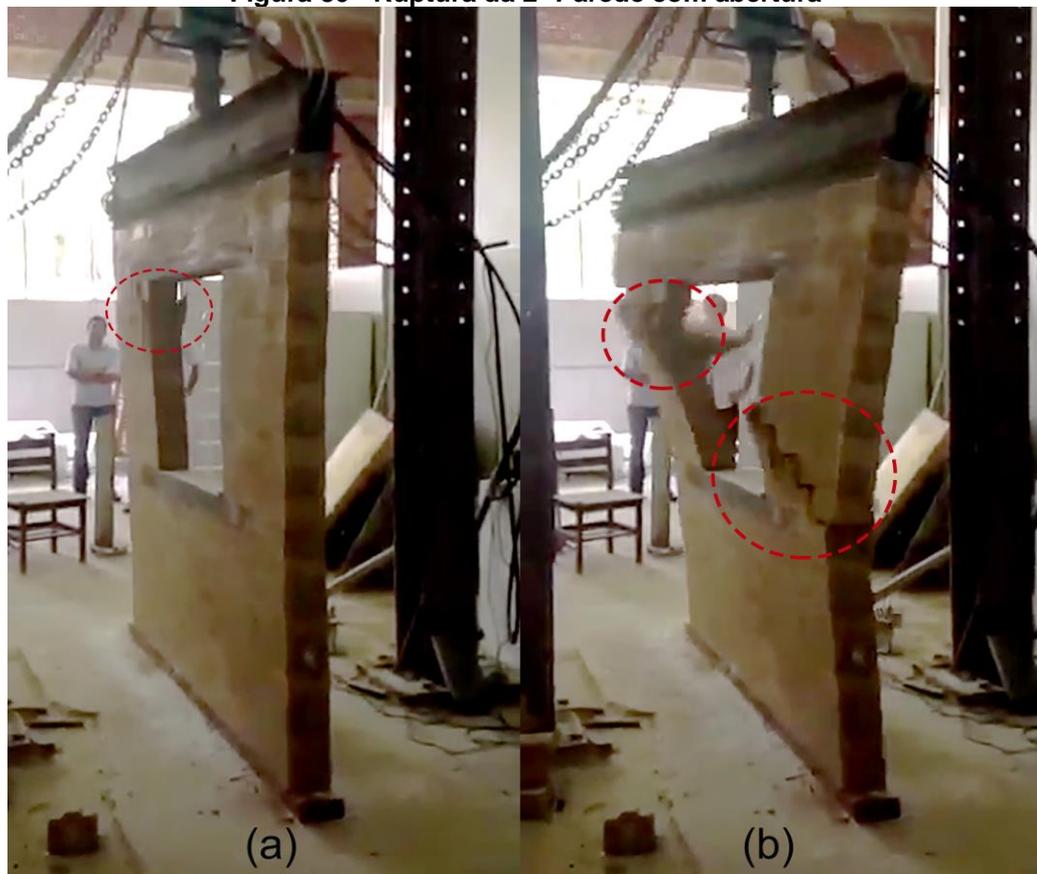
Carga de ruptura:

A carga de ruptura máxima do painel foi de $F_{rup} = 357,90$ kN.

Modo de ruptura:

A ruptura ocorreu por esmagamento da fiada logo abaixo da verga, no local de surgimento da primeira fissura.

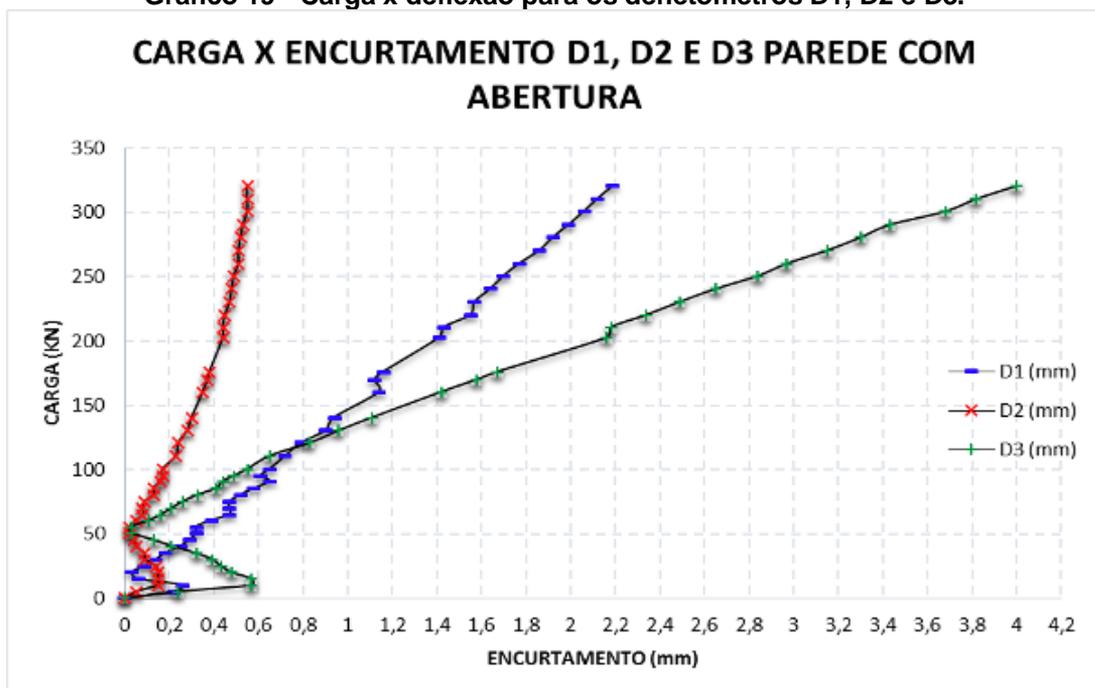
Figura 80 - Ruptura da 2ª Parede com abertura



Fonte: Autoria própria (2015)

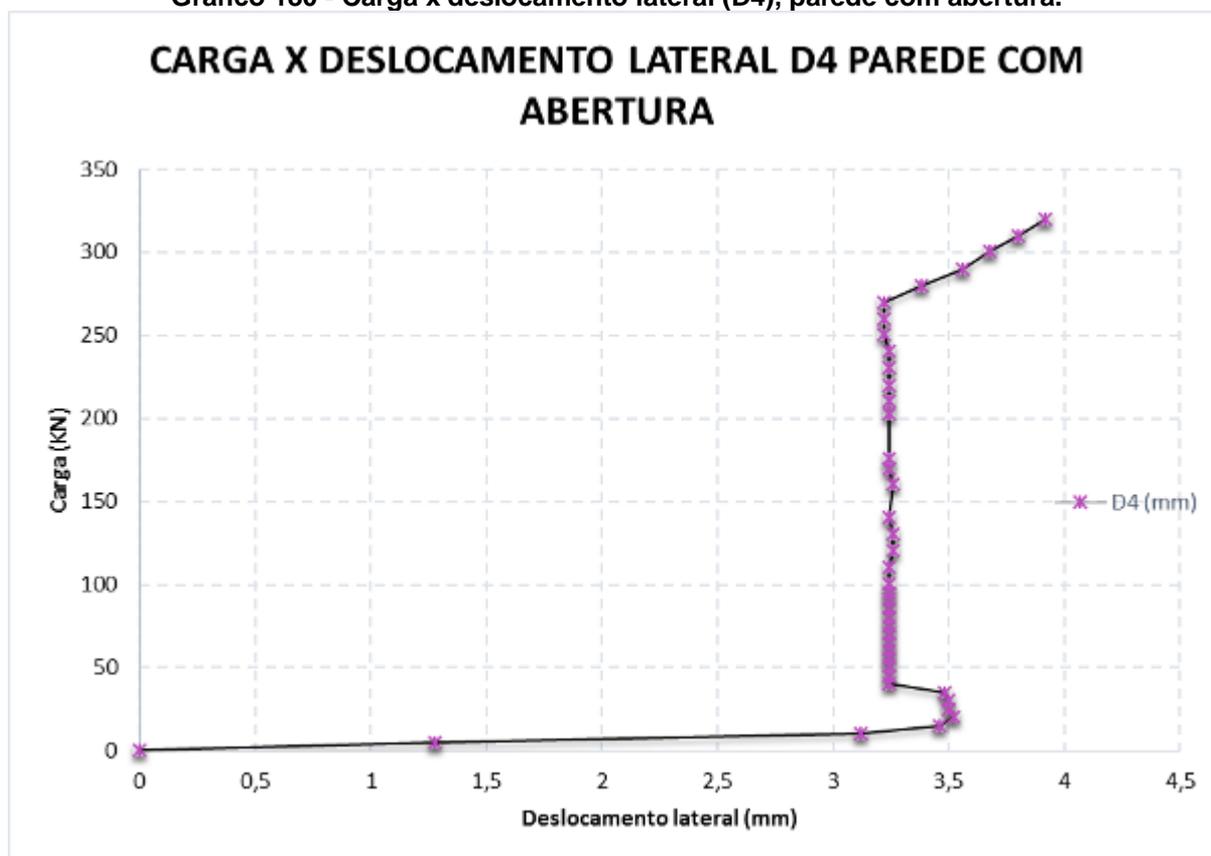
Gráfico 19 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3.

CARGA X ENCURTAMENTO D1, D2 E D3 PAREDE COM ABERTURA



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 180 - Carga x deslocamento lateral (D4), parede com abertura.



Fonte: Autoria própria (2015)

De acordo com a análise dos gráficos 19 e 20, pode-se perceber que houve uma variação brusca dos deslocamentos relativos na parte superior do painel, cima da verga, na região onde estavam os transdutores de deslocamento D3 e D4. Entre as cargas de 10 a 50 kN, aproximadamente, houve uma mudança de direção do deslocamento devido a uma possível acomodação do painel ao carregamento. Após isto, entende-se que o mesmo encontrou sua posição de equilíbrio e seus deslocamentos relativos foram crescendo até a ruptura.

Determinação da tensão crítica de ruptura da Parede 1:

$$\sigma_{crP1} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{357,90}{1,96 * 0,14} = 1,30 \text{ MPa}$$

4.3.10. 3ª Parede com abertura de janela

A primeira fissura observada na 3ª parede com abertura ocorreu na metade do vão livre, associada a uma carga de 95 kN (Figura 81).

As fissuras seguintes foram surgindo de forma simétrica no painel ao longo da crescente aplicação de carga, a destacar a região superior, acima da verga. Isto quer dizer que a 3ª Parede com abertura foi construída com menos imperfeições que a 2ª Parede com abertura.

De acordo com a Figura 81 abaixo, grande parte das fissuras são verticais, causadas por flexão localizada nos blocos e também pela deformação transversal da argamassa. Há algumas horizontais, nas juntas, que possivelmente ocorreram devido à acomodação do painel ou devido à ruptura da argamassa.

Figura 81 - Fissuras observada na 3ª Parede com abertura



Fonte: Autoria própria (2015)

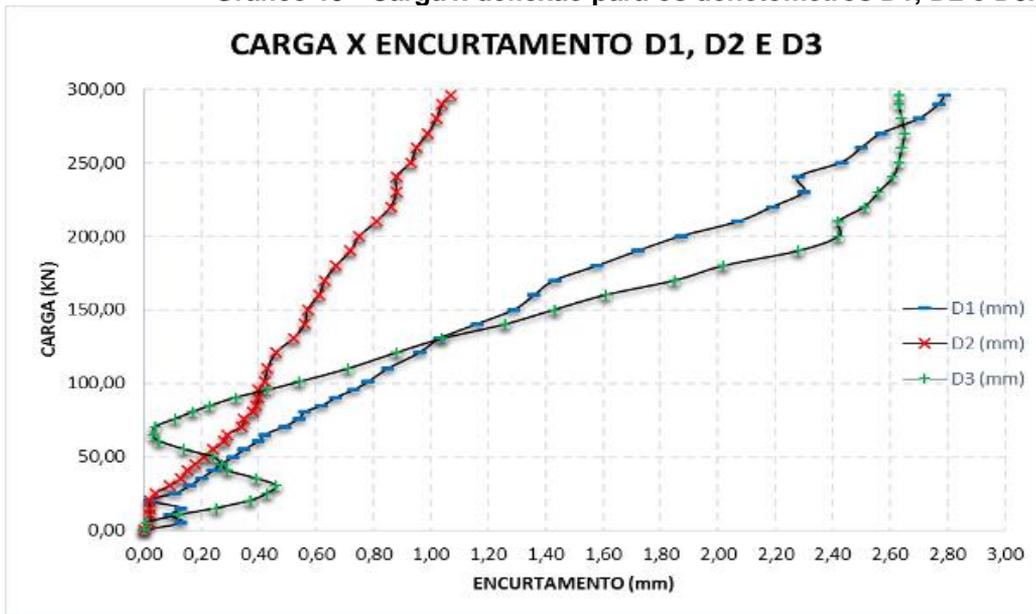
Carga de ruptura:

A carga máxima de ruptura foi de $F_{rup} = 418 \text{ kN}$

Modo de ruptura:

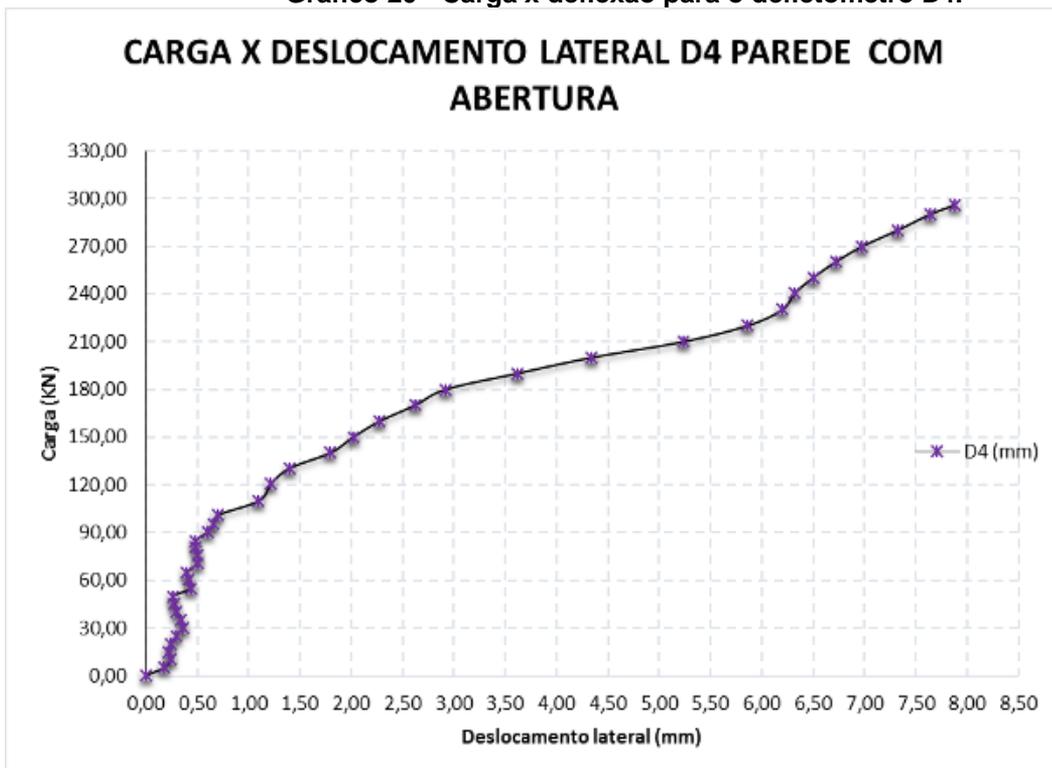
A ruptura se deu por esmagamento na região abaixo da verga, ao lado da abertura da janela, área mais frágil das paredes com abertura, pois é nesta pequena área que ficam concentradas as cargas distribuídas da estrutura.

Gráfico 19 - Carga x deflexão para os defletômetros D1, D2 e D3.



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 20 - Carga x deflexão para o defletômetro D4.



Fonte: Autoria própria (2015)

Segundo os gráficos 21 e 22, o único transdutor de deslocamento que apresentou uma variação brusca no deslocamento relativo, ao longo da crescente aplicação de carga, foi o D3, devido a uma possível acomodação do painel. Ele apresentou mudança de direção de deslocamento, a partir de uma carga de aproximadamente 50 kN.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 3ª Parede com abertura de janela:

$$\sigma_{crP2} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{418,00}{1,96 * 0,14} = 1,52 \text{ MPa}$$

4.3.11. 4ª Parede com abertura de janela

A primeira fissura, assim como na 3ª Parede com abertura (Figura 81), ocorreu na região próxima ao centro do vão livre (Figura 82 (a)).

A carga relacionada ao aparecimento desta fissura foi de 84 kN.

Ao decorrer do ensaio, com o aumento contínuo do carregamento, as fissuras também foram surgindo de forma simétrica. Mesmo caso ocorrido na 3ª Parede (Figura 81) com abertura, é que devido a um desaprumo inicial, surgiram fissuras de cisalhamento na parte superior, acima da verga. Estas fissuras foram causadas pelo escorregamento das juntas horizontais e pela separação das juntas verticais. As demais fissuras, em grande parte, foram verticais.

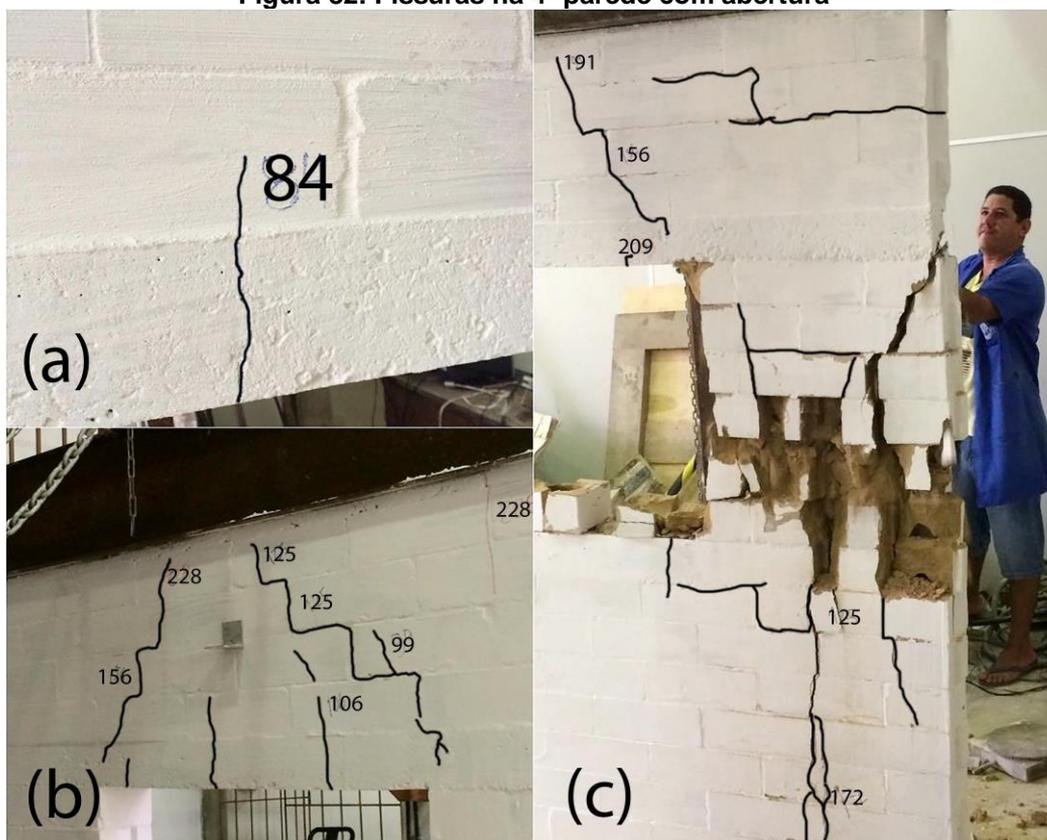
Carga de ruptura:

A carga máxima de ruptura foi de $F_{rup} = 359,5 \text{ kN}$

Modo de ruptura:

Na Figura 82 (b) é possível visualizar o efeito arco descrito na NBR1582-1 (2010) mostrado na Figura 15. A ruptura ocorreu por esmagamento dos blocos abaixo da verga ao lado da abertura (Figura 82 (c)).

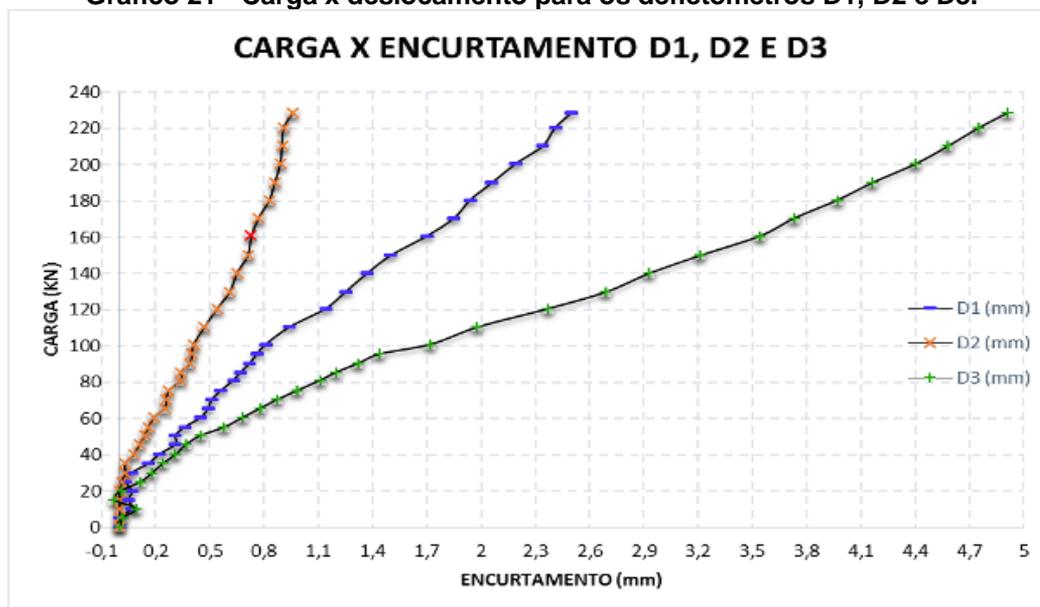
Figura 82: Fissuras na 4ª parede com abertura



Fonte: Autoria própria (2015)

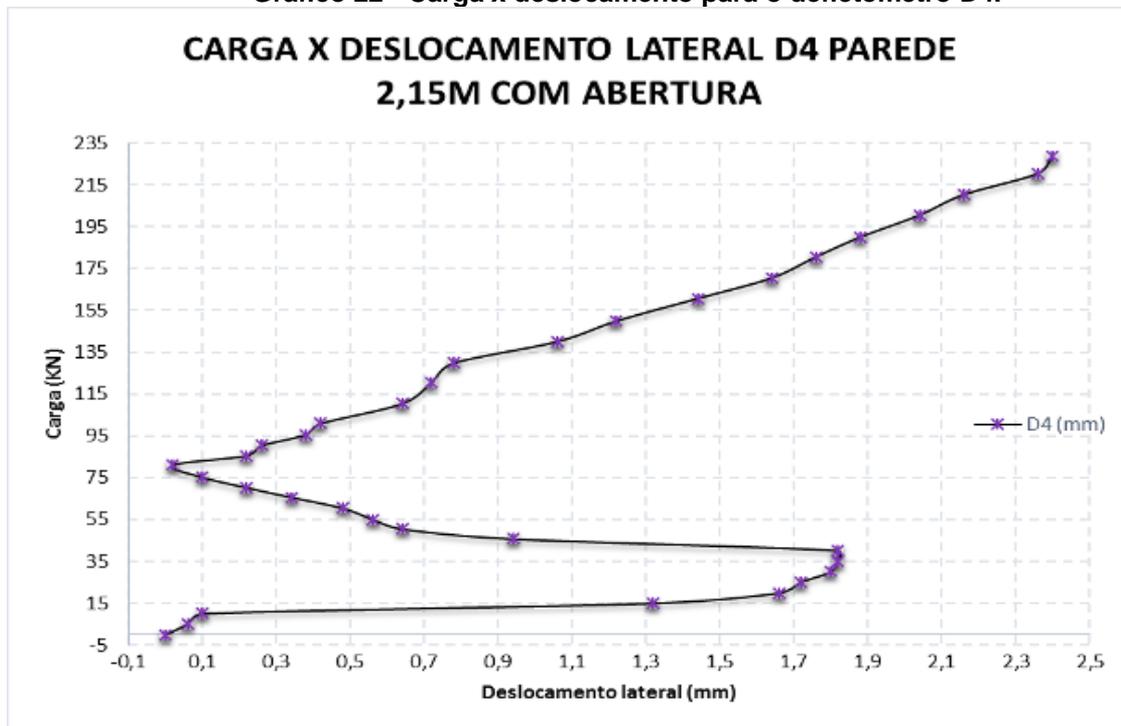
Gráficos:

Gráfico 21 - Carga x deslocamento para os defletômetros D1, D2 e D3.



Fonte: Autoria própria (2015)

Gráfico 22 - Carga x deslocamento para o defletômetro D4.



Fonte: Autoria própria (2015)

Pela análise dos gráficos 26 e 27, percebe-se que o deslocamento relativo variou quase linearmente com o aumento da carga. Já o transdutor de deslocamento D4, aquele que mede as deflexões horizontais, apresentou variação brusca e mudança de direção no deslocamento. Ou seja, o painel fletiu para um lado, até uma carga de aproximadamente 75 kN (Gráfico 24) e depois passou a fletir para o lado oposto. Isto acontece devido a acomodação das fiadas acima da verga em relação à carga aplicada.

Determinação da tensão crítica de ruptura da 4ª Parede com abertura de janela:

$$\sigma_{crP3} = \frac{F_{rup}}{A} = \frac{359,50}{1,96 * 0,14} = 1,31 \text{ MPa}$$

4.4. Determinação das tensões média de ruptura dos painéis

A tensão média de ruptura será dada pela média aritmética das tensões de ruptura obtidas nos ensaios realizados em cada tipo de alvenaria:

Tabela 8 - Resistência à compressão simples com carga distribuída

CP a 12% n ^o	Carga Ruptura (kN)	Resistência Média a Tensão (MPa)
Parede "1m"	411,00	3,00
Parede "2,15m"	388,85	2,21
Parede "L"	407,43	1,60
Parede "com abertura"	371,80	1,35

Fonte: Autoria própria (2015)

Através da tabela 8, foi possível observar, que quanto menor a alvenaria, maior a sua resistência à tensão, o que já foi observado por outros pesquisadores. Pois quanto maior a altura efetiva da alvenaria, maior a chance do desaprumo construtivo da parede.

CAPÍTULO 5: CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.1 - Generalidades

O principal objetivo do presente trabalho foi fornecer resultados que permitissem avaliar o comportamento estrutural das alvenarias de terra, construídas com BTC, tipo Mattone, além de uma série de ensaios que visaram prescrever o caminhamento das cargas verticais atuantes nas alvenarias, levando ou não em conta suas interações com paredes vizinhas, além de tentar visualizar os tipos de fissuras em paredes tanto com aberturas de janelas, como sem aberturas. Neste tópico, serão apresentadas as conclusões consideradas mais importantes dentro dos objetivos propostos.

Serão apresentadas também as indefinições que não puderam ser elucidadas com os resultados contraídos, além das que surgiram das análises dos resultados, e para as quais não foi possível alcançar resultados de forma mais segura. Por esse motivo oferecemos sugestões para trabalhos complementares, com o objetivo de consolidar o conhecimento acerca do estudo em questão.

5.2. Caracterização da terra

Os resultados mostraram que o solo utilizado na pesquisa com as características abaixo foi apropriado para a fabricação dos BTC, não variando muito dos índices de Silte+argila estipulados por PCA (1969), Pinto (1980) e Barbosa (2010).

No solo não foi realizado nenhum tipo de correção, exceto o peneiramento para retirada de impurezas, como pedras, raízes e folhas.

5.3. Resultado da absorção de água em blocos de BTC

No ensaio de absorção por imersão foi possível observar que os BTC absorveram umidade que alcançaram o valor limite de absorção segundo a NBR 8492 (1984), o que geralmente é prejudicial para a sua durabilidade, podendo levar a alvenaria ao surgimento de patologias, caso as mesmas não sejam protegidas contra a ação dessa umidade.

5.4. Resistência à compressão de primas de BTC

A resistência média dos BTC foi superior à resistência mínima requerida pela NBR 10836 (1994), que era de no mínimo 2,0 MPa aos sete dias. A média das resistências dos blocos analisados foi de 4,45 MPa, mais que o dobro da resistência requerida para esse tipo de material.

5.5. Resistência ao cisalhamento em prismas de alvenaria

Os blocos de BTC mostraram-se resistentes ao cisalhamento, com resistência média de 0,25 MPa. Tal explicação deve-se ao seu formato, os encaixes elevam a sua resistência à força de cisalhamento, mesmo sem a aplicação da força de pré-confinamento, o que elevaria a resistência do prisma a esse tipo de esforço, já que o prisma estaria confinado, formando assim um sistema auto equilibrado.

5.6. Resistência à flexão de vigas em 4 pontos

Com relação à resistência à flexão em vigas em 4 pontos, o que observamos é que o sistema formado por BTC estabilizados com 12% de cimento fez com que as forças internas dos blocos fossem superiores à força de ligação, fazendo com que o rompimento ocorresse sempre na união dos blocos, sem que houvesse fissuras nos blocos em si.

As rupturas ocorreram tanto dentro do terço médio da viga fabricada com quatro blocos, como fora dele, dessa forma seria muito prematura afirmar onde realmente ocorrerão as fissuras em vigas ensaiadas em 4 pontos, pois para tal afirmação, é necessário que se faça mais corpos de prova, para só assim conseguir uma melhor representação desse tipo de fissuras. O local da ruptura é um tanto aleatório, pois depende do assentamento do estado de consistência da argamassa no momento da união dos blocos.

5.7. Parede de 1 m

Nas alvenarias de BTC de 1m foi observado que:

- Após serem submetidas a ensaio de compressão simples, verificamos que na sua grande maioria, apresentaram fissuras verticais. Isso ocorre porque a alvenaria está sendo exposta a carregamentos maiores que a capacidade de resistência, e porque a resistência de aderência é igual ou superior a resistência à tração dos blocos.

- Embora tenham surgido também fissuras nas ligações entre os blocos, estas foram atribuídas à acomodação do material, já que não aumentaram a medida em que a carga foi crescendo.

- O rompimento de forma geral, deveu-se ao esmagamento dos blocos da parte inferior da parede, exatamente onde ocorreram as maiores fissuras verticais.

- A NBR 10837 (1989), que indica a carga admissível para paredes de alvenaria de blocos de concreto, mostrou-se adequada para o caso das paredes de BTC;

5.8. Parede de 2,15 m

Nas alvenarias de 2,15m foi observado que:

- Não é fácil realizar em Laboratório, ensaio utilizando paredes em tamanho real, pois isso depende do tamanho do pórtico disponível no local, além da dificuldade para centrar as paredes abaixo do mesmo para o ensaio de compressão;

- A resistência total das paredes decresce à medida que se aumenta sua altura, provavelmente por conta de excentricidades cujos efeitos prevalece sobre a relação altura/espessura da parede;

- Com BTC estabilizados com 12% de cimento, conseguiu-se em parede de 2,15 m de altura, tensão crítica média de ruptura de 2,21 MPa.

5.9. Parede em L

Após ensaio de compressão, com carga distribuída em um dos lados das paredes em L, verificamos que o rompimento se deu por esmagamento dos blocos,

com pouco efeito na parede sem carga distribuída, mas com grandes fissuras no encontro das duas paredes.

A forma de ruptura ocorreu em cisalhamento frágil, havendo a separação brusca entre a parede com as cargas distribuídas e a parede lateral. Após a ruptura, foi observado que as paredes sem cargas distribuídas quase não sofreram fissuras que pudessem levá-las ao colapso, ou as tensões que foram transferidas não foram suficientes para gerar essas fissuras.

5.10. Parede com abertura de janela

Nas alvenarias de BTC com abertura de janelas foi observado que:

- Nas construções de BTC é indispensável o uso de vergas e contravergas de concreto armado, pois as rupturas no caso de abertura de janela começam a ocorrer sob esses elementos, devido ao efeito de concentração de tensões;

- As vergas e contravergas nas aberturas das paredes absorveram as cargas, pelo fato de apresentarem maior rigidez que as unidades de BTC, e redistribuíram no painel, de tal forma que não foi observada nenhuma fissura inclinada nos vértices dos vãos (Figura 81);

- Nas alvenarias construídas com vergas de forma contínua, de um canto ao outro dos painéis, verificou-se que as vergas redistribuíram em uma área maior o carregamento aplicado, mas não foram observadas grandes diferenças, no que se refere ao grau de fissuração e a resistência final, em relação às outras paredes com abertura;

- Apesar dos erros construtivos, a resistência final das paredes não foi tão discrepante;

- O grau de fissuração das paredes foi semelhante, com grande parte das fissuras verticais e de acomodação;

- Os modos de ruptura foram todos por esmagamento das unidades;

- A Parede 3, com três fiadas acima da verga, foi a mais resistente e a que melhor redistribuiu as cargas, conforme pode-se observar nas fissuras apresentadas, principalmente devido à formação do efeito arco.

5.11. Comentário geral sobre as alvenarias

Um aspecto muito importante sobre todas as alvenarias é o seguinte:

- É indispensável à inspeção durante a construção, movimentação e instrumentação das alvenarias. Esses passos são de extrema necessidade, e necessário que se tenha uma fiscalização durante todos estes processos, pois os erros cometidos neste trabalho, como o desaprumo, movimentação inadequada, e instrumentação influenciaram em alguns resultados:

- Fissuras assimétricas em paredes, devido a um desaprumo inicial ou a uma descentralização da célula de carga;
- Fissuras em forma de escada (cisalhamento), devido a ações horizontais que surgiram por causa do desaprumo inicial, conforme aplicação de carga vertical crescente;

- Outro ponto observado a respeito das alvenarias de BTC, é que a tecnologia de fabricação de dos BTC é bastante simples e uma boa solução para a construção de equipamentos comunitários e habitações dignas.

5.12. Sugestões para futuras investigações

Dando continuidade a este trabalho propõe-se que seja estudado:

- Comportamento de pilares de tijolos construídos com BTC;

- Variar a relação (altura / vão) da parede de BTC para verificação da formação da área de transferência de cargas;

- Influência da argamassa na capacidade de carga das paredes e pilares de BTC;
- Comportamento das paredes de BTC sob carga pontual em locais específicos no topo da alvenaria;
- Resistência ao cisalhamento das paredes de BTC;
- Resistência à flexão das paredes de BTC.

CAPÍTULO 6: REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

A. GUETTALA A,* , A. ABIBSI A, H. HOUARI B - **Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure**, 2006.

ABDOU, L.; SAADA, R. A.; MEFTAH, F.; MEBARKI, A. **Experimental investigations of the joint-mortar behaviour. Mechanics Research Communications**, 33, 2006, p. 370 - 384.

ACCETTI, K.M. (1998). **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos. 245p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 530-02/C-31: Specification for masonry structures**. Detroit. 2002.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIAL. (2003). **(ASTM) E 518-80: Test method for flexural bond strength of masonry**. Philadelphia, PA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). **NBR 7170 - Tijolo maciço cerâmico para alvenaria**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 8492 – Tijolo Maciço de Solo-cimento – Determinação da resistência a compressão e da absorção d’água**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984a). **NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984b). **NBR 7180 – Solo - determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984c). **NBR 7181 - Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984d). **NBR 8491 - Tijolo maciço de solo-cimento**. Rio de Janeiro. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1985). **NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples**. Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). **NBR 7217 - agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). **NBR 9776 - agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman Argamassa**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). **NBR 10837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 10836 - Bloco vazado de solo-cimento sem função estrutural - Determinação da resistência à**

compressão e da absorção de água. Rio de Janeiro. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). **NBR 14321 – Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005). **NBR 13279 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes de tetos - determinação da resistência à tração na flexão e à compressão.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). NBR 12142 (2010) - Concreto – Determinação da Resistência à Tração na Flexão em Corpos de Prova Prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). **NBR 15812-1 - Alvenaria estrutural - Blocos cerâmicos - Parte 1: Projetos.** Rio de Janeiro.

BARBOSA, N. P. **Terra Crua para Edificações. Materiais de Construção Civil e princípios da Engenharia de Materiais.** Volume 2.^a edição atualizada e ampliada. São Paulo. IBRACON, 2V. p1564 – 1598. 2010.

BARBOSA, N. P.; MATTONE, R.; MESBAH, A., 2002. Blocos de Concreto de Terra: Uma Opção Interessante Para a Sustentabilidade da Construção.

BARBOSA, N. P; MATTONE, R; MESBAH, A. **Blocos de Concreto de Terra: Uma opção Interessante para a Sustentabilidade da Construção.** 2006.

BARBOSA, NP; BRASILEIRO, S; GHAVAMI, K – **Comportamento Experimental de paredes de adobe com vistas à elaboração de norma brasileira de construção de adobes.** Portugal, 2005.

BAUER, Roberto José Falcão. **Patologias em alvenaria estrutural de blocos de vazados de concreto.** Revista Prima - Caderno Técnico de Alvenaria Estrutural, São Paulo – 13^a Edição, 2007.

BRAGA, M. S.; OLIVEIRA, T.R.R.S. **Produção de bloco de terra comprimido.** 2012. Estágio Supervisionado. Universidade federal da Paraíba (UFPB). João Pessoa, 2012.

CASALI, J. M. **Estudo da Interação Entre a Argamassa de Assentamento e o Bloco de Concreto Para Alvenaria Estrutural: transporte de água e aderência.** Florianópolis, 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

COUTO, C. R. **Estudo de adobes melhorados com cimento e adição de resíduos de concreto.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira. 2014.

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

DETHIER, J. **Arquiteturas de Terra ou futuro de uma tradição milenar. Europa Terceiro Mundo.** Estados Unidos. 10ed. Lisboa: Litografia Tejo. (1993).

DETHIER, J. **Arquitetura de Terra – Fundação Gulben Kian – Centro de arte moderna – José de Azeredo Perdigão.** Dissertação de Mestrado. 1996, 350p.

DISSERTAÇÃO (MESTRADO) - Escola de Engenharia de São Carlos - CEPED – Centro de Pesquisa e Desenvolvimento. Manual de Construção com solo – cimento.

São Paulo. 1984. 3ª edição, 143 p.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. **Masonry Structural Behavior and Design**. New Jersey, Prentice-Hall, 1993.

DRYSDALE, R.G.; HAMID, A. A.; BAKER, L.R. (1994). **Masonry structures: behavior and design**. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall.

DUARTE, R. B. **Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. ANICER, Porto Alegre, 1999.

GOMES, I. R. (2001). **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC.

GONÇALVES, J. da S. **Contribuição para a normalização da alvenaria estrutural com o uso de tijolos de terra crua para construções urbanas**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2005.

GRANDE, F. M. **Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com adição de sílica ativa**. São Carlos: EESC-USP, 2003. 165p.

HAACH, V.G. **Development of a design method for reinforced masonry subject to in plane loading based on experimental and numerical analysis**. PhD Thesis. 349p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2009.

Heathcote KA. **Durability of earth wall buildings**. Building Mater 1995; 3(9):185–9.

HOLLANDA JÚNIOR, O. G. (2002). **Influência de recalques em edifícios de alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado). EESC/USP. São Carlos – SP.

I.P.T - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (1986). **Ensaio à compressão simples de paredes construídas com blocos cerâmicos**. São Paulo, Cerâmica Selecta. Relatório técnico N° 24516.

MAGALHÃES, E.F. **Fissuras em alvenarias: configurações típicas e levantamento de incidências no estado do Rio Grande do Sul**. 2004.180f. Dissertação (Mestre em engenharia na modalidade profissionalizante). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MEDEIROS, J. S. **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto**. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. **Aderência bloco/argamassa: determinação da resistência à flexão de prismas**. Proceedings of 5 the International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Florianopolis, 1994, p. 270 - 277.

MELO, G. S. S. A. **Análise paramétrica de vigas-parede de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 1984.102 p. Tese (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1984.

MENDES, R. J. K. (1998). **Resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos estruturais**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC.

MOHAMAD, GIHAD; LOURENÇO, PAULO B.; ROMAN, HUMBERTO R. **Juntas Verticais: Influência no comportamento mecânico da alvenaria estrutural**. Prisma, v. 29, n. CT 14, p. 5, dezembro 2008.

NASCIMENTO NETO, J. A.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Verificação de modelagem simplificada para simulação do sistema de contraventamento de edifícios em alvenaria**. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7. 2002, Belo Horizonte. Proceedings. Belo Horizonte: CEFETMG, University of Edinburgh, 2002. p. 261-271.

NETO, V, C. e CORRÊA, M.R.S. (2005) - **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 7, n. 27, p. 93-119, 2005

NP EN 1052-3. (2005), **Métodos de ensaios de alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte**.

OLIVEIRA JR, V., **Recomendações para projeto de edifício em alvenaria estrutural**. São Carlos. 1992. 266p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PAGE, A. W. (1978). **Finite element model for masonry**. *Journal of Structural Division*, ASCE, v.104, n.ST8, August.

PALÁCIO, K. (2001). **Desenvolvimento e Implementação de um Software para Análise tridimensional de edifícios altos em alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG.

PCA - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Soil-cement construction handbook**. Illinois, 1969. 42p.

PINTO, T. P. **Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento**. São Paulo: ABCP, 1980. 22p.

PRATI, Gian Luigi. Figura do Site: <<http://www.gianluigiprati.it/PDF/Pressa.pdf>>. Acessado em: 24 de agosto de 2013.

RAMALHO, M.A. e CORRÊA, M.R.S. (2003). **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Editora PINI Ltda. São Paulo – SP.

RAMIRES, Lucas D. **Estudo Teórico-Experimental de Reforço para Construções de Alvenaria Empregando Revestimentos de Argamassa Armada**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 142. Dissertação de Mestrado. 2007.

ROLIM, M. M.; FREIRE, W. J. **Análise Comparativa Da Resistência à Compressão Simples de Corpos-De-Prova, Tijolos e Painéis de Solo-Cimento**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.3, n.1, p.89-92, 1999.

ROMAN, Humberto R. et al. **Análise de Alvenaria Estrutural**. Universidade Corporativa Caixa. Santa Catarina, p. 168. 2007.

SAMPAIO, Mariane B. **Fissuras em Edifícios Residenciais em Alvenaria Estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. p. 122. Dissertação de Mestrado. 2010.

SCHUBERT, P e HOFFMANN, G. **Compressive strength of mortar in masonry significance, influences, test methods, requirements**. Proceedings of 10th

International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Canada, 1994, p. 1335 - 1344.

SCHUMACHER, R. C.; TANIL, C. A. (2000). **Loadbearing concrete masonry construction in Sao Paulo, Brazil**. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madrid, Spain, 25-28 June.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira- SP**. Campinas: UNICAMP, 2000. 176p.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W. (1979). **Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges**. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5, Washington, USA, Oct. 1979. Proceedings... Washington, Brick Institute of America, p. 254-261.

SOLÓRZANO, M. G. P. (1995). **Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 203p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.

SOUZA, T.A.C.; NUNES, G.A.; SOARES, J.M.; QUEIROZ, M. T. A. **Análise preliminar da resistência à compressão de tijolos ecológicos fabricados no município de Ipaba**. 2011. IJIE – Iberoamerican Journal of Industrial Engineering - Florianópolis, 2011.

SUTHERLAND, R. J. M. (1969). **Design engineer's approach to masonry construction**. In: JOHNSON, F. B. (Ed.). Designing, engineering and constructing with masonry products. Houston, p. 375-385.

TAUIL, Carlos A.; MARTINS NESE, Flávio J. **Alvenaria estrutural: Vantagens para o construtor e a sociedade**. Concreto & Construções, São Paulo, nº 57, p. 90, março de 2010.

VENDRAME, Gabriel. **Alvenaria Estrutural: fundamentos de cálculo para blocos vazados de concreto**. 2008. Universidade São Francisco. Brasil.

VII FERRAZ, A. L. N. **Análise da adição de resíduos de argamassa de cimento em tijolos prensados de solo-cimento**. Ilha Solteira: UNESP, 2004. 107p.

WOOD, R. H. **Studies in composite construction. Part 1: The composite action of brick pane walls supported on reinforced concrete beams**. London: Her Majesty's Stationery Office, 1952. 25p. (National Building Studies) 2003.

Sites:

<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/banco-obras/1/alvenaria-estrutural>

http://www.centromaosterra.com/tecnicas_aperfeicoadas_08.07.2013

http://www.celuladecarga.com.br/portal/?page_id=10>. Acesso em: 10 nov. 2014.

CAPÍTULO 7: APÊNDICE

1ª Parede de 1m

Tabela 9 - Ensaio da 1ª Parede de 1m.

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,20	0,90	0,12	0,58	-0,30
23,10	1,14	0,27	0,72	-0,43
31,70	1,26	0,37	0,87	-0,47
40,90	1,42	0,47	0,97	-0,53
51,70	1,52	0,58	1,08	-0,57
63,30	1,66	0,70	1,21	-0,58
74,80	1,70	0,80	1,28	-0,58
83,80	1,82	0,89	1,35	-0,58
93,40	1,92	1,01	1,41	-0,58
103,10	1,90	1,13	1,50	-0,58
114,10	2,04	1,26	1,54	-0,55
124,10	2,16	1,41	1,64	-0,53
134,20	2,24	1,52	1,68	-0,49
145,70	2,30	1,63	1,75	-0,46
155,90	2,36	1,72	1,81	-0,43
166,20	2,48	1,80	1,92	-0,39
177,70	2,54	1,88	1,95	-0,36
188,00	2,64	1,94	2,01	-0,33
198,10	2,68	2,06	2,08	-0,30
209,40	2,76	2,07	2,12	-0,28
219,50	2,84	2,12	2,17	-0,24
227,20	2,94	2,17	2,22	-0,21
233,30	3,08	2,23	2,28	-0,19
240,70	3,12	2,26	2,30	-0,19
251,20	3,30	2,35	2,37	-0,17

261,20	3,32	2,39	2,42	-0,17
271,40	3,36	2,46	2,46	-0,15
281,20	3,46	2,47	2,46	-0,14
290,20	3,54	2,52	2,53	-0,12
301,60	3,76	2,56	2,64	-0,12
310,60	3,72	2,60	2,64	-0,08
321,20	3,76	2,66	2,68	-0,07
331,30	3,96	2,71	2,70	-0,04
341,10	3,92	2,75	2,79	-0,03
350,10	4,06	2,78	2,80	0,06
360,40	4,30	2,91	2,91	0,10
407,20	RUPTURA			

2ª Parede de 1m

Tabela 10 - Ensaio da 2ª Parede de 1m

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,20	0,50	0,05	0,38	0,03
16,30	0,76	0,11	0,51	0,14
39,00	0,94	0,25	0,76	0,28
75,30	1,14	0,40	1,04	0,52
115,40	1,46	0,58	1,27	0,68
132,50	1,58	0,64	1,38	0,75
147,60	1,58	0,68	1,45	0,77
193,40	1,86	0,83	1,67	0,91
241,50	2,14	1,00	1,89	1,07
297,10	2,46	1,19	2,11	1,14
342,90	2,92	1,37	2,38	1,26
377,80	3,24	1,51	2,58	1,48
414,80	RUPTURA			

1ª Parede de 2,15 m

Tabela 11 - Ensaio da 1ª Parede de 2,15 m

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,50	0,03	-0,26	0,52	3,73
26,60	0,17	-0,14	0,96	4,29
48,50	0,34	-0,01	1,24	4,94
60,50	0,41	0,04	1,24	5,27
80,50	0,53	0,11	1,40	5,59
100,50	0,64	0,20	1,74	5,87
120,50	0,74	0,27	1,86	6,05
140,50	0,84	0,34	1,98	6,27
170,50	0,96	0,40	2,18	6,56
200,50	1,09	0,50	2,28	6,90
230,50	1,20	0,58	2,48	7,19
260,50	1,31	0,68	2,70	7,55
300,50	1,43	0,73	3,04	7,97
330,50	1,52	0,79	3,22	8,40
360,50	1,61	0,83	3,32	8,93
380,50	1,67	0,85	3,64	9,33
401,10	1,43	15,49	8,24	-12,92
410,60	RUPTURA			

2ª Parede de 2,15 m

Tabela 12 - Ensaio da 2ª Parede de 2,15 m

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,50	0,34	0,52	1,89	0,62
21,50	0,40	0,64	2,49	0,55
31,10	0,49	0,66	2,95	0,47
41,30	0,56	0,76	3,60	0,56
52,50	0,64	0,82	4,54	0,45
60,20	0,73	0,86	5,72	0,60

71,10	0,81	0,84	7,39	0,67
80,30	0,84	0,92	8,61	0,62
90,70	0,88	0,96	9,53	0,55
100,10	0,95	1,16	10,65	0,55
110,10	1,00	1,22	10,82	0,53
121,30	1,06	1,24	10,81	0,53
130,00	1,11	1,38	10,81	0,53
140,40	1,17	1,30	10,81	0,55
151,00	1,21	1,38	10,79	0,58
161,30	1,25	1,54	10,79	0,56
171,40	1,29	1,52	10,79	0,51
180,30	1,34	1,56	10,79	0,51
191,70	1,39	1,66	10,79	0,47
200,40	1,42	1,80	10,79	0,47
211,50	1,48	1,78	10,79	0,47
220,00	1,51	1,88	10,79	0,62
230,60	1,56	1,90	10,79	0,51
241,00	1,62	2,00	10,79	0,47
251,00	1,67	2,04	10,78	0,47
260,90	1,72	2,10	10,78	0,47
270,50	1,77	2,18	10,78	0,47
281,60	1,83	2,22	10,78	0,44
290,60	1,88	2,30	10,78	0,55
301,20	1,94	2,32	10,78	0,47
310,00	1,98	2,48	10,78	0,40
323,00	2,06	2,46	10,78	0,91
367,10	RUPTURA			

1ª Parede em L

Tabela 13 - Ensaio da 1ª Parede em L

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

12,70	0,50	1,12	0,56	0,13
21,00	0,58	1,22	0,71	0,15
30,70	0,66	1,40	0,85	0,18
40,70	0,69	1,44	0,98	0,24
52,60	0,81	1,52	1,07	0,29
65,10	0,98	1,74	1,23	0,42
71,30	0,99	1,78	1,29	0,46
84,90	1,06	1,84	1,38	0,46
91,50	1,11	2,02	1,42	0,50
112,70	1,36	2,16	1,54	0,65
126,40	1,46	2,32	1,67	0,71
140,60	1,47	2,54	1,80	0,75
151,60	1,46	2,50	1,89	0,78
160,20	1,50	2,62	1,92	0,78
171,10	1,55	2,68	1,94	0,79
181,70	1,60	2,82	2,03	0,82
190,30	1,66	2,88	2,10	0,86
200,80	1,73	2,90	2,16	0,89
211,10	1,81	3,00	2,23	0,92
223,20	1,89	3,08	2,30	0,90
231,10	1,96	3,18	2,36	0,92
240,90	2,11	3,22	2,43	0,92
250,30	2,16	3,40	2,47	0,92
261,20	2,23	3,38	2,59	0,92
271,50	2,31	3,56	2,63	0,92
280,00	2,37	3,54	2,67	0,93
291,60	2,48	3,68	2,76	1,01
300,90	2,64	3,74	2,81	0,99
311,20	2,61	3,78	2,96	1,00
321,20	2,86	3,98	3,10	0,97
330,20	2,93	4,04	3,08	0,96
340,40	3,05	4,06	3,14	0,99
350,80	3,20	4,14	3,25	0,99

360,30	3,28	4,24	3,30	1,01
370,20	3,39	4,38	3,43	1,01
380,40	3,48	4,54	3,46	1,01
390,90	3,57	4,52	3,59	1,01
400,70	3,83	4,76	3,75	1,00
414,30	4,15	4,96	3,90	1,00
423,20	RUPTURA			

2ª Parede em L

Tabela 14 - Ensaio da 2ª Parede em L

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11,10	0,20	0,90	0,14	0,30
21,30	0,39	1,02	0,22	0,35
31,30	0,52	1,22	0,29	0,39
40,90	0,66	1,32	0,33	0,43
51,10	0,77	1,44	0,40	0,50
60,10	0,85	1,46	0,45	0,52
71,70	0,93	1,64	0,51	0,53
81,40	1,00	1,80	0,58	0,53
90,90	1,05	1,86	0,63	0,53
100,50	1,10	1,76	0,67	0,53
110,50	1,15	1,84	0,69	0,53
120,30	1,22	1,96	0,76	0,53
130,00	1,28	2,06	0,81	0,55
140,00	1,33	2,12	0,83	0,55
152,10	1,41	2,30	0,89	0,55
162,10	1,43	2,36	0,90	0,55
171,40	1,47	2,40	0,98	0,56
181,50	1,57	2,62	1,01	0,56
191,20	1,66	2,78	1,05	0,56
202,30	1,74	3,00	1,12	0,78

210,50	1,76	2,98	1,12	0,78
220,00	1,81	3,02	1,16	0,78
231,80	1,88	3,18	1,18	0,78
240,80	1,93	3,26	1,21	0,77
251,80	1,98	3,50	1,25	0,73
260,20	2,03	3,68	1,30	0,73
270,70	2,09	3,82	1,32	0,73
280,80	2,16	3,86	1,38	0,73
290,10	2,21	4,04	1,39	0,71
301,20	2,26	4,16	1,45	0,70
311,40	2,32	4,32	1,52	0,67
321,50	2,39	4,58	1,52	0,61
331,30	2,43	4,56	1,56	0,56
340,60	2,50	4,48	1,58	0,49
351,20	2,61	4,56	1,67	0,38
360,20	2,63	4,56	1,67	0,36
370,60	2,72	5,00	1,70	0,32
380,70	2,79	5,02	1,72	0,27
387,00	RUPTURA			

3ª Parede em L

Tabela 15 - Ensaio da 3ª Parede em L

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,50	0,20	0,72	0,36	-0,01
20,10	0,24	1,00	0,45	-0,01
32,20	0,40	1,06	0,54	-0,01
40,00	0,48	1,16	0,58	-0,01
50,00	0,57	1,26	0,65	-0,01
60,70	0,65	1,24	0,38	-0,01
70,70	0,70	1,42	0,67	-0,01
81,20	0,74	1,40	0,78	-0,01

90,40	0,83	1,54	0,80	-0,01
101,20	0,88	1,64	0,83	-0,04
110,80	0,88	1,62	0,89	-0,04
121,90	0,94	1,84	0,94	-0,04
131,20	1,00	1,86	0,96	-0,04
140,60	1,04	1,90	1,02	-0,08
151,60	1,07	1,92	1,05	-0,08
160,40	1,13	2,00	1,09	-0,08
170,90	1,19	2,00	1,14	0,54
180,70	1,21	2,12	1,16	-0,07
190,10	1,26	2,18	1,25	-0,05
202,30	1,36	2,36	1,29	-0,03
210,70	1,37	2,30	1,31	-0,03
221,30	1,41	2,36	1,34	-0,03
232,80	1,46	2,36	1,38	0,00
240,60	1,50	2,42	1,47	-0,08
251,10	1,56	2,50	1,49	-0,08
260,20	1,61	2,62	1,49	-0,08
270,80	1,66	2,68	1,56	0,04
280,70	1,72	2,80	1,60	-0,07
291,10	1,75	2,82	1,67	-0,07
300,00	1,81	2,88	1,67	-0,07
310,40	1,87	2,94	1,74	-0,08
320,30	1,92	3,12	1,79	-0,08
330,60	1,98	3,06	1,81	-0,08
340,50	2,04	3,16	1,81	-0,08
350,60	2,10	3,18	1,92	-0,08
360,00	2,16	3,34	1,94	-0,08
370,00	2,22	3,36	2,01	-0,08
379,80	2,30	3,40	2,07	-0,08
381,30	2,29	3,50	2,07	-0,08
412,10	RUPTURA			

1ª Parede com abertura de janela

Tabela 16 - Ensaio da 1ª Parede com abertura

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11,10	-0,15	0,14	0,32	-0,62
21,40	-0,22	0,23	0,52	-0,68
31,80	-0,29	0,31	0,68	-0,68
43,70	-0,33	0,42	0,83	-0,66
51,50	-0,35	0,52	0,96	-0,24
60,40	-0,38	0,59	1,07	0,22
73,80	-0,38	0,69	1,29	0,44
82,50	-0,27	0,76	1,46	0,74
90,50	-0,15	0,85	1,65	0,86
101,60	-0,07	0,98	1,89	0,96
111,10	0,00	1,04	2,09	1,06
123,00	0,00	1,18	3,00	1,22
130,00	0,00	1,22	3,17	1,22
141,80	0,07	1,28	3,45	1,24
150,30	0,07	1,43	3,95	1,64
162,00	0,07	1,61	4,28	1,66
172,60	0,07	1,69	4,52	1,68
181,90	0,03	1,76	4,82	1,80
193,30	0,09	1,91	5,20	2,00
202,90	0,13	1,96	5,38	2,00
212,40	0,14	2,02	5,61	2,10
221,30	0,11	2,11	5,93	2,32
231,80	0,13	2,21	6,23	2,38
241,90	0,09	2,30	6,45	2,56
251,90	0,13	2,38	6,73	2,76
262,80	0,14	2,46	7,06	2,82
351,80	RUPTURA			

2ª Parede com abertura de janela

Tabela 17 - Ensaio da 2ª parede com abertura

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,20	0,26	0,15	0,57	3,12
20,00	0,03	0,15	0,48	3,52
30,30	0,14	0,09	0,39	3,50
40,60	0,25	0,05	0,21	3,24
50,80	0,32	0,02	0,03	3,24
60,70	0,39	0,05	0,11	3,24
70,10	0,47	0,08	0,21	3,24
80,60	0,52	0,13	0,33	3,24
91,00	0,65	0,16	0,44	3,24
100,50	0,65	0,17	0,55	3,24
110,60	0,72	0,23	0,65	3,24
120,70	0,79	0,24	0,83	3,26
130,30	0,90	0,28	0,96	3,26
140,50	0,94	0,30	1,11	3,24
160,30	1,14	0,35	1,42	3,26
170,00	1,12	0,37	1,58	3,24
202,60	1,41	0,44	2,16	3,24
210,50	1,43	0,44	2,18	3,24
220,20	1,55	0,45	2,34	3,24
230,30	1,57	0,47	2,49	3,24
240,30	1,64	0,48	2,65	3,24
250,50	1,70	0,49	2,84	3,22
260,00	1,77	0,51	2,97	3,22
270,20	1,86	0,51	3,15	3,22
280,30	1,92	0,52	3,30	3,38
290,00	1,99	0,53	3,43	3,56
300,50	2,06	0,55	3,68	3,68
310,20	2,12	0,55	3,82	3,80
320,30	2,19	0,55	4,00	3,92
357,90	RUPTURA			

3ª Parede com abertura de janela

Tabela 18 - Ensaio da 3ª Parede com abertura

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,30	0,09	0,02	0,12	0,24
20,20	0,02	0,02	0,37	0,24
30,30	0,16	0,09	0,46	0,36
40,50	0,24	0,15	0,29	0,30
49,80	0,31	0,21	0,24	0,26
60,80	0,40	0,28	0,05	0,42
70,50	0,49	0,34	0,04	0,50
80,60	0,56	0,38	0,17	0,48
90,30	0,67	0,40	0,32	0,60
100,90	0,78	0,42	0,54	0,70
109,90	0,85	0,43	0,71	1,10
120,80	0,96	0,46	0,88	1,22
130,40	1,03	0,52	1,04	1,40
140,20	1,16	0,56	1,26	1,80
150,10	1,29	0,57	1,43	2,02
160,10	1,36	0,61	1,61	2,28
170,00	1,43	0,63	1,85	2,62
180,00	1,58	0,67	2,02	2,92
190,10	1,72	0,72	2,28	3,62
200,00	1,87	0,75	2,42	4,34
210,10	2,07	0,81	2,42	5,24
220,10	2,19	0,86	2,51	5,86
230,20	2,30	0,88	2,56	6,20
240,50	2,28	0,88	2,61	6,32
250,40	2,43	0,93	2,63	6,50
260,30	2,50	0,95	2,64	6,72
270,10	2,57	0,99	2,65	6,98
280,10	2,70	1,02	2,64	7,32
290,20	2,77	1,04	2,63	7,64
296,00	2,79	1,07	2,63	7,88
418,00	RUPTURA			

4ª Parede com abertura de janela

Tabela 19 - Ensaio na 4ª parede com abertura de janela.

Carga (KN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,10	0,07	0,00	0,09	0,10
20,00	0,07	0,00	0,01	1,66
30,10	0,07	0,03	0,18	1,80
40,20	0,22	0,08	0,31	1,82
50,60	0,31	0,14	0,45	0,64
60,50	0,45	0,19	0,68	0,48
70,30	0,51	0,26	0,87	0,22
81,10	0,63	0,34	1,11	0,02
90,40	0,72	0,39	1,32	0,26
100,90	0,81	0,41	1,72	0,42
110,40	0,94	0,47	1,98	0,64
120,60	1,14	0,54	2,37	0,72
129,80	1,25	0,61	2,69	0,78
140,10	1,37	0,65	2,93	1,06
149,90	1,50	0,71	3,21	1,22
160,70	1,70	0,73	3,54	1,44
170,50	1,85	0,77	3,73	1,64
180,60	1,94	0,83	3,97	1,76
190,00	2,06	0,86	4,16	1,88
200,50	2,19	0,89	4,40	2,04
210,30	2,34	0,90	4,58	2,16
220,40	2,41	0,91	4,75	2,36
228,70	2,50	0,96	4,91	2,40
359,50	RUPTURA			