

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE ALTA**  
**RESISTÊNCIA**

**ERNESTO SILVA FORTES**

São Carlos  
2017

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE ALTA**  
**RESISTÊNCIA**

**ERNESTO SILVA FORTES**

Tese apresentada ao programa de Pós-graduação em estruturas e construção civil da Universidade Federal de São Carlos para obtenção do título de Doutor em Estruturas e Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos

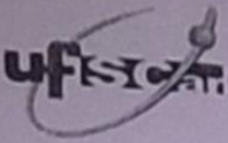
**Orientador:** Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

**Co-Orientador:** Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho

São Carlos  
2017



## FOLHA DE APROVAÇÃO

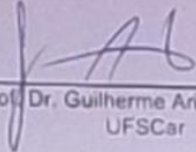


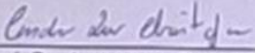
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

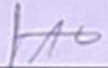
---

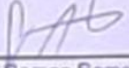
**Folha de Aprovação**

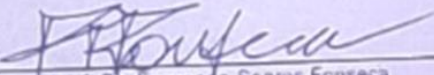
Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato Ernesto Silva Fortes, realizada em 23/02/2017:

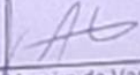
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian  
UFSCar

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Andre Luis Christoforo  
UFSCar

*a distância*   
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva  
UFMG

*a distância*   
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Humberto Ramos Roman  
UFSC

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Fernando Soares Fonseca  
BYU

*a distância*   
\_\_\_\_\_  
Profa. Dra. Graça de Fátima Moreira de Vasconcelos  
UM

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente a Deus, que me deu coragem, paciência e sabedoria para realizar este trabalho e superar mais esta fase da minha vida.

Ao professor Guilherme Aris Parsekian, pela compreensão, paciência, incentivo e instruções nesses anos de convívio e orientação. Pela amizade e respeito, que se construíram durante esse tempo e principalmente, pelos esclarecimentos das dúvidas e incertezas que surgiram nesse caminhar.

Ao professor Fernando Fonseca, por me receber na Brigham Young University, pelo apoio e orientações na realização do projeto de Estágio de pesquisa no Exterior. Pelas instruções, amizade e esclarecimentos das dúvidas e incertezas que surgiram no desenvolvimento do projeto.

Também ao professor Nigel Shrive, por me receber na Universidade de Calgary, pelo apoio e orientações na realização do projeto de Estágio de pesquisa no Exterior. Pelas instruções, amizade e esclarecimentos das dúvidas e incertezas que surgiram ao longo deste percurso.

O apoio financeiro da Fundação de Pesquisa de São Paulo (FAPESP) através do processo nº 2012/22454-0 e do processo nº 2015/02362-2, do Centro de Projeto em Alvenaria do Canadá (Canada Masonry Design Centre) e à empresa Quimica Edille.

A contribuição do corpo técnico dos Laboratórios de Estruturas da Universidade Young Brigham, da Universidade Estadual de São Paulo e da Universidade Federal de São Carlos é muito apreciada.

Aos meus pais amados, Orlando Francisca Fortes e Maria de Fatima da Cruz Silva, pelo amor e apoio incondicional, pois, se hoje eu consegui mais essa vitória, foram eles que me deram condições para alcançá-la.

Às minhas queridas irmãs, Danisia Fortes, Dirlene Silva, Etelvina Silva, Suzilene Fortes e Stefania Silva que sempre me apoiaram e muito me ajudaram.

Ao meu filho Leonardo Fortes, por ser o meu porto seguro, a minha inspiração e a certeza que me dá forças para lutar.

Aos amigos que compartilharam esse período da minha vida e que muito me ajudaram:

Juari Santos Rocha, Hernany Gomes, Célio Gomes, Priscila de Oliveira, Nuno Pina;  
Rinilton da Rosa e Alexandre Pereira.

Ao Laboratório de Sistemas Estruturais da Universidade Federal de São Carlos  
(LSE/UFSCar) pelo apoio.

## RESUMO

Fortes, Ernesto Silva. **Caracterização da Alvenaria Estrutural de Alta Resistência**. 2017. Tese (Doutorando em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2017.

A pesquisa apresentada nesta tese é dividida em quatro partes. A primeira reporta a caracterização das propriedades da alvenaria estrutural, com foco em determinar a influência da resistência do graute na resistência a compressão da alvenaria grauteada, construída com blocos de concreto de alta resistência, assim como o estudo de um novo material a ser usado como capeamento seco em ensaios de resistência de blocos de concreto. A segunda parte consiste na caracterização da resistência à compressão de paredes de alvenarias de blocos de concreto de alta resistência, variando a forma de assentamento dos blocos, grauteamento e avaliando a condição de haver uma cinta grauteada de menor resistência no meio da parede. A terceira parte investiga a capacidade e o comportamento da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sobre carregamentos excêntricos e axiais. Por último, a quarta parte avalia o comportamento de pórticos de alvenaria com aberturas de portas e janelas, sob a ação de força lateral no plano (painel de contraventamento). As alvenarias aqui pesquisadas são construídas com blocos de concreto com resistências variando de 32 a 75 MPa, quando considerada a área líquida. Informações importantes sobre o comportamento da alvenaria de alta resistência são relatadas a partir de resultados de ensaio em 48 prismas ocos e 162 grauteados, os quais foram então ensaiados sob compressão axial. Além disso, foram ensaiados 36 corpos de prova de argamassa, 162 corpos de graute e 18 blocos de concreto para determinar as respectivas resistências à compressão. Um total de 474 blocos de concreto de alta resistência foram ensaiados, para avaliar o uso de materiais de capeamento seco para a determinação da resistência à compressão dos blocos de alvenaria de concreto. Com o objetivo de caracterizar o comportamento de paredes de alvenaria de alta resistência 30 paredes de alvenaria, incluindo alvenaria oca, grauteada, com cinta grauteada na quinta fiada e com assentamento parcial e total, foram ensaiadas sob carga de compressão.

Com isso, verificou-se que o valor da relação de resistência prisma/bloco varia conforme a resistência do bloco. O procedimento executivo com argamassa apenas na lateral é

adequado para blocos de concreto de alta resistência, sendo conservadora a consideração de diminuição de resistência de 20% quando comparada com casos com argamassa disposta sobre toda a face dos blocos. O valor da relação de resistência parede/prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência e o módulo de elasticidade para alvenaria construída com blocos de concreto de alta resistência pode ser expressa de forma confiável como na fórmula:  $E_m = 600 f_m$  em limites superiores, como atualmente recomendado para alvenaria de resistência moderada pelas normas de projeto de alvenaria.

As paredes de alvenaria e pilares são elementos estruturais comuns que tipicamente resistem às cargas de compressão, e um grande número de tais elementos são também necessários para resistir à carga axial combinada com flexão fora do plano, quer devido ao vento, terremoto ou excentricidade da carga de compressão axial. Portanto, 72 prismas de alvenaria de concreto de cinco blocos de altura, foram construídos e ensaiados sob carregamento de compressão com duas excentricidades: 0 e  $t/6$  (sendo  $t$  a espessura do bloco). Os resultados indicaram que a capacidade de carga dos prismas aumenta com o aumento da resistência do bloco. Para os prismas ensaiados sob carga excêntrica, a deformação última e a tensão última na fibra mais comprimida são maiores do que as dos prismas carregados concentricamente; e a redução na capacidade de carga devido ao carregamento excêntrico é mais significativa para a alvenaria grauteada do que para as alvenarias ocas. A análise dos resultados acrescenta ainda, que a resistência à compressão na flexão é 1,6 e 3 vezes maior do que a resistência à compressão axial para alvenaria oca e grauteada, respectivamente.

E finalmente, desenvolvido na Brigham Young University, nove paredes (em escala  $1/2$ , paredes de alvenaria de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas) foram construídas e ensaiadas. As paredes tiveram um carregamento cíclico horizontal aplicado no topo da parede através de uma viga de concreto armado no topo da parede. Observou-se que a capacidade resistente das paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas centradas, são semelhantes, sejam elas acopladas com viga de alvenaria armada ou viga de concreto armado, com abertura de portas ou de janela.

Para ambos os casos de acoplamento com viga de alvenaria de blocos de concreto armado e com viga de concreto armado, as paredes funcionaram como pórticos, com viga e pilares de alvenaria. Não se observou diferenças significativas em média no deslocamento lateral e na carga lateral máxima quando do acoplamento das paredes com viga de alvenaria ou com vigas de concreto armado.



Palavras Chave: Bloco de concreto; Alta Resistência; Paredes de Contraventamento; Capeamento; Resistência à Compressão; Resistência a Flexão; Correlação de Imagens; Alvenaria Estrutural; Excentricidades.

## ABSTRACT

Fortes, Ernesto Silva. **Caracterização da Alvenaria Estrutural de Alta Resistência**. 2017. Tese (Doutorando em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2017.

The research presented in this thesis consists of four parts. The first part reports the structural masonry properties characterization, with focus on determine the influence of the grout compressive strength to the compressive strength of grouted masonry constructed with high strength concrete masonry units, and the study of a new material used as dry capping in strength testing. The second part consists on the characterization of the compressive strength of high strength concrete blocks masonry walls, varying the mortar laying over the units, and evaluating the result of assembling a less resistant masonry bond-beam in the middle of the wall. The third part investigates the capacity and behavior of high strength concrete block masonry under concentric and eccentric axial loads and, finally, the fourth part evaluates the behavior of masonry frames with door and window openings under lateral force (bracing panels). The masonry here researched are build with concrete blocks with varying strengths from 32 to 75 MPa referred to the section gross area.

Important information on the behavior of high strength masonry is reported from testing of 48 hollow and 162 grouted prisms, tested under axial compression. In addition, 36 mortar specimens, 162 grout sample and 18 blocos to determine the respective compressive strengths. A total of 474 high strength concrete blocks were tested to evaluate the use of dry capping materials to determine the compressive strength of concrete masonry units. In order to characterize the behavior of high strength masonry walls, thirty masonry walls, including hollow masonry and grouted, with and without a bond beam in the middle of the wall, and face shell and full-bed mortar joint, were tested under compression load.

It was found that prism/unit ratio strength varies according to the block strength; the procedure of laying blocks with face shell-bed mortar joint is suitable for high strength concrete blocks, the value of wall: prism strength ratio of 0.7 can be adopted for high strength concrete blocks. The modulus of elasticity for masonry constructed with high strength blocos can be

conservatively expressed as  $E_m = 600 f'_m$ , with no upper limits, as currently recommended for normal strength masonry by masonry design codes.

Masonry walls are common structural members that typically resist compressive loads. Thus, a large number of such members are also required to resist combined axial load and bending, whether due to wind earthquake, or eccentricity of the axial compressive load. Therefore, seventy-two masonry prisms were constructed and tested under to evaluate the capacity and behavior of high strength structural masonry subject to compressive concentric and eccentric loading; both grouted and hollow prisms were considered. The results indicated that the load capacity of the prisms increases with increasing block strength; for prisms tested under eccentric loading, ultimate strain and ultimate stress at the extreme compressive fiber are larger than those of concentrically loaded specimens; the reduction in load capacity due to eccentric loading is more significant for grouted masonry than for their hollow counterparts; analysis of the results further, the flexural strength is 1.6 and 3 times higher than the axial strength for hollow and grouted masonry, respectively.

And finally, in the experimental program developed at Brigham Young University jointly with the University of Calgary, nine wall-assemblies, partially grouted and with opening were half-scale built and tested. The walls were subjected to cyclic lateral loading applied at the top of the wall through a reinforced concrete beam. It has been observed that the strength capacity of partially grouted walls with opening is similar in all cases tested, either the walls coupled with reinforced masonry beam or reinforced concrete beam, walls with door or window opening.

For both cases of coupling, reinforced masonry beam and reinforced concrete beam, the wall-assemble behaves as a frame. No significant differences were observed in average lateral displacement and maximum lateral load, when coupling the walls with masonry beam or with reinforced concrete beams.

*Key Words: Concrete Block; High Strength; Shear Wall; Capping; Compressive Strength; Flexural Strength; Image Correlation; Structural Masonry; Eccentricities.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Gráfico de relações de eficiência prismas/bloco (autores diversos) – Fortes (2012).....	76
Figura 2– Gráfico de relações de eficiência prismas/bloco (normalizações) – Fortes (2012).....	77
Figura 3– Modo de ruptura da alvenaria (Hendry et al 2004).....	95
Figura 4 - Efeito de aberturas nas paredes na resposta lateral de paredes de cisalhamento armadas .....	100
Figura 5 – Histerese da curva força-deslocamento da parede de alvenaria de concreto parcialmente grauteada e com aberturas. ....	102
Figura 6 - As dimensões correspondentes das relações geométricas utilizadas para avaliar o comportamento das paredes .....	103
Figura 7 - Um exemplo de um mecanismo de colapso plástico para um sistema pórtico: a) da parede de alvenaria com aberturas; b) modelo de pórtico; c) mecanismo de colapso plástico. ....	107
Figura 8 - Modelos de análise plásticas para paredes com aberturas: a) parede real; b) modelo de pilares; c) modelo de parede acoplado (Leiva e Klingner de 1994) .....	108
Figura 9 - Mecanismo de Pilar rígida/Viga flexível.....	112
Figura 10 - Mecanismo de Pilar flexível /Viga rígida.....	112
Figura 11- Mecanismo Misto .....	113
Figura 12 – Mecanismo de falha por tração.....	113
Figura 13- Modelos de bielas e tirantes para uma parede de alvenaria correspondente a diferentes direções da ação sísmica (NZCMA de 2004) .....	115
Figura 14 - (a) Comportamento independente dos pilares (b) Comportamento conjugado dos pilares .....	116
Figura 15– Padrões de ruptura nos ensaios das paredes - Voon and Ingham (2005). 120	
Figura 16– Comparação direta da parede 1 (escala 1:3) com a escala real, Hughes et al, (2011).....	123

Figura 17- Comparação direta da parede 2 (escala 1:3) com a escala real, Hughes et al, (2011).....	124
Figura 18. Bloco de concreto típico para a alvenaria.....	129
Figura 19. Construção dos prismas .....	133
Figura 20. Ilustração do capeamento dos prismas e modo de ruptura do bloco .....	134
Figura 21 – Ilustração do ensaio e da forma de ruptura dos corpos de prova de argamassa .....	136
Figura 22. Corpos de prova de graute antes e depois dos ensaios .....	138
Figura 23. Resistência do prisma grauteado versus Percentagem de aditivo.....	142
Figura 24. Prisma oco .....	143
Figura 25. Prismas grauteados .....	146
Figura 26. Resistência dos prismas grauteados versus Resistência dos Blocos.....	151
Figura 27. Resistência do Prisma Grauteado versus Resistência do Graute .....	152
Figura 28. Resistência dos Prismas Grauteados versus Percentagem de aditivo.....	156
Figura 29. Resistência do Prisma Grauteado versus Percentagem de Aditivo .....	157
Figura 30. Resistência do Prisma Grauteado versus Percentagem Aditivo .....	158
Figura 31– Ilustração do bloco não regularizado e do bloco regularizado, respectivamente .....	315
Figura 32– Material de capeamento Seco, respectivamente, Compensado; Chapa Dura 1; Forro Pacote; e Chapa Dura 2.....	315
Figura 33– Material de capeamento Seco no topo dos blocos, respectivamente, Chapa Dura 1; Forro Pacote; e Compensado. ....	315
Figura 34- Procediemntos de capeamento normatizados, respetivamnete, Pasta de Cimento; Retifica; e Pasta de Gesso. ....	316
Figura 35- Bloco de alvenaria de concreto típico. ....	316
Figura 36 – Resultados dos ensaios – Face 1 .....	319
Figura 37– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Chapa Dura 1.....	319

Figura 38– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Forro Pacote .....	320
Figura 39– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Compensado .....	320
Figura 40– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Retifica .....	320
Figura 41– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Pasta de Cimento.....	320
Figura 42- Comparação dos resultados dos ensaios de blocos .....	323
Figura 43–Comparação da resistência a compressão das blocos capeados com Pasta de Cimento e utilizando a Chapa dura. ....	323
Figura 44. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura 11.....	325
Figura 45. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento.....	325
Figura 46. Resultados dos ensaios de blocos. ....	326
Figura 47. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura.....	327
Figura 48. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento.....	328
Figura 49. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura1.....	330
Figura 50. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura2.....	330
Figura 51. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Gesso .....	331
Figura 52. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento.....	331
Figura 53. Ilustração das paredes ensaiadas.....	162
Figura 54. Ilustração dos blocos de concreto inteiros e cortados, e as canaletas utilizadas. ....	162
Figura 55. Moldagem dos corpos de prova cúbicos de argamassa. ....	163
Figura 56. Moldagem dos corpos de prova cilíndricos de graute e grauteamento das paredes. ....	164
Figura 57. Ilustração do capeamento das paredes com argamassa. ....	165
Figura 58. Ilustração dos prismas ocos e grauteados .....	166
Figura 59. Escantilhões para auxiliar na construção das paredes .....	167
Figura 60. Sequência de montagem das paredes.....	167

Figura 61. Ilustração das Paredes ocas (sem grauteamento).....	167
Figura 62. Ilustração das paredes grauteadas com cinta a meia altura.....	168
Figura 63. Ilustração das paredes com cinta a meia altura.....	168
Figura 64. Ilustração das paredes com assentamento total (argamassa em todas as paredes dos blocos).....	168
Figura 65. Ilustração das paredes com assentamento parcial (argamassa somente nas as paredes longitudinais dos blocos).....	169
Figura 66. Ilustração das paredes construídas para os ensaios de compressão.....	170
Figura 67. Configuração do ensaio das paredes, grupo 1 e 2.....	171
Figura 68 - Configuração do ensaio das paredes, grupo 3. ....	172
Figura 69. Instrumentação das paredes. ....	173
Figura 70. Ensaios dos blocos de concreto. ....	175
Figura 71. Ilustração dos ensaios das argamassas utilizadas. ....	176
Figura 72. Ilustração dos ensaios dos corpos de provas cilíndricos de grautes.....	177
Figura 73. Ilustração dos ensaios prismas ocas e grauteados. ....	178
Figura 74. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AT-CT, considerando as três resistências de blocos.....	183
Figura 75. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AP, considerando as três resistências de blocos .....	184
Figura 76. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB- G-AT-CT, considerando as três resistências de blocos.....	184
Figura 77. Modo de ruptura da alvenaria (Hendry et al 2004). ....	191
Figura 78. Modo de ruptura das paredes ocas com cinta grauteada.....	192
Figura 79 - Ilustração da ruptura das paredes ocas .....	192
Figura 80. Ilustração da ruptura com fissuração vertical e esmagamento da alvenaria.....	193
Figura 81. Ilustração da fissuração vertical das paredes Grupo 1 e 2.....	193

Figura 82. Modo de ruptura das paredes grauteadas.....	194
Figura 83– Configuração dos prismas grauteados e ocos .....	200
Figura 84– Ensaio do prisma.....	201
Figura 85–Instrumentação típica.....	202
Figura 86 – Ilustração do bloco de concreto utilizado. ....	202
Figura 87– Capeamento do prisma e construção .....	205
Figura 88- Bloco capeado e modo de ruptura .....	206
Figura 89- Ensaio da argamassa e modo de ruptura. ....	208
Figura 90- Corpo de prova do graute e modos de ruptura .....	209
Figura 91– Curva Tensão -Deformação Prismas ocos – B1. ....	215
Figura 92– Curva Tensão -Deformação Prismas ocos – B2 .....	216
Figura 93– Curva Tensão -Deformação Prismas ocos – B3 .....	216
Figura 94– Prismas ocos ensaios com carregamento concêntrico – ruptura por compressão.....	219
Figura 95– Prismas grauteados ensaios com carregamento concêntrico – ruptura por compressão.....	219
Figura 96– Prismas ocos ensaios com carregamento excêntrico – ruptura pela combinação de compressão-tração. ....	220
Figura 97– Prismas grauteados ensaios com carregamento excêntrico –ruptura por tração.....	220
Figura 98– Configuração das paredes .....	225
Figura 99- ½ escala de blocos de concreto .....	226
Figura 100 – Ilustração dos blocos utilizados na construção das vigas/vergas de alvenaria.....	226
Figura 101– Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras.....	227



Figura 102– Geometria das paredes acopladas com viga de concreto armado e detalhe das armaduras,.....	228
Figura 103– Ilustração da fundação de concreto armado.....	229
Figura 104 – Ilustração dos armaduras verticais amarrados na base de fundação.....	229
Figura 105 – Grauteado do vazados dos blocos contendo armadura.....	230
Figura 106 – Grauteamento da viga de alvenaria – Quinta fiada.....	230
Figura 107– Detalhe dos linteis de alvenaria armada sobre as aberturas de porta.....	231
Figura 108 – Detalhe dos linteis de alvenaria armada sobre as aberturas de janela ..	231
Figura 109– Ilustração dos linteis na 12º e 13º fiadas sobe as aberturas .....	232
Figura 110– Ilustração da viga de alvenaria armada na 14º fiada.....	232
Figura 111– Ilustração da laje de concreto armada.....	233
Figura 112– Ilustração da viga de concreto armada no topo da parede.....	233
Figura 113 – Ensaio dos cilíndricos de concreto – Concreto de fundação.....	234
Figura 114 – Configuração do ensaio da argamassa e modo de ruptura.....	235
Figura 115 – Ensaio dos prismas de graute e o modo de ruptura. ....	236
Figura 116 – Ilustração do ensaio dos blocos de concretos, escala ½. ....	236
Figura 117 – Construção e grauteamento dos prismas .....	237
Figura 118 – Curva Tensão – deformação do aço – Armadura Vertical e horizontal – Barra de Nº 3.....	238
Figura 119 - Curva Tensão – deformação do aço – Armadura Vertical e horizontal – Barra de Nº 3.....	239
Figura 120– Conexão atuador de carga-parede.....	240
Figura 121– Ilustração do Sistema de aplicação da carga lateral no plano da parede	240
Figura 122- Sistema de apoio (fora do plano da parede) .....	241
Figura 123 - Ilustração da base de fundação das paredes ensaiadas piso do laboratório. ....	242

Figura 124– Ilustração da Instrumentação colocada nas paredes para o ensaio., .....	243
Figura 125 - Detalhe da instrumentação – Primeiro andar ( o mesmo repete para os andares acima) .....	244
Figura 126– Instrumentação montada nas paredes antes do ensaio .....	244
Figura 127– Detalhe dos strain-gages .....	245
Figura 128– Sistema de correlação de imagem digital (DIC).....	246
Figura 129 – Plano de controlo de deslocamento utilizado durante o ensaio .....	246
Figura 130 –Forma de ruptura da parede 1 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria .....	249
Figura 131 –Forma de ruptura da parede 2 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria .....	249
Figura 132 –Forma de ruptura da parede 3 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria .....	249
Figura 133–Forma de ruptura da parede 4 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria .....	250
Figura 134 –Forma de ruptura da parede 5 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria .....	250
Figura 135 –Forma de ruptura da parede 6 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria .....	251
Figura 136 –Forma de ruptura da parede 7 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de concreto armado .....	251
Figura 137 –Forma de ruptura da parede 8 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de concreto armado .....	252
Figura 138 –Forma de ruptura da parede 9 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de concreto armado .....	252
Figura 139 – Laços das Histereses da Parede 1 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada) .....	254

Figura 140 - Laços das Histereses da Parede 2 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada).....	254
Figura 141 - Laços das Histereses da Parede 3 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada).....	255
Figura 142 - Laços das Histereses da Parede 4 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada).....	255
Figura 143 - Laços das Histereses da Parede 5 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada).....	256
Figura 144 - Laços das Histereses da Parede 6 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada).....	256
Figura 145 - Laços das Histereses da Parede 7 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado).....	257
Figura 146 - Laços das Histereses da Parede 8 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado).....	257
Figura 147 - Laços das Histereses da Parede 9 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado).....	258
Figura 148 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de janelas e acoplada com viga de alvenaria.....	259
Figura 149 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de porta e acoplada com viga de alvenaria armada.....	260
Figura 150 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de porta e acoplada com viga concreto armado .....	260
Figura 151– Deslocamento devido ao tombamento.....	262
Figura 152– deslocamento devido a flexão.....	263
Figura 153 – Deslocamento devido ao cisalhamento.....	265
Figura 154 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento _ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria. ....	272

Figura 155 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento _ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria. ....	272
Figura 156 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento _ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria. ....	273
Figura 157 – Efeito do tipo de abertura na ductilidade das paredes ensaiadas .....	274
Figura 158 - Efeito do tipo de acoplamento na ductilidade das paredes ensaiadas ...	275
Figura 159 – Relação das Envoltórias de todas as paredes ensaiadas.....	276
Figura 160 – Comportamento de paredes de contraventamento, parcialmente armadas e dotadas de aberturas.....	277
Figura 161 - Deformações médias da alvenaria sobre os 225 mm da base das Paredes ensaiadas .....	283
Figura 162 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Paredes com abertura de janelas – Acoplada com viga de alvenaria armada .....	296
Figura 163 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Abertura de porta - Acoplada com viga de concreto armado .....	296
Figura 164 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Abertura de porta - Acoplada com viga de alvenaria armada.....	297
Figura 165 – Configuração da parede antes de captar as imagens para correlação de imagem.....	298
Figura 166 – Ilustração das câmeras utilizadas no DIC.....	299
Figura 167 -Comparação do DIC versus Instrumentação física .....	300
Figura 168 Deformações registradas pelo DIC .....	301
Figura 169 – Ilustração das fissuras fotografadas durante o ensaio e observadas pelo DIC.....	302
Figura 170 - Deformações registradas pelo DIC .....	302
Figura 171 - Ilustração das fissuras fotografadas durante o ensaio e observadas pelo DIC.....	303

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaio de confirmação de traços de graute – 1º etapa.....	45
Tabela 2 – Ensaio de blocos e de prismas (oco e cheio) propostos – 2º etapa .....	46
Tabela 3 – Ensaio de tração na flexão e cisalhamento – 2º etapa. ....	46
Tabela 4 – Quantidade de Ensaio de paredes .....	47
Tabela 5 – Quantidade de Ensaio de prismas contra fiados (altura: cinco blocos; comprimento: um bloco).....	48
Tabela 6. Resistência a compressão da alvenaria de concreto na área líquida (Adaptado da MSJC, 2011) .....	59
Tabela 7. Resistência a compressão da alvenaria de concreto na área líquida (Adaptado de Thompson et al., 2013).....	60
Tabela 8. Resistência a compressão da alvenaria de concreto (Adaptado da CSA S304.1-04).....	61
Tabela 9 Resistência a compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Gayed et al., 2012) .....	62
Tabela 10. Proposta de Resistência a compressão da alvenaria não grauteada. (adaptado de Gayed et al., 2012) .....	62
Tabela 11 - Resistência a compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Ross et al., 2013) .....	63
Tabela 12 Proposta de Resistência a compressão da alvenaria não grauteada. (adaptado de Ross et al., 2013).....	64
Tabela 13. Resistência a compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Casali et al., 2012) .....	65
Tabela 14. Resultado de ensaio em prismas.....	66
Tabela 15 - Resultados de resistência média a compressão e eficiência prisma/bloco (ROMAGNA, 2000) .....	68
Tabela 16 - Resultados de resistência média a compressão e eficiência prisma grauteado/prisma oco – (ROMAGNA, 2000).....	68

Tabela 17 - Resultados de resistência média a compressão, eficiência prisma/bloco (SILVA, 2008).....	70
Tabela 18 - Resultados de resistência media a compressão, eficiência prisma/bloco - Silva (2008).....	70
Tabela 19 Resultado dos ensaios de compressão axial nos vários elementos e as respectivas eficiências – (LOGULLO, 2006).....	71
Tabela 20 - Resultado dos ensaios de compressão axial nos vários elementos e as respectivas eficiências – (LOGULLO, 2006). Cont. ....	72
Tabela 21 - Resultados experimentais para os blocos e para os prismas - (LEGLER, 1998).....	73
Tabela 22 - Comparação dos resultados da resistência à compressão dos prismas – (IZQUERDO, 2011) .....	75
Tabela 23 - Resistência à compressão da alvenaria baseados na resistência a compressão do bloco e tipo de argamassa usada na construção, MSJC 2011.....	87
Tabela 24 - Especificação da resistência à compressão dos prismas, $f'_m$ , para blocos de concreto, Mpa. ....	87
Tabela 25 - Resistência à compressão dos prismas de concreto ( $f_m$ *, na área bruta), NMX-C-404-ONNCCE.....	88
Tabela 26 - Resistência característica à compressão da alvenaria, na área bruta. ....	88
Tabela 27 - Resistência característica a compressão da alvenaria não-grauteada, $f_k$ , em Mpa, com blocos com mais do que 25%mas menos do que 60% de espaços vazios e uma relação altura/espessura entre 2,0 e 4,5.....	89
Tabela 28 - Resistência característica a compressão da alvenaria não-grauteada, $f_k$ , em MPa, com blocos com uma relação altura/espessura igual a 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19)...	89
Tabela 29 - Resistência característica a compressão da alvenaria grauteada, $f_k$ , em Mpa, com blocos uma relação altura/espessura entre 0,4 e inferior 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19). 90	90
Tabela 30 - Resistência característica a compressão da alvenaria grauteada, $f_k$ , em Mpa, com blocos uma relação altura/espessura entre 0,4 e inferior 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19). (Continuação).....	90

Tabela 31 Resultados Médios de Elementos com Blocos de Concreto (fbk até 10 MPa).	92
.....	.....
Tabela 32. Matriz de ensaio .....	128
Tabela 33. Traço de argamassa .....	131
Tabela 34. Traço do graute.....	132
Tabela 35. Resultados da resistência a compressão dos blocos ensaiados .....	135
Tabela 36. Resultados das argamassas.....	136
Tabela 37. Resultados dos corpos de prova de graute .....	139
Tabela 38. Resultado das amostras de graute.....	140
Tabela 39. Comparação dos resultados de graute .....	141
Tabela 40. Resultados dos prismas ocos .....	144
Tabela 41. Comparação dos prismas ocos .....	145
Tabela 42. Resultados dos prismas grauteados .....	148
Tabela 43. Comparação dos prismas grauteados .....	149
Tabela 44. Eficiência.....	153
Tabela 45. Efeito do aditivo na resistência dos prismas grauteados .....	155
Tabela 46- Matriz de ensaios .....	313
Tabela 47– Resultados dos ensaios de dureza com a Chapa dura 1 e 2.....	317
Tabela 48 – Resultados de resistência dos blocos – Fase 1 .....	318
Tabela 49- Teste Estatístico de Kruskal – Wallis .....	321
Tabela 50– Resultado do ensaio dos blocos de concreto. ....	322
Tabela 51. Resultados do Teste Estatístico -Mann-Whitney .....	325
Tabela 52. Resultados da Resistência dos blocos. ....	326
Tabela 53– Resistência dos blocos.....	329
Tabela 54 Ensaio de paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede.....	161

Tabela 55 Caracterização das argamassas.....	163
Tabela 56 Denominações dos grautes, traços e resistências esperadas.....	164
Tabela 57 Procedimentos utilizados na caracterização da argamassa, graute, bloco, prisma e parede. ....	174
Tabela 58 Resistências à compressão média dos blocos, B <sub>1</sub> ; B <sub>2</sub> e B <sub>3</sub> .....	175
Tabela 59 Resistências à compressão média das argamassas. ....	176
Tabela 60 Resistências à compressão dos grautes, G <sub>1</sub> ; G <sub>2</sub> e G <sub>3</sub> .....	176
Tabela 61 Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas ocos ensaiados. ....	178
Tabela 62 Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas grauteados ensaiados.....	178
Tabela 63 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B <sub>3</sub> . ....	179
Tabela 64 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para Bloco B <sub>2</sub> .....	181
Tabela 65 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B <sub>1</sub> . ....	182
Tabela 66 Resumo dos resultados médios máximos do modulo de elasticidade dos ensaios das paredes. ....	186
Tabela 67– Estima dos resultados da resistência das paredes ensaiadas .....	187
Tabela 68 – Comparação dos resultados de resistências a compressão – Equações versus experimental.....	187
Tabela 69 - Estima dos resultados do modulo de elasticidade das paredes ensaiadas .....	189
Tabela 70 - Comparação dos resultados do modulo de elasticidade – Equações versus experimental.....	189
Tabela 71– Resumo das resistências e eficiências dos materiais e elementos ensaiados. ....	195
Tabela 72 – Matriz dos ensaios .....	200
Tabela 73– Mistura da argamassa .....	204



Tabela 74– Grout Mixes.....	204
Tabela 75– Resultado das blocos .....	207
Tabela 76– Resultados das argamassas.....	208
Tabela 77– Resultados dos grautes .....	210
Tabela 78– Resultados dos ensaios .....	211
Tabela 79– Resultados dos ensaios em prismas concêntricos. ....	212
Tabela 80– Resultados dos ensaios em prismas concêntricos. ....	213
Tabela 81– Tensão de compressão do prisma e as relações do modulo de elasticidade do prisma.....	217
Tabela 82 -Relação de resistência Prisma ocos e grauteados/resistência a compressão dos blocos - concêntrico.....	221
Tabela 83–Relação de resistência Prisma Grauteado/Prisma oco - concêntrico.....	222
Tabela 84 – Matriz de ensaio para todas paredes.....	225
Tabela 85 – Resumo dos resultados dos ensaios dos elementos e componentes constituintes das alvenarias ensaiadas .....	238
Tabela 86 – Cálculo dos deslocamentos devido ao tombamento.....	262
Tabela 87 - Cálculo dos deslocamentos devido a flexão .....	264
Tabela 88 - Cálculo dos deslocamentos devido ao cisalhamento .....	266
Tabela 89 - Características geométricas e principais resultados de resistência – Programa experimental .....	267
Tabela 90 – Resultados de fissuração das paredes ensaiadas .....	268
Tabela 91- Características geométricas e principais resultados de resistência – Programa experimental –(Cont.) .....	268
Tabela 92 – Características geométricas e principais resultados de resistência - Shedid (2009).....	270
Tabela 93 - Características geométricas e principais resultados de resistência de Banting (2013).....	271

Tabela 94 – Resumo dos deslocamentos medidos nos ensaios – Programa Experimental .....	278
Tabela 95 – Resumo dos deslocamentos obtidos por Shedid (2009).....	279
Tabela 96 – Resumo dos deslocamentos obtidos por Banting (2013) .....	280
Tabela 97 - deformações de compressão media da alvenaria medida sobre 225 mm da base de fundação. ....	283
Tabela 98 – Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Shedid (2009).....	287
Tabela 99 - Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Banting (2013) .....	288
Tabela 100 - Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Shedid (2009).....	289
Tabela 101 - Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Banting (2013) .....	290
Tabela 102 – Rigidez das parede ensaiadas -Carga máxima .....	291
Tabela 103 – Rigidez das paredes ensaiadas – Após a primeira fissura .....	292
Tabela 104 – Rigidez das paredes antes da primeira fissura – Região linear. ....	292
Tabela 105 - Rigidez das paredes -carga de escoamento. ....	293

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a/c$  - Fator água/cimento

$A_b$ - Área do bloco;

$A_g$ - Área bruta;

$A_g$ - Área do graute;

$A_n$ - Área líquida;

$A_{total}$ - Área total;

$b$ - Largura;

$d$ - Altura;

$E_0$  - Módulo de elasticidade secante para a proporção tensão/resistência de 30% ou também chamado de módulo de elasticidade tangente inicial;

$E_{20\%}$  - Módulo de elasticidade secante para a proporção tensão/resistência de 20%.

$E_a$  - Módulo de elasticidade da argamassa

$E_{alv}$  - Módulo de elasticidade da alvenaria

$E_b$  - Módulo de elasticidade do bloco

$E_b$  - Módulo de elasticidade do bloco;

$E_g$  - Módulo de elasticidade secante do graute para a deformação de 0,002;

$E_p$  - Módulo de elasticidade do prisma

$E_{sec}$  - Módulo de elasticidade secante;

$f_a$  - Resistência à compressão média da argamassa

$f_{arg}^*$ - Resistência à compressão confinada da argamassa;

$f_{bk}$  - Resistência característica à compressão do bloco

$f_{bk,est}$  - Resistência característica à compressão estimada do bloco

$f_{bm}$  - Resistência à compressão média do bloco;

$f_{bn}$  - Resistência à compressão normalizado;

$f_{bt}$  - Resistência à tração do bloco

$f_{bt}$  - Resistência à tração por compressão diâmetral;

$f_c$  - Resistência à compressão uniaxial;

$f_k$  - Resistência característica à compressão da parede

$f_{pk}$  - Resistência característica à compressão do prisma

$f_{prisma}$  - Resistência à compressão do prisma;

$f_t$  - Resistência à tração;

$h$  - Altura da parede;

$h/t$  - Relação altura/espessura

$h_a$  - Altura da junta de argamassa;

$h_b$  - Altura do bloco;

i - Argamassa de traço 1:0 a  $\frac{1}{4}$  :3

ii - Argamassa de traço 1:  $\frac{1}{2}$  : 4 a 4  $\frac{1}{2}$

iii - Argamassa de traço 1: 1 : 5 a 6

iv - Argamassa de traço 1: 2 : 8 a 9

$l$  - Comprimento;

$S_d$  - Desvio padrão

$t$  - Espessura da parede;

$t_s$  - Espessura da parede do bloco;

$w$  - Espessura equivalente de uma seção transversal quadrada do prisma;

$w_g$  - Peso específico do concreto;

$\eta$  - Relação  $A_b/A_{total}$ ;

$\nu$  - Coeficiente de Poisson;

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute

AS - Normalização Australiana

ASTM - American Society for Testing and Materials

BS - Normalização Britânica

CSA - Normalização Canadense

EUROCODE 6 – Normalização Europeia

NBR - Norma Brasileira

NMX - Normalização Mexicana



## SUMARIO

### SUMÁRIO

RESUMO .....	7
ABSTRACT .....	10
LISTA DE FIGURAS .....	12
LISTA DE TABELAS .....	21
LISTA DE SÍMBOLOS .....	27
LISTA DE ABREVIATURAS .....	29
SUMARIO .....	31
1. Introdução .....	37
1.1 Motivação para a pesquisa com alvenarias de blocos de concreto de alta resistência. 37	
1.2 Objetivo Geral da Tese.....	39
1.3 Objetivos Específicos .....	39
1.4 Caracterização das propriedades da alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência .....	40
1.4.1 Contribuição do graute na resistência À compressão da alvenaria de alta resistência. 40	
1.4.2 Proposta de novo material de capeamento seco para ENSAIOS DE RESISTÊNCIAS AXIAIS DE BLOCOS DE CONCRETO (APÊNDICE).....	41
1.5 Resistência À compressão de paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência .....	41
1.6 Resposta experimental da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sobre carregamento concêntrico e excêntrico. ....	42
1.7 Ensaio cíclico quase-estático de paredes de alvenaria de três andares parcialmente grauteadas e com aberturas. ....	43

1.8	Escopo e organização da tese .....	44
1.8.1	Escopo .....	44
1.8.2	Organização .....	48
2.	Revisão bibliográfica .....	50
2.1	Materiais para a Alvenaria Estrutural.....	50
2.1.1	Influência do graute na resistência À compressão da alvenaria.....	52
2.1.2	Capeamento de blocos de concreto .....	54
2.2	Pesquisas realizadas com Prismas.....	57
2.2.1	Carregamento Concêntrico.....	57
2.2.2	Carregamento Excêntrico .....	77
2.3	Pesquisas realizadas com Paredes simples.....	85
2.3.1	Resistência a compressão .....	85
2.3.2	Módulo de deformação.....	92
2.3.3	Forma de ruptura da alvenaria.....	94
2.4	Pesquisas realizadas em paredes de contraventamento.....	96
2.4.1	Efeito das Aberturas .....	97
2.4.2	Análise de paredes de contraventamento dotadas de aberturas.....	105
2.4.3	Formas de Ruptura de paredes de contraventamento.....	118
2.5	Ensaio experimentais em escala reduzida.....	121
2.6	Sistema de Correlação de Imagens Digitais.....	125
3.	Ensaio Estruturais – Parte 1.....	127
3.1	Programa experimental .....	127
3.1.1	Blocos de concreto .....	129
3.1.2	Argamassa .....	130
3.1.3	Graute .....	131



3.1.4	Construção dos Prismas.....	132
3.1.5	Evolução da Resistência.....	133
3.2	Resultados e Discussão .....	133
3.2.1	Resistência À compressão dos blocos de concreto .....	133
3.2.2	Resistência À compressão da argamassa.....	135
3.2.3	Resistência À compressão do graute .....	137
3.2.4	Resistência À compressão dos prismas ocos.....	143
3.2.5	Resistência à compressão dos prismas grauteados.....	146
3.2.6	Eficiência.....	153
3.2.7	Aditivo compensador de retração.....	154
3.3	Conclusão.....	159
4.	Ensaio Estruturais – Parte 2.....	160
4.1	Materiais e Programa Experimental.....	161
4.1.1	Blocos de alvenaria de Concreto .....	162
4.1.2	Argamassa .....	163
4.1.3	Graute .....	163
4.1.4	Capeamento .....	164
4.2	Detalhes Construtivos .....	165
4.2.1	Montagem dos Prismas .....	165
4.2.2	Montagem das Paredes .....	166
4.3	Configuração das Paredes .....	169
4.4	Configuração dos Ensaio e da Instrumentação.....	171
4.5	Procedimento Experimental .....	173
4.6	Resultados e Discussões.....	174
4.6.1	Blocos de alvenaria de concreto.....	174

4.6.2	Argamassa .....	175
4.6.3	Graute .....	176
4.6.4	Prismas .....	177
4.6.5	Paredes.....	178
4.6.6	Relação Tensão-Deformação.....	182
4.6.7	Módulo de Elasticidade das Paredes .....	185
4.6.8	Estimativa e compração da resistência e deformabilidade das alvenarias	186
4.6.9	Modo de Ruptura.....	191
4.6.10	Eficiência.....	194
4.7	Conclusão.....	196
5.	Ensaio Estruturais – Parte 3.....	199
5.1	Programa Experimental.....	199
5.2	Configuração E procedimento dos Ensaio.....	200
5.3	Propriedade dos Materiais .....	202
5.3.1	Blocos de concreto .....	202
5.3.2	Argamassa .....	203
5.3.3	Graute .....	204
5.4	Construção dos Primas .....	205
5.5	Resultados e Discussão .....	206
5.5.1	Resistência a compressão do bloco de concreto.....	206
5.5.2	Resistência À compressão da Argamassa .....	207
5.5.3	Resistência À compressão do Graute .....	209
5.5.4	Resistência à compressão do Prisma Oco e grauteado.....	210
5.5.5	Relação Tensão-Deformação.....	215
5.5.6	Modo de Ruptura.....	219

5.5.7	Eficiência.....	221
5.6	Conclusão.....	222
6.	Ensaio Estruturais – Parte 4.....	224
6.1	Programa experimental .....	224
6.1.1	Especificação das Paredes .....	226
6.1.2	Propriedade dos materiais .....	233
6.2	Configuração dos ensaios.....	239
6.2.1	Instrumentação .....	242
6.2.2	Protocolo de ensaio .....	246
6.2.3	Detalhes das paredes .....	248
6.2.4	Observações Gerais .....	248
6.2.5	Resposta da Curva carga-Deslocamento lateral .....	253
6.2.6	Cálculo dos deslocamentos .....	259
6.2.7	Capacidade lateral de carga.....	266
6.2.8	Ductilidade das paredes.....	271
6.2.9	Ductilidade em função do deslocamento.....	281
6.3	Análise dos resultados.....	283
6.3.1	Influência das aberturas/grauteamento/acoplamento .....	285
6.3.2	Rigidez.....	290
6.3.3	Comparação entre a Instrumentação Física e o DIC .....	297
6.3.4	Conclusão.....	303
7.	Conclusões e recomendações.....	306
7.1	Caracterização das propriedades da alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência .....	306
7.2	Resistência À compressão de paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência .....	307

7.3	Resposta experimental da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sobre carregamento concêntrico e excêntrico. ....	309
7.4	Ensaio cíclico quase-estático de paredes de alvenaria de três andares parcialmente grauteadas e com aberturas. ....	310
7.5	Pesquisas futuras .....	312
8.	Apêndice .....	313
8.1	Ensaio Estruturais .....	313
8.2	Materiais e Programa Experimental .....	313
8.3	Resultados e discussão .....	316
8.3.1	Dureza da chapa dura .....	316
8.3.2	Resistência à compressão dos blocos de concreto.....	317
8.4	Conclusões .....	331
9.	Referências bibliográficas,.....	333

## 1. INTRODUÇÃO

A possibilidade de construir edifícios altos com o sistema construtivo em alvenaria estrutural no Brasil já alcançou a marca dos 24 pavimentos (ou mais). Entretanto, a grande maioria dos estudos existentes sobre o comportamento da alvenaria estrutural com blocos de concreto não abrange todas as resistências de blocos, limitando muitas vezes os estudos a blocos de resistência moderada. Portanto, é possível que as séries de pesquisas não atendam à todas as condições para a generalização das conclusões sobre o comportamento das alvenarias estruturais no caso de edifícios altos.

Apesar da evolução científica da tecnologia de alvenaria estrutural nos últimos anos, o conhecimento atual não estabelece claramente um grupo preciso de parâmetros de resistência e deformação, para avaliar o comportamento e realizar o dimensionamento de edifícios de alvenaria estrutural utilizando blocos de alta resistência à compressão. Mesmo na literatura internacional, incluindo especificações de normas, é raro encontrar referências sobre o comportamento de alvenaria com blocos de concreto de resistências superior a 20 MPa na área bruta ou 40 MPa na área líquida. Portanto, é necessário avançar na caracterização das propriedades do material e dos elementos da alvenaria, métodos de produção desses blocos, procedimentos de construção e controle detalhado de qualidade.

O uso desses blocos não é comum em nenhuma parte do mundo, hoje o Brasil é um dos poucos países onde existem aplicações correntes com esse material, aqui chamado de blocos de concreto de alta resistência. Ainda que seu uso seja corrente, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos. Portanto, pode-se afirmar que essa pesquisa está trabalhando no limite da área de conhecimento e contribuindo para expansão desta.

### ***1.1 MOTIVAÇÃO PARA A PESQUISA COM ALVENARIAS DE BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.***

A resistência à compressão da alvenaria, propriedade essencial para determinar a capacidade dos elementos desse material, pode ser obtida através do método de ensaio do prisma ou do método de resistência dos blocos. Vários projetos de investigação abordaram especificamente este tópico. Contudo, estes foram limitados a blocos de alvenaria de concreto de baixa e moderada resistência à compressão (resistência inferior a 40 MPa).

Consequentemente, os códigos e normas existentes são limitados, uma vez que não apresentam valores de resistência à compressão para blocos de alvenaria de concreto de alta resistência. A demanda de carga por compressão, no entanto, pode ser tão alta quanto a demanda de carga flexão para edifícios altos. Se a alvenaria é usada na construção destes edifícios altos, que é uma prática típica em muitas partes do mundo, a demanda de carga de alta compressão pode exigir o uso de blocos de alvenaria de concreto de alta resistência. Assim, a necessidade de valores de resistência à compressão de alvenaria para blocos de alvenaria de concreto de alta resistência é aparente.

Outro obstáculo aos resultados existentes é a falta de várias combinações de blocos de alvenaria de concreto, argamassa e resistência à compressão de graute ao determinar a resistência à compressão da alvenaria. Mesmo para blocos de alvenaria de concreto de baixa e moderada resistência à compressão, o uso do mesmo tipo de argamassa pode afetar significativamente a resistência à compressão da alvenaria, como evidenciado pela grande variedade de valores de eficiência da alvenaria, de aproximadamente 0,25 a 1,0.

Outro assunto relatado na tese se refere as paredes de contraventamento, importantes elementos nas edificações altas e baixas sujeitas a cargas laterais. Tais elementos tem atraído a atenção de muitos pesquisadores nos últimos anos. Portanto, existe substancial informação sobre o comportamento dessas paredes, contudo, a maioria desses estudos são em paredes sem abertura e com um único andar de altura, enquanto que, em edifícios altos, são típicas as paredes de contraventamento com abertura repetindo ao longo dos múltiplos andares. A maioria dos ensaios relatados na literatura em paredes de contraventamento refere-se aquelas de um andar e sem aberturas. Estas paredes simulam a típica baixa construção de países da América do Norte, Europa e Austrália. Para o caso dos edifícios altos brasileiros, em alvenaria estrutural, predominam-se paredes com abertura, sujeitos a mais flexão do que cargas de cisalhamento.

A pesquisa apresentada nessa tese consiste em quatro partes. A primeira parte reporta a caracterização das propriedades da alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência incluindo a determinação de traços ótimos de graute, com e sem o uso de aditivo compensador de retração e o estudo de um novo material a ser usado como capeamento seco em ensaios de resistência de blocos de concreto. A segunda parte consiste na caracterização da resistência à

compressão de paredes de alvenarias de blocos de concreto de alta resistência, variando a forma de assentamento dos blocos, grauteamento e avaliando a condição de haver uma cinta grauteada de menor resistência no meio da parede. A terceira parte investiga a capacidade e o comportamento da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sobre carregamentos excêntricos e axial e por último a quarta parte avalia o comportamento de pórticos de alvenaria com aberturas de portas e janelas sob ação de força lateral no plano (painel de contraventamento).

## ***1.2 OBJETIVO GERAL DA TESE***

O objetivo global da tese é avaliar parâmetros e características de alvenarias de blocos de concreto construídas com blocos de alta resistência (de 16 MPa a 30 MPa quando se considera a área bruta). O uso desses blocos não é comum em nenhuma parte do mundo, devendo hoje o Brasil ser um dos poucos países onde existem aplicações correntes com esse material, aqui chamado de blocos de concreto de alta resistência. Ainda que o uso seja corrente por aqui, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos.

Pode-se afirmar que essa pesquisa está trabalhando no limite da área de conhecimento e contribuindo para expansão deste.

## ***1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS***

Como objetivos específicos para atingir o objetivo geral são discutidos e analisados os seguintes pontos, considerando sempre a alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência:

- ❖ Estudo da eficiência da alvenaria grauteada;
- ❖ Estudo da resistência à compressão da alvenaria com idades diferentes (14 e 28 dias);
- ❖ Relações de resistência à compressão prisma (oco e grauteada) / bloco;
- ❖ Estudo da eficiência dos aditivos compensador de retração na resistência à compressão da alvenaria grauteada;
- ❖ Estudo do comportamento de paredes de alvenaria estrutural oca e grauteada com carregamento axial;
- ❖ Estudo do comportamento da alvenaria estrutural oca e grauteada com carregamento axial e excêntrico;
- ❖ Estudo do comportamento de paredes de contraventamento dotadas de aberturas.

## ***1.4 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA***

As paredes de alvenaria são elementos compostos de alguns ou todos os materiais componentes, tais como bloco, argamassa, graute e armaduras. O conhecimento das interações entre esses materiais e de outros aspectos que afetam as propriedades físicas e mecânicas das paredes é necessário para entender o funcionamento básico da alvenaria. Portanto, o tema global da tese é avaliar parâmetros e características de alvenarias de blocos de concreto construídas com blocos de alta resistência (de 16 MPa a 30 MPa quando se considera a área bruta). Ao longo desta pesquisa foi realizada uma caracterização das propriedades da alvenaria de alta resistência, oco e grauteada.

### ***1.4.1 CONTRIBUIÇÃO DO GRAUTE NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA DE ALTA RESISTÊNCIA.***

A limitação das normas e dos códigos de alvenaria atuais é que os valores de resistências à compressão especificados são limitados a blocos de alvenaria com resistências à compressão baixa a moderada (resistências com menos de 35MPa). Além disso, a literatura existente carece de resultados de pesquisas com combinações de blocos de alvenaria, argamassa e resistência à compressão de graute que determinem a resistência à compressão da alvenaria. Mesmo para blocos de alvenaria de resistência à compressão baixa e moderada, o uso do mesmo tipo de argamassa e graute pode ter afetado a resistência à compressão da alvenaria, como evidenciado pela grande dispersão da relação entre a resistência à compressão da alvenaria de concreto e a dos blocos de alvenaria de concreto. A combinação de blocos de alvenaria de alta resistência, argamassa de baixa resistência e graute de baixa resistência limitaria muito provavelmente a resistência à compressão da alvenaria a um dos componentes de baixa resistência do sistema.

A pesquisa aqui apresentada atenua as desvantagens acima mencionadas. Prismas ocos e grauteados foram construídos com três combinações de resistências à compressão e ensaiados para determinar a contribuição do graute na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência; os ensaios foram realizados aos 14 dias e 28 dias. Os resultados foram utilizados para determinar a diferença de resistência entre a alvenaria não grauteada e a alvenaria grauteada, a eficiência do graute; e a evolução da resistência à compressão da alvenaria de alta resistência.



Graute com aditivo plástico e compensador de retração pode resultar num graute resistindo a uma parcela menor da carga de compressão aplicada, assim, foram feitos grautes com várias quantidades de aditivo compensador de retração para determinar a influência da mistura na resistência à compressão da alvenaria. Os resultados obtidos, apresentados e discutidos aqui para a alvenaria de alta resistência são únicos e tornam claro que devem existir duas especificações de resistência à compressão nas normas de alvenaria: uma para alvenaria não grauteada e outra para alvenaria grauteada.

#### 1.4.2 PROPOSTA DE NOVO MATERIAL DE CAPEAMENTO SECO PARA ENSAIOS DE RESISTÊNCIAS AXIAIS DE BLOCOS DE CONCRETO (APÊNDICE)

A literatura e a experiência de vários pesquisadores indicam que os capeamentos colados, como, enxofre, pasta de cimento e de gesso, geralmente recomendados por normas de ensaio, consomem mais tempo e esforço do que os capeamentos não colados. Também podem ser perigosos para os técnicos dos laboratórios e para o meio ambiente. Encontrar um procedimento de capeamento não colado, confiável, pode resolver esses problemas e contribuir para um processo ser melhor utilizado pela indústria. O estudo aqui apresentado tem como objetivo estudar a influência dos capeamentos secos, não colado, nos procedimentos de ensaios à compressão axial de blocos de concreto. A intenção foi de avaliar experimentalmente a possibilidade de usar material de capeamento seco, como: chapa dura; madeira compensada e forro pacote (2.5 mm, 3.0 mm e 12.0 mm de espessura, respectivamente). Nos ensaios de compressão de blocos de concreto. Os ensaios também incluem, técnicas de capeamento normatizadas, tais como, a pasta de cimento e de gesso e o processo de retificação, especificados pelas normas de ensaio de blocos de alvenaria, ABNT NBR 12118(2011); e a ASTM C140 (2016)/ASTM C1552(2009), como comparativos.

### ***1.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA***

A normalização brasileira especifica que a resistência da parede, pode ser assumida como sendo igual a 70% da resistência do prisma, considerando valores característicos. Ainda, a normalização especifica que na ausência de ensaios o módulo de elasticidade pode ser adotado como sendo 800 vezes a resistência do prisma para blocos de concreto e o máximo

encurtamento da alvenaria se limita a 0,35% considerando a flexão ou flexo-compressão. No entanto, a revisão da literatura permite observar que esses valores são considerados para alvenaria de blocos de concreto de baixa e moderada resistência à compressão.

A revisão bibliográfica possibilitou concluir a existência de vários ensaios disponíveis onde verificou-se uma relação prisma/bloco de 0,80 para blocos de 4 MPa, diminuindo até 0,5 ou menos para blocos de 30 MPa, considerando a área bruta. No caso de ensaios de paredes, a relação parede/prisma aferido com blocos até 14 MPa mostrou relações parede/prisma superiores a 0,7. Mas não existem relatos de ensaios de parede com blocos acima de 14 MPa, exceto por um caso com ensaios de paredes com blocos de 22 MPa e com argamassa fraca, abaixo do recomendado. Portanto, considerando a enorme quantidade de edifícios altos atualmente em execução no Brasil e sendo que a revisão bibliográfica mostrou uma falta de pesquisa com blocos de concreto de alta resistência, acima de 14 MPa, a pesquisa aqui desenvolvida é plenamente justificada.

Pretende-se com o estudo avaliar parâmetros e características de alvenarias de blocos de concreto de alta resistência (acima de 18 MPa quando se considera a área bruta).

## ***1.6 RESPOSTA EXPERIMENTAL DA ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SOBRE CARREGAMENTO CONCÊNTRICO E EXCÊNTRICO.***

As paredes de alvenaria e pilares são elementos estruturais comuns que tipicamente resistem às cargas de compressão, e um grande número de tais elementos são também necessários para resistir à carga axial combinada à flexão fora do plano, quer devido ao vento, terremoto ou excentricidade da carga de compressão axial. A resistência à compressão a flexão é geralmente maior do que a resistência à compressão axial e um conjunto razoável de dados experimentais está disponível para suportar tal afirmação. No entanto, existe pouca informação disponível para alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sujeita a cargas axiais e de flexão combinadas. A literatura atual está relacionada a blocos de alvenaria de concreto de baixa e moderada resistência à compressão (Liu *et al.* 2005, Hou e Liu 2007, Cavaleri *et al.* 2005, Sandoval *et al.* 2011, Brencich e Gambarotta, 2005). A pesquisa aqui apresentada acrescenta ao estado da arte, uma vez que está relacionada a blocos de concreto com resistência à compressão acima de 40 MPa (considerando a área líquida do bloco). Um programa experimental foi conduzido para investigar a capacidade e o comportamento da alvenaria de

alta resistência sob carga excêntrica em comparação com cargas concêntricas. Prismas de alvenaria de cinco blocos de concreto de altura foram construídos e ensaiados. Ambos os prismas ocos e grauteados foram incluídos no estudo e os resultados experimentais foram utilizados para avaliar a relação tensão-deformação para alvenaria em compressão, a relação de resistência flexão/compressão axial, o modo de ruptura e a influência do grauteamento.

### ***1.7 ENSAIO CÍCLICO QUASE-ESTÁTICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE TRÊS ANDARES PARCIALMENTE GRAUTEADAS E COM ABERTURAS.***

Paredes de contraventamento são importantes elementos nas edificações e tem atraído a atenção de muitos pesquisadores nos últimos anos. Portanto, existe substancial informação sobre o comportamento dessas paredes. A maioria desses estudos são em paredes sem abertura e com um único andar de altura. Contudo em edifícios altos, são típicas as paredes de contraventamento com abertura repetindo ao longo dos múltiplos andares.

A maioria dos ensaios relatados na literatura em paredes de contraventamento com aberturas é em paredes de um andar e sem aberturas. Estas paredes simulam a típica baixa construção de países da América do Norte, Europa e Austrália. O programa experimental focou-se no estudo do comportamento de paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e com aberturas. O programa de ensaio foi projetado para avaliar o mecanismo real de ruptura, carga lateral máxima e rigidez pós-fissuração, levando em conta os efeitos de aberturas, fissuras, distorções de cisalhamento e forças axiais nas paredes de contraventamento. A matriz de ensaio consiste em nove paredes acopladas, das quais três paredes com abertura de porta acoplada por viga de alvenaria, três paredes com abertura de porta acoplada com viga de concreto armado e três paredes com abertura de janela acoplada com vigas de alvenaria, foram construídas e ensaiadas.

As paredes descritas aqui no estudo simulam edifícios brasileiros, altos em alvenaria com abertura, sujeitos a mais flexão do que cargas de cisalhamento. As paredes foram armadas conforme detalhes dos projetos de construção de edifícios brasileiros. Faltam conhecimentos sobre o comportamento das paredes de contraventamento com aberturas para sistemas de armadura de edifícios altos. Isto é especialmente verdadeiro para os casos amplamente vistos no Brasil, onde as paredes são acopladas por linteis ou vigas (em alvenaria ou em concreto armado) em torno das aberturas e "intuitivamente" projetados como parte do sistema de apoio

de edifícios de múltiplos andares. Considerando o grande número de edifícios altos que estão sendo construídos atualmente no Brasil e o recente interesse notável de outros países para avaliar esta solução, o estudo aqui apresentado tem ampla aplicação.

Esta pesquisa procura responder as perguntas: Como as paredes de contraventamento dotadas de aberturas e parcialmente grauteadas podem contribuir para a estabilidade das cargas laterais de edifícios em alvenaria estrutural. Será que essas paredes se comportam como pórticos ou as regiões sob as aberturas se comportaram como uma biela? Quais são as diferenças entre a concepção de uma viga rígida de concreto armado ou viga de alvenaria para acoplar as paredes de contraventamento?

Os resultados dos ensaios do programa experimental aqui apresentados, desenvolvido na Brigham Young University, em paredes de alvenaria de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas foram analisadas e comparadas com os resultados do programa experimental, desenvolvidos por Long (2006); Shedid (2009) e Banting (2013), em paredes de alvenaria de contraventamento armada e totalmente grauteadas e sem aberturas. As paredes aqui referidas e comparadas, para ambas as pesquisas, foram construídas com o mesmo tipo de bloco, escala  $\frac{1}{2}$ , e entregues pelo mesmo fabricante.

Os resultados dos ensaios podem também contribuir para difundir o uso de estruturas de alvenaria em edifícios altos como amplamente visto no Brasil e podem contribuir para espalhar também seu uso em áreas sísmicas e ventosas na América do Norte, Austral, Ásia e outros. A pesquisa aqui realizada teve como objetivo o estudo do comportamento de paredes de contraventamento,  $\frac{1}{2}$  escala, acopladas por vigas de concreto armado ou de alvenaria, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

## ***1.8 ESCOPO E ORGANIZAÇÃO DA TESE***

A seguir é apresentada como a tese foi dividida e organizada com o intuito de apresentar ao leitor um resumo das pesquisas realizadas, incluindo objetivos, justificativas, metodologias, os programas experimentais, os resultados, as análises, conclusões e recomendações.

### **1.8.1 ESCOPO**

Esta tese é dividida em quatro partes, e o programa experimental foi realizada com o apoio de parceiros tradicionais em pesquisas da UNESP, University of Calgary (Canadá) e da Brigham Young University (EUA). Avaliou-se parâmetros e características de alvenarias com

blocos de concreto de alta resistência à compressão axial (acima de 18 MPa quando se considera a área bruta). A primeira parte apresenta um programa experimental onde foi realizada a caracterização das propriedades de alvenarias de concreto de alta resistência e a proposta de uma nova forma de capeamento seco para ensaio de blocos de concreto, incluindo também a determinação de traços ótimos de graute, com e sem o uso de aditivo compensador de retração, utilizando blocos de concreto de 16, 24 e 30 MPa na área bruta. Os principais pontos estudados foram:

- Dosagens de graute com e sem uso de aditivos e a eficiência prismas grauteados, comparados com prismas ocos;
- Relações prisma (oco e grauteado)/bloco;
- Resistência da tração na flexão;
- Módulo de elasticidade na compressão;
- Resistência dos prismas com idades diferentes (14 e 28 dias).

Nesta etapa foram caracterizados os prismas ocos e grauteados e os blocos, com medida de módulo de deformação, para as combinações de resistências de blocos, argamassas e grautes com e sem aditivo. Também foram avaliadas as resistências de tração na flexão e a resistência à compressão dos prismas ocos e grauteados com idades diferentes. A Tabela 1,

Tabela 2 e Tabela 3 ilustram os ensaios realizados nesta fase da pesquisa.

Tabela 1 – Ensaios confirmação de traços de graute – 1º etapa.

Tipos	Traço		Ensaio	
	Volume	Massa	Cp's de graute	Quantidade (Cp's)
C25	1: 0,1:1,9:1,8	1:0,06:2,69:2,28	Sem aditivo	3
			Com aditivo 1,5%	3
			Com aditivo 2,0%	3
C30	1:0,1:1,4:1,6	1:0,06:1,98:2,02	Sem aditivo	3
			Com aditivo 1,5%	3
			Com aditivo 2,0%	3
C40	1:0,1:1,15:1,3	1:0,06:1,63:1,64	Sem aditivo	3
			Com aditivo 1,5%	3
			Com aditivo 2,0%	3

Tabela 2 – Ensaio de blocos e de prismas (oco e cheio) propostos – 2º etapa

$f_{bk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	$f_{gk}$ (MPa)	Argamassa	Bloco	Prisma oco	Prisma grauteado sem aditivo			Prisma grauteado com aditivo (1,5%)			Prisma grauteado com aditivo (2,0%)		
			NBR 13279/2005	NBR 12118/2011	NBR 15961- 2/2011	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
16	12	25	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
		30		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
		40		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
24	18	25	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
		30		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
		40		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
30	24	25	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
		30		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
		40		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
Total			18	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54

(1) Ensaio de prisma, NBR 13561-2/2011

(2) Ensaio de graute, forma estanque, cilindro, NBR 5739

(3) Ensaio de graute, forma de bloco, cubo, ASTM C 1019 - 00b

Tabela 3 – Ensaio tração na flexão e cisalhamento – 2º etapa.

$f_{bk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	Número de ensaios	
		Tração na flexão	Cisalhamento
		NBR 15961-2/2011	NBR 14321/1999
16	12	6	6
24	18	6	6
30	24	6	6
TOTAL		18	18

Na segunda parte da pesquisa foram realizados os ensaios de caracterização da resistência à compressão de paredes de alvenarias com blocos de concreto de alta resistência, variando a forma de assentamento, grauteamento e avaliando a condição de haver uma cinta grauteada de menor resistência no meio da parede. O programa experimental desta etapa baseou-se na realização dos seguintes ensaios:

- Ensaio à compressão axial simples de paredes de alvenaria com blocos de concreto de 16, 24 e 30 MPa:
  - a. Paredes não-grauteadas com cinta a meia altura, e assentamento total (canaletas com menor resistência);
  - b. Paredes não-grauteadas, com assentamento parcial (argamassa apenas nas laterais dos blocos);
  - c. Paredes grauteadas, com cinta a meia altura (canaletas com menor resistência);

A Tabela 4 apresenta o resumo dos ensaios realizados para esta etapa.

Tabela 4 – Quantidade de Ensaios de paredes

$f_{bk}$	$f_a$	$f_{gk}$	Ensaio de Parede: 1.20 x 2.20 (metros)			
MPa	MPa	MPa	Parede oca com cinta (arg. Total)	Parede oca simples (arg. Total)	Parede oca simples (arg. parcial)	Parede grauteada com cinta 0.80x2.20
34	24	40	3	3	3	3
16	12	25	3	0	3	3
24	18	30	3	0	3	3
Total			9	3	9	9

Na terceira parte foram realizados ensaios de caracterização de prismas justapostos de cinco blocos de altura (ocos e grauteados). Os prismas ensaiados foram carregados excêntrica e concentricamente. O programa experimental desta etapa baseou-se na realização dos seguintes ensaios:

- Ensaio de compressão de prisma de alvenaria com blocos de concreto de 16, 24 e 30 MPa:
  - a. Prismas não-grauteados com carregamento centrado;
  - b. Prismas não-grauteados com carregamento excêntrico – Excentricidade de 23,33 mm;
  - c. Prismas grauteados (sem uso de aditivo) com carregamento centrado;
  - d. Prismas grauteados (com uso de aditivo) com carregamento centrado;
  - e. Prismas grauteados (com uso de aditivo) com carregamento excêntrico – Excentricidade de 23,33 mm;

A Tabela 5 apresenta o resumo dos ensaios realizados para esta etapa.

Tabela 5 – Quantidade de Ensaio de prismas contra fiados (altura: cinco blocos; comprimento: um bloco)

Prisma justaposta: 39 x 99 (cm)									
Designação				Prisma oco		Prisma grauteado sem aditivo		Prisma grauteado com aditivo	
				Carregamento					
$f_{bk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	$f_{gk}$ (MPa)	Bloco	Concêntrica	Excêntrica	Concêntrica	Excêntrica	Concêntrica	Excêntrica
16	12	25	12	6	6	6	0	6	6
24	18	30	12	6	6	6	0	6	6
30	24	40	12	6	6	6	0	6	6
Total			36	18	18	18	0	18	18

Na quarta e última parte foi estudado o comportamento de pórticos de alvenaria sob ação de força lateral no plano (painel de contraventamento) com o objetivo de avaliar o comportamento, a resposta a cargas laterais, a forma de ruptura e a rigidez pós-fissuração das paredes de contraventamento dotadas de aberturas. Dez paredes de três andares foram submetidas à força lateral. O carregamento foi aplicado de forma cíclica (2 sentidos) e incremental (histereses) utilizando atuador MTS. Os ensaios foram realizados com blocos de 14 cm de espessura e resistência nominal de 16 MPa (valor máximo indicado como disponível no mercado).

## 1.8.2 ORGANIZAÇÃO

Com o intuito de guiar o leitor ao longo da tese, apresenta-se a seguir uma breve descrição do conteúdo de cada capítulo.

Capítulo 1: este capítulo apresenta a contextualização do tema da pesquisa realizada apresentando sua relevância, a justificativa, sua metodologia e definindo os objetivos a serem atingidos.

Capítulo 2: este capítulo, primeiramente, contém a revisão bibliográfica relativa aos trabalhos experimentais de caracterização dos materiais da alvenaria e seus elementos, já realizados na temática de caracterização do comportamento da alvenaria estrutural. Apresenta uma revisão sobre a regularização das faces dos blocos de concreto antes do ensaio. Aborda também uma discussão sobre o uso de aditivos na dosagem do graute para melhorar a eficiência



da alvenaria. Ainda dentro da caracterização da alvenaria, faz-se uma análise ao conceito do gradiente de deformação e sobre a relação tensão-deformação da alvenaria. A revisão bibliográfica aborda também uma discussão sobre os modelos estruturais reduzidos aplicados a alvenaria estrutural e a influências no comportamento real da estrutura.

Em seguida este capítulo contém uma revisão bibliográfica relativa aos trabalhos experimentais, já realizados na temática da análise de paredes de alvenaria de contraventamento com aberturas. Aborda também uma discussão sobre a rigidez pós-fissuração, a ductilidade e a capacidade de carga lateral das paredes de alvenaria de contraventamento dotadas de abertura, assim como, a influência dessas aberturas no comportamento das paredes de contraventamento. São apresentados os métodos encontrados na literatura para estimar a rigidez pós-fissuração e a capacidade de carga lateral bem como os conceitos de ductilidade usualmente empregados para avaliação do comportamento estrutural das paredes de alvenaria de contraventamento dotadas de abertura.

Do capítulo 3 ao capítulo 7: contempla o programa experimental, referente a parte 1 até a parte 4, apresentando os resultados, as discussões, a análise dos resultados e a conclusão referente a cada parte do programa experimental.

Capítulo 8: neste capítulo são apresentadas as conclusões gerais da tese.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O uso de blocos de concreto de alta resistência, com resistências superiores a 16 MPa na área bruta tem aumentado nos últimos anos. Blocos de concreto de 16 a 20 MPa (na área bruta) tornaram-se disponíveis na maioria das grandes cidades e têm sido utilizados para a construção de edifícios altos. No entanto, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos. A revisão bibliográfica foi realizada com o intuito de ajudar o pesquisador a entender melhor os resultados dos programas experimentais e com isso tentar validá-los.

### 2.1 MATERIAIS PARA A ALVENARIA ESTRUTURAL

Os concretos de alta resistência são aqueles que apresentam médias de resistência à compressão acima das utilizadas em larga escala em obras convencionais. Por exemplo, em obras de edificações no Brasil, nas quais as resistências ( $f_{ck}$ ) normalmente não ultrapassam 20 MPa, concretos com resistências de 50 MPa são considerados como sendo de alta resistência. Nos EUA, onde se tem certa tradição na produção de concretos com resistência mais elevada, também se considera concretos de alta resistência os que possuem  $f_{ck}$  a partir de 50 MPa, já tendo sido produzidos concretos de até 170 MPa. O estudo aqui realizado trabalha com blocos de alvenaria de concreto com resistência nominal referidos na área líquida de 32 a 70 MPa. Para a produção deste tipo de blocos deve-se trabalhar com concretos de alta resistência. Uma das aplicações do concreto de alta resistência na construção civil tem sido em edifícios altos.

Por haver uma infinidade de materiais constituintes do concreto a disposição no mercado, a seleção de materiais para produção de concretos de alta resistência não é simples, pois existem cimentos e agregados com grandes variações nas suas composições e propriedades e ainda não foi estabelecido um padrão específico de uso na produção de blocos de concreto. A situação é agravada pelo fato de que inúmeros aditivos químicos e adições minerais são utilizados simultaneamente, e não existem regras simples que permitam realizar facilmente a escolha dos materiais mais adequados. Portanto, as características e propriedades dos elementos de alvenaria construídos com esses concretos podem afetar benéficamente ou não o comportamento das alvenarias.

Um elemento em alvenaria é composto de alguns ou todos os materiais componentes: blocos, argamassa, graute e armaduras. O conhecimento das interações entre esses materiais e

outros aspectos que afetam as propriedades físicas e mecânicas do elemento são necessários para entender o funcionamento básico da alvenaria.

Segundo Thomaz (1988), tanto a forma geométrica do componente de alvenaria, como diversos outros fatores intervêm na fissuração e na resistência final de uma parede submetida a esforços axiais de compressão tais como: módulos de deformação longitudinal e transversal dos componentes de alvenaria e da argamassa de assentamento; rugosidade superficial e porosidade dos blocos; poder de aderência, retenção de água, elasticidade, resistência e índice de retração da argamassa de assentamento; espessura, regularidade e tipo de junta de assentamento e, finalmente, esbeltez da parede produzida. Ainda de acordo com Thomaz (1988), sempre que os valores de resistência característica utilizados na concepção estrutural basearem-se nos resultados dos ensaios, incluindo, o caso de alvenaria especial (como o caso da alvenaria com blocos de concreto de alta resistência), a resistência e deformabilidade desses elementos devem ser baseadas em ensaios em corpos de prova, feitos a partir de materiais com as mesmas propriedades e resistências características, como os efetivamente utilizados na construção.

A caracterização dos materiais da alvenaria é importante para a determinação da capacidade estrutural e para o controle das obras em alvenaria estrutural. Esta caracterização inclui ensaios laboratoriais ou de campo dos blocos, das argamassas, dos grautes e dos elementos da alvenaria, nomeadamente, prismas, paredinhas ou paredes. Os métodos de ensaio estão disponíveis nas normas nacionais e internacionais, onde são disponibilizados os requisitos e orientações para o uso desses ensaios para determinar o comportamento para avaliação estrutural e para a garantia da qualidade das obras. De acordo com Parsekian *et al.* (2014 pag. 161) entender as propriedades da alvenaria é o primeiro passo para entender a alvenaria.

A alvenaria é um elemento compósito não homogêneo, não isotrópico que existe em muitas formas e que compreende blocos de forma variável, tamanho e características físicas. Os parâmetros que são mais significativos quando se considera o projeto estrutural relacionam-se com resistência e propriedades elásticas, isto é, resistência à compressão axial, resistência à flexão e ao cisalhamento, módulo de elasticidade, coeficiente de atrito, e a deformabilidade. A resistência à tração é geralmente ignorada nos projetos de alvenaria.

Os blocos estruturais de concreto são caracterizados segundo suas propriedades influenciando dessa forma as principais características da alvenaria, nomeadamente a resistência à compressão, a tração, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

De acordo com algumas normas internacionais e nacional de alvenaria, a resistência à compressão pode ser determinada por meio de ensaios em paredes. Contudo, na ausência destes ensaios, a resistência à compressão da alvenaria pode ser determinada com base na resistência dos blocos.

A norma brasileira de alvenaria estrutural de blocos de concreto, NBR 15961 partes 1 e 2(2011), não traz nenhuma especificação quanto à resistência máxima dos blocos de concreto. Simplesmente prescreve que a resistência característica à compressão simples da alvenaria  $f_k$  deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR 8949,1985) ou ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma  $f_{pk}$  ou ainda em 85% de uma pequena parede  $f_{ppk}$ . A referida norma foi concebida com base em pesquisas em blocos de alvenaria com resistência moderada, aproximadamente 12 MPa. A norma americana, ACI 2013, Tabela 2, traz recomendações de utilização de blocos de resistência à compressão de até 30 MPa na área líquida (aproximadamente 15 MPa na área bruta), para estimar a resistência à compressão da alvenaria. A norma AS 3700-2001 contém algumas prescrições para utilização de blocos de alvenaria considerando resistência acima de 50 MPa na área líquida. A Tabela 3.1 da norma mostra algumas dessas prescrições. A norma canadense, CSA S304.1 -04, considera a utilização de blocos de alvenaria com resistência à compressão de até 40 MPa na área líquida para estimar a resistência da alvenaria. A norma Mexicana de alvenaria, NMX-C-404-ONNCCE, prescreve alguns procedimentos para estimar a resistência da alvenaria e observa-se a utilização de blocos de alvenaria de até 40 MPa na área líquida. Das prescrições da BS 5628 – 1: 2005 – Parte 1, observa-se a utilização de blocos com resistência à compressão de até 40 MPa na área líquida.

### 2.1.1 INFLUÊNCIA DO GRAUTE NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA

O graute para a construção de alvenaria é uma mistura de alto *slump*, de materiais cimentícios, agregados grossos e/ou finos, e água, e é usado para preencher os vazados dos blocos de concreto. As normas técnicas, ASTM C476 (2009) no caso, especificam dois tipos

de graute para alvenaria: graute fino quando apenas agregados finos são usados e graute grosso quando uma combinação de agregados finos e de grossos são usados. Quando usado em alvenaria armada, o graute mantém a armadura no lugar e liga os blocos à armadura, permitindo que elas atuem como um sistema único para resistir às cargas aplicadas. Entre outras propriedades, o graute aumenta a resistência ao fogo, o desempenho acústico, a resistência à explosão e a capacidade de ancoragem da alvenaria, NCMA EK 9-4<sup>a</sup> (2005). A resistência à compressão do graute tem uma influência no comprimento de desenvolvimento da armadura e, em menor grau, na resistência à compressão da alvenaria grauteada e é também importante do ponto de vista do controle de qualidade, Drysdale e Hamid (2008).

O graute afeta a resistência à compressão da alvenaria de concreto, Steadman *et al.* (1995); Drysdale e Hamid (1979). A alvenaria de concreto é um material composto feito, em sua forma mais simples e chamado de alvenaria oca ou grauteada, com blocos e argamassa. Graute na alvenaria pode ser utilizado sozinho ou em combinação com armadura para formar alvenaria grauteada e alvenaria armada, respectivamente. Estes materiais individuais quase certamente têm resistências diferentes, e a interação entre estes materiais individuais produz um estado de tensão complexo sob carregamento. A resistência à compressão da alvenaria grauteada é superestimada se for utilizada a superposição das capacidades do prisma oco e da coluna de graute formada nos vazados, como demonstra Drysdale e Hamid (1979).

Algumas normas de construção de alvenaria (TMS/ACI (2013), canadense - CSA S304-14 (2014), americana - MSJC code (2013) e australiana – AS 3700) permitem que os resultados de ensaios de compressão axial em prismas de alvenaria ocos ou grauteados sejam a base para determinar a capacidade resistente de elementos de alvenaria ocos ou grauteados, respectivamente, permitindo que a resistência à compressão da alvenaria,  $f'_m$ , seja a dos prismas. A coluna de graute formada nos vazados dos blocos aumenta a área da secção transversal da alvenaria de concreto permitindo que o elemento de alvenaria suporte cargas de compressão, de cisalhamento e laterais mais elevadas. A alvenaria de concreto grauteada, no entanto, é menos eficiente do que a alvenaria de concreto não grauteada, Gayed *et al.* (2012); Ross *et al.* (2013); Fortes *et al.* (2014), em outras palavras, a tensão de compressão última do prisma oco é maior que a do prisma grauteado.

A alvenaria tem sido usada na construção de muitos edifícios altos nos Estados Unidos, Koski (1992); Wallace (1997); Hooker (1993); Suprenant (1989); Hotchwalt e Amrhein (2012), bem como em outras partes do mundo. No início, um dos obstáculos durante a

construção da alvenaria alta era a resistência à compressão dos blocos de alvenaria, que exige paredes grossas para resistir às altas cargas de compressão. O avanço no material e nas tecnologias de fabricação eliminou a limitação de resistência à compressão e hoje, os blocos de alvenaria com resistência à compressão de mais de 35 MPa podem ser facilmente fabricados. Outra limitação percebida no início e para regiões sísmicas é que os edifícios altos de alvenaria não podem ser construídos. O desenvolvimento da alvenaria armada, entretanto, fez disso uma possibilidade real. De fato, há muitas estruturas altas de alvenaria em zonas de elevada ação sísmica, incluindo o Pasadena Hilton Hotel, localizado em Pasadena, CA; O Queens's Surf Condominiums, localizado em Long Beach, CA; O Holiday Inn Burbank-Media Center, localizado em Burbank, CA, uma das áreas sísmicas mais graves do mundo; e o Excalibur Hotel, localizado em Nevada, NV, Hotchwalt (2012). Portanto a economia é a única limitação real, que, no entanto, pode ser atenuada com um planejamento e execução cuidadosos. Edifícios altos de alvenaria podem ser uma alternativa econômica e arquitetônica viável para outros tipos de construções.

O aumento da área da seção transversal em alvenaria de concreto grauteada em combinação com blocos de alta resistência permite que construções de alvenaria ainda mais altas sejam construídas. Na cidade de São Paulo, Brasil, por exemplo, o recente *boom* da construção levou à constituição de centenas de edifícios residenciais de alvenaria de concreto na faixa de 15 a 20 andares. Os códigos e normas existentes são, no entanto, limitados, uma vez que não apresentam valores de resistência à compressão de alvenaria para blocos de alta resistência e a demanda por carga de compressão pode ser tão alta quanto à demanda de carga a flexão para edifícios altos. Se a alvenaria de concreto se tornar uma alternativa viável para construções desse tipo, a alta demanda de carga de compressão pode exigir o uso de graute em combinação com blocos de alta resistência. A necessidade de valores de resistência à compressão de alvenaria para blocos de alta resistência é aparente.

### 2.1.2 CAPEAMENTO DE BLOCOS DE CONCRETO

Um ponto importante em ensaios de compressão axial de blocos de alvenaria é o mecanismo de carregamento do topo e da base, incluindo tipo de capeamento, ou seja, material e forma de disposição, e a rigidez da placa de carregamento. Nessa parte da revisão da literatura é dada atenção às formas de regularização das superfícies dos blocos de concreto, ou seja,

capeamento, antes do ensaio de compressão axial, incluindo os tipos de materiais empregados e as respectivas formas de disposição.

De acordo com Drysdale e Hamid (2008), a resistência à compressão de blocos de alvenaria de concreto é importante sobre dois pontos de vista. Em primeiro lugar, quanto maior a resistência do bloco, melhor a durabilidade sob condições severas de intemperismo. Em segundo lugar, a resistência dos blocos, juntamente com a resistência da argamassa, pode servir como base para determinar a resistência à compressão necessária da alvenaria. O ensaio para determinar a resistência à compressão do bloco é o principal ensaio de controle de qualidade na indústria de blocos de concreto.

O capeamento do bloco deve ser utilizado para obter uma superfície lisa e plana e é necessário para assegurar uma distribuição uniforme da carga durante o ensaio. O capeamento do bloco, portanto, é feito com um material capaz de se ajustar às imperfeições e rugosidades das superfícies do bloco e suficientemente duro para assegurar uma carga uniforme ao determinar a resistência do bloco. O material ideal é uma pasta que é macia e capaz de ser moldada durante o processo de capeamento, mas que se torna resistente antes do ensaio. A pasta de enxofre era o único material de capeamento permitido por normas, mas atualmente algumas normas permitem o uso de outros materiais, como o gesso ou a pasta de cimento. A maioria das normas substituiu completamente o uso de enxofre devido às preocupações ambientais e os riscos para a saúde do operador do laboratório. Por exemplo, a pasta de gesso é o único material de capeamento permitido pela ASTM C140 (2016), que, por referência, é também o único material de capeamento permitido pelo CSA A165.1 (2014). A pasta de cimento é o único material de capeamento permitido pela ABNT NBR 12118 (2011), que também permite que a superfície do bloco seja retificada suavemente. Quando se utiliza uma pasta, o processo é tipicamente referido como um capeamento duro, úmido ou ligado.

O uso da pasta de cimento é relatado por produzir resultados semelhantes aos que são utilizados quando se utiliza pasta de enxofre, embora seja mais provável que apresente maior variabilidade devido à maior influência do técnico durante o procedimento de capeamento (MAURÍCIO *et al.*, 2004; FORTES, 2012; FORTES *et al.*, 2013, ROMAGNA, 2000, CALÇADA, 1998, MOHAMAD, 2007, GRIVEL, 2014). O procedimento de capeamento em bloco usando pasta de cimento ou pasta de gesso deve resultar em uma superfície plana, lisa e uniforme no momento do ensaio, irregularidades não são permitidas. Assim, o procedimento de capeamento com pasta de cimento ou pasta de gesso deve ser realizado em uma superfície

plana e nivelada e depende da experiência do técnico de laboratório. O processo é demorado, uma vez que os ensaios de compressão só podem ser realizados após três dias quando se utiliza a pasta de cimento (NBR 12118/2011) e um dia quando se utiliza a pasta de gesso (ASTM C 1552). A utilização destes dois materiais de capeamento ligado, apesar de viáveis, necessitam de mais tempo de preparação (geralmente o bloco não pode ser ensaiado no mesmo dia) e mais tempo de trabalho.

Outro método para regularizar a superfície do bloco é de retificar a superfície, o que é permitido pela ABNT NBR 12118/2011. De acordo com Fortes (2012); Fortes *et al.* (2013) e Barbosa *et al.* (2009), o método apresenta bons resultados com baixa variabilidade em relação ao método de pasta de cimento. A única limitação que tem sido observada está relacionada com a utilização de bloco de baixa resistência (por exemplo, menos de 10 MPa) quando a dureza do bloco não consegue resistir à retificação. O técnico deve ter experiência para garantir a integridade dos blocos, isto é, as bordas dos blocos não devem quebrar, e o processo não deve ser realizado muito rapidamente. A retificação das faces do bloco é adotada pela indústria brasileira de blocos de concreto. A questão relacionada com o processo de retificação é a utilização de água durante o processo. O bloco fica úmido, o que pode levantar questões sobre a validade dos resultados do ensaio no mesmo dia. Para eliminar quaisquer preocupações alguns produtores evitam o uso da água, e retificam as faces do bloco a seco, caso necessitem dos resultados no mesmo dia. Isto é mais provável de ocorrer quando se quer obter a resistência à compressão aos 3 dias de um lote de produção de bloco. A retificação também exige a aquisição de um novo equipamento.

Um possível procedimento de capeamento econômico é o do capeamento macio, seco ou não ligada usando materiais tais como chapa dura, forro pacote, madeira compensada, e neoprene. O ensaio pode ser realizado sem demora uma vez que só necessita de um pedaço do material de capeamento seco para ser colocado nas superfícies superior e inferior do bloco. Vários estudos têm sido realizados usando capeamentos secos com resultados satisfatórios como os obtidos por Fortes (2012), Fortes *et al.* (2013), Fonseca *et al.* (2013), Grivel (2014), Osama e Ameer (2003), Barbosa (2008), Mota (2001), Frasson (2008), Izquierdo (2011), Mohamad (2007) e Izquierdo *et al.* (2012). Embora o capeamento seco produza bons resultados e seja fácil de usar, os autores das referências acima mencionadas recomendam que a comparação entre os ensaios realizados com materiais ligados e não ligados seja feita com



cuidado, uma vez que mudanças no valor de carga de ruptura e modo de ruptura podem acontecer.

O desafio para um bom capeamento seco é encontrar um material que produza resultados globais semelhantes aos obtidos quando o capeamento é feito com materiais como gesso e a pasta de cimento, conforme especificado nas normas norte-americana e brasileira, respectivamente. De acordo com Fortes (2012), Fortes *et al.* (2013) e Grivel (2014), há duas grandes dificuldades com o capeamento: uma delas é determinar a espessura e dureza adequadas do material seco, e a outra, é que muitas vezes os blocos de concreto apresentam pequenas depressões no centro das paredes dos blocos (veja a Figura 1). Embora a espessura e a dureza do material possam ser adequadamente determinadas, tal material normalmente não se adapta à depressão eventualmente presente em alguns blocos. Fortes (2012) e Grivel (2014) recomendam que as depressões no centro das paredes dos blocos sejam regularizadas antes do ensaio fazendo uso da pasta de gesso. A face do bloco deve estar plana e regular.

Assim, materiais de capeamento seco, podem ser utilizados para o ensaio de compressão em blocos de concreto, uma vez que só precisa de um pedaço do material de capeamento seco para ser colocado nas superfícies superior e inferior do bloco. Dependendo da qualidade de fabricação do bloco, podem ser necessárias pequenas regularizações nas superfícies dos blocos de alvenaria com pasta de gesso ou pasta de cimento.

## **2.2 PESQUISAS REALIZADAS COM PRISMAS**

Ensaio de resistência à compressão de prismas são utilizados para a determinação da capacidade resistente da alvenaria e também para o controle de obra. Essa importância faz do ensaio de prisma um dos principais temas de pesquisa nas últimas décadas, além das relações dessa resistência com a resistência à compressão de blocos e paredes, Hilsdorf (1969) Brown e Whittlock (1982); Hamid e Drysdale (1979); Chahine (1989); Camacho (1995); Casali (2012); Gayed *et al.* (2012); Ross *et al.* (2013); Thompson *et al.* (2013); Romagna (2000). Portanto o prisma é definido em várias normas como o principal corpo de prova para avaliação das alvenarias, ao invés de paredes em escala real ou mesmo pequenas paredes.

### **2.2.1 CARREGAMENTO CONCÊNTRICO**

Segundo a ABNT NBR 15961-1: 2011, a resistência característica à compressão simples da alvenaria  $f_k$  deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR

8949,1985) ou ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples do prisma  $f_{pk}$  ou 85% de uma pequena parede  $f_{ppk}$ . Esses valores se referem todos na área bruta, ou seja:

- $f_k = 0,70f_{pk}$  - Resistência característica à compressão simples da alvenaria, determinada com base no ensaio de prismas.
- $f_k = 0,85f_{ppk}$  - Resistência característica à compressão simples da alvenaria, determinada com base no ensaio de pequenas paredes.

De acordo com Masonry Standards Joint Committee (MSJC) *code* (2011), a resistência à compressão da alvenaria,  $f_m$ , pode ser determinada pelo método de ensaio dos prismas ou alternativamente pela resistência à compressão dos blocos de alvenaria de concreto e do tipo de argamassa especificada pelo engenheiro. Quando o método alternativo (chamado de método da resistência dos blocos) é utilizado, pode assumir que a resistência à compressão dos prismas, se necessário, é a resistência da alvenaria (e ao contrário quando o método do prisma é utilizado). A Tabela 6 que em parte reproduz os valores da MSJC *code* (2011), mostra na coluna 1 e na coluna 2 a resistência à compressão dos blocos de alvenaria na área líquida, de acordo com o tipo de argamassa, e na coluna 3 é especificado a resistência à compressão da alvenaria na área líquida. Os valores da MSJC *code* (2011) são valores conservadores derivados de limites inferiores do ajuste de curvas. Os valores na coluna 4 e 5 são as relações entre a resistência à compressão da alvenaria e dos blocos, tais relações são frequentemente chamados de eficiência da alvenaria. Como mostrado na Tabela 6, a eficiência da alvenaria varia de 0,8 a 0,6 para argamassas do tipo M e S e de aproximadamente 0,7 a 0,6 para argamassas do tipo N. Comparado com o método de ensaio dos prismas, o método de resistência dos blocos é conservador, especialmente para blocos de alta resistência.

Tabela 6. Resistência à compressão da alvenaria de concreto na área líquida (Adaptado da MSJC, 2011)

Resistência dos blocos, MPa		Resistência da alvenaria, MPa	Eficiência	
Argamassa do tipo M e ou S	Argamassa do tipo M		Argamassa do tipo M e ou S	Argamassa do tipo M
—	13,10	9,32	—	0,71
13,10	14,82	10,34	0,79	0,70
19,31	21,04	13,80	0,71	0,66
25,86	27,92	17,24	0,67	0,62
33,10	36,20	20,70	0,63	0,57

Tompson *et al.* (2013) concorda que os valores da MSJC *code* (2011) são conservadores, em outras palavras, os valores da resistência à compressão da alvenaria (ou valores da resistência à compressão dos prismas) são consideravelmente mais baixas do que seria esperado para a combinação de resistência dos blocos e do tipo de argamassa. Tompson *et al.* (2013) ensaiou vários prismas construídos, utilizando blocos e tipos de argamassa de diferentes resistências. Assim a resistência à compressão na área líquida dos blocos de concreto de 13,8 MPa a 37,9 MPa e argamassas do tipo M, S e N (com resistência à compressão de aproximadamente 20; 14,2 e 6,2 MPa) são utilizados pelos autores durante os ensaios. Cada prisma foi montado com dois meios blocos de comprimento, ou seja, prismas com uma relação altura por espessura ( $h/t$ ) de 2,0 e assentos com argamassa em todas as paredes dos blocos. Embora a maioria dos prismas ensaiados fossem ocos, alguns prismas foram grauteados com o objetivo de verificar a influência da resistência à compressão do graute na resistência medida do prisma. Os resultados dos ensaios de Thompson *et al.* (2013), que incluem apenas os prismas ocos, estão resumidos na Tabela 7. Os resultados apresentados são valores específicos (ou característicos), que são próximos do intervalo de confiança de limite inferior de 95%, mas escolhidos por praticidade. Os valores entre parênteses são os valores médios. A eficiência da alvenaria, mostrada nos colunas 4 e 5, foram calculadas usando valores específicos e variando aproximadamente de 1,0 a 0,7 para argamassa do tipo M ou S e de 1,0 a 0,86 para argamassa de tipo N. Thompson *et al.* (2013) recomendam que a resistência à compressão da alvenaria seja limitada a aproximadamente 18,0 MPa para a argamassa tipo N. A recomendação foi feita porque os resultados exibiram grande variabilidade para prismas construídos com blocos de alta resistência e argamassa de tipo N. Alguns dos resultados de Thompson *et al.* (2013) foram incorporados na edição mais recente do MSJC *code* (2013).

Tabela 7. Resistência à compressão da alvenaria de concreto na área líquida (Adaptado de Thompson *et al.*, 2013)

Resistência dos blocos, MPa	Resistência da alvenaria, MPa		Eficiência	
	Argamassa do tipo M e ou S	Argamassa do tipo M	Argamassa do tipo M e ou S	Argamassa do tipo M
13,8	13,8 (15,8)	13,8 (14,8)	1,0	1,0
17,2	17,2 (18,6)	17,2 (17,5)	1,0	1,0
20,7	18,6 (20,9)	17,9 (20,6)	0,90	0,86
24,1	19,3 (20,6)	—	0,80	—
27,6	21,4 (22,8)	—	0,78	—
31,0	22,1 (23,7)	—	0,71	—
34,5	24,8 (25,9)	—	0,72	—
37,9	27,6 (29,2)	—	0,73	—

A resistência à compressão da alvenaria, conforme especificado pela norma Canadian Standards Association (CSA) CSA S304.1-04 (2004), também pode ser determinada a partir do ensaio de prismas ou basear-se na resistência à compressão dos blocos de alvenaria e do tipo de argamassa especificado pelo engenheiro. Os valores de resistência à compressão de alvenaria apresentados no CSA S304.1-04 (2004) são valores característicos e estão resumidos na Tabela 8 juntamente com a eficiência da alvenaria calculada. Resistência à compressão considerando a área líquida dos blocos de concreto de 10 MPa a 40 MPa e argamassas do tipo M, S e N (com resistência à compressão de aproximadamente 20; 14,2 e 6,2 MPa) são especificados pela referida norma. Para a alvenaria não grauteada, a eficiência varia aproximadamente de 0,65 a 0,55 para a argamassa tipo S e aproximadamente de 0,6 a 0,35 para a argamassa tipo N. Para alvenaria grauteada, a eficiência varia aproximadamente de 0,5 a 0,43 para a argamassa de tipo S e aproximadamente de 0,45 a 0,26 para a argamassa de tipo N. O CSA S304.1-04 (2004) lista explicitamente valores tanto para alvenaria não grauteada como para alvenaria grauteada, enquanto que os valores fornecidos no MSJC *code* (2013) são aplicáveis tanto para alvenaria grauteada como para alvenaria não grauteada. As duas últimas colunas da Tabela 8 mostram a relação entre a resistência à compressão da alvenaria grauteada e da alvenaria não grauteada. Essa relação é quase independente do tipo de argamassa e é aproximadamente 0,75, indicando que a alvenaria grauteada é menos eficiente do que a alvenaria não grauteada.

Tabela 8. Resistência à compressão da alvenaria de concreto (Adaptado da CSA S304.1-04)

Resistência dos blocos, MPa	Resistência da alvenaria, MPa				Eficiência				Grauteado/ Não grauteado	
	Não grauteado		Grauteado		Não grauteado		Grauteado		Tipo S	Tipo N
	Tipo S	Tipo N	Tipo S	Tipo N	Tipo S	Tipo N	Tipo S	Tipo N		
10,0	6,5	6,0	5,0	4,5	0,65	0,60	0,50	0,45	0,77	0,75
15,0	9,8	8,0	7,5	6,0	0,65	0,53	0,50	0,40	0,77	0,75
20,0	13,0	10,0	10,0	7,5	0,65	0,50	0,50	0,38	0,77	0,75
30,0	17,5	12,0	13,5	9,0	0,58	0,40	0,45	0,30	0,77	0,75
40,0	22,0	14,0	17,0	10,5	0,55	0,35	0,43	0,26	0,77	0,75

Gayed *et al.* (2012) estudaram a relação entre a resistência à compressão da alvenaria não grauteada e dos blocos, construindo e ensaiando 100 prismas ocós. Foram utilizados blocos de resistência à compressão na área líquida de 7,3 a 31,3 MPa e argamassa de assentamento do tipo S e N durante o programa experimental. Todos os prismas foram de 3 blocos de altura e construídos em um padrão de empilhamento com argamassamento parcial. Foram colocadas tiras de fibra (13 × 38 × 390 mm) ao longo das paredes longitudinais, superior e inferior dos prismas para assegurar um carregamento apenas nas paredes longitudinais dos blocos. Uma vez que a razão h/t dos prismas foi de 3,1, a CSA S304.1-04 (2004) exige que os resultados sejam multiplicados por um fator de 0,9 para ter em conta a diferença de relação altura/espessura. Entretanto, não está claro se os resultados relatados foram ajustados para considerar a diferença de razão h/t. Assim, assume-se aqui que os resultados relatados não foram ajustados de acordo com CSA S304.1-04 (2004) para explicar a diferença de razão h/t. Contudo, para serem consistentes com os outros resultados aqui apresentados, os resultados de Gayed *et al.* (2012) foram multiplicados pelo fator altura-espessura de 1,08, conforme prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência do prisma relatada para um prisma com uma relação h/t de 2,0. Os valores característicos (ou especificados), com valores médios entre parênteses, para o cimento Portland e grupo de cal, e para cada tipo de argamassa são apresentados na Tabela 9. A eficiência da alvenaria também é mostrada e varia aproximadamente de 0,94 a 0,56 para argamassa tipo S e de 0,59 a 0,82 para argamassa de tipo N. Usando os resultados dos ensaios, Gayed *et al.* (2012) desenvolveram uma relação entre a resistência à compressão da alvenaria não grauteada e a resistência à compressão dos blocos e utilizaram essa relação para gerar os valores propostos mostrados na Tabela 9. A tabela também mostra o aumento percentual a partir dos valores atuais do CSA S304.1-04 (2004), o que indica

que os valores do código canadense atual são ligeiramente conservadores para a argamassa tipo S, mas significativamente conservadores para a argamassa tipo N. A eficiência da alvenaria usando os valores propostos varia aproximadamente de 0,55 a 0,75, com os valores para a argamassa tipo S sendo ligeiramente superior aos valores para a argamassa tipo N. Gayed *et al.* (2012) sugerem que a resistência à compressão da alvenaria pode ser razoavelmente estimada pela multiplicação da resistência à compressão do bloco em 0,7 e 0,6 para as argamassas do tipo S e N, respectivamente. Tal sugestão pode ser válida para blocos de resistência à compressão baixa e moderada, como as relatadas por Gayed *et al.* (2012), entretanto, a sugestão pode não ser necessariamente válida para blocos de alta resistência, como as apresentadas no presente estudo.

Tabela 9 Resistência à compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Gayed *et al.*, 2012)

Resistência dos blocos, MPa	Argamassa do tipo S			Argamassa do tipo N		
	Resistência da argamassa, MPa	Resistência da alvenaria, MPa	ff.	Resistência da argamassa, MPa	Resistência da alvenaria, MPa	ff.
7,3 (8,7)	19,4	4,1 (4,9)	0,56	12,5	4,3 (5,2)	0,60
22,8 (27,3)	13,2	17,4 (20,7)	0,76	7,9	13,4 (16,1)	0,59
22,3 (26,7)	13,2	21,1 (25,2)	0,94	7,9	18,3 (21,8)	0,82
31,3 (37,4)	12,1	22,0 (26,4)	0,70	8,1	19,9 (23,8)	0,64

Tabela 10. Proposta de Resistência à compressão da alvenaria não grauteada. (adaptado de Gayed *et al.*, 2012)

Resistência dos blocos, MPa	Argamassa do tipo S			Argamassa do tipo N		
	Proposto	Aumento (%)	Eficiência	Proposto	Aumento (%)	Eficiência
10,0	6,5	0,0	0,65	6,0	0,0	0,60
15,0	11,0	12,2	0,73	9,5	18,8	0,63
20,0	15,0	15,4	0,75	13,0	30,0	0,65
30,0	20,0	14,3	0,67	17,5	45,8	0,58
40,0	25,0	13,6	0,63	22,0	57,1	0,55

Ross *et al.* (2013) construíram e ensaiaram 105 prismas de alvenaria grauteada para estudar a relação entre a resistência à compressão da alvenaria grauteada e dos blocos. Foram utilizados blocos de resistência à compressão na área líquida de 6,4 a 51,3 MPa e argamassa de assentamento do tipo S e N durante o programa experimental. A pesquisa foi comparada à

apresentada por Gayed *et al.* (2012), com três diferenças: os prismas foram grauteados, contrafiados, e assentados com argamassamento total. Uma vez que a razão h/t dos prismas foi de 3,1, Ross *et al.* (2013) multiplicaram os resultados por um fator de 0,9, de acordo com CSA S304.1-04 (2004), para explicar a relação altura-espessura diferente. Os autores relataram apenas os valores ajustados. Assim, para comparar esses resultados com os outros resultados aqui apresentados, os resultados de Ross *et al.* (2013) foram primeiro divididos por 0,9 e depois multiplicados por 1,08 conforme prescrito pela ASTM C1314 (2012). Os valores característicos (ou especificados) com valores médios entre parênteses estão resumidos na Tabela 11 para o cimento Portland e grupo cal e para cada tipo de argamassas. A eficiência da alvenaria varia de 0,34 a 1,03 dependendo do tipo de argamassa utilizada. Utilizando os resultados dos ensaios, Ross *et al.* (2013) desenvolveram uma relação matemática entre a resistência à compressão da alvenaria grauteada e a dos blocos e utilizaram essa relação para gerar os valores mostrados na Tabela 12. A Tabela 12 também mostra o aumento percentual da atual CSA S304.1-04 (2004). Ross *et al.* (2013) concluíram que os valores de compressão de alvenaria especificados pela atual CSA S304.1-04 (2004) são um tanto erráticos para a argamassa do tipo S, uma vez que os valores obtidos são maiores para blocos de baixa resistência e menores para blocos de resistência moderada do que aqueles especificados atualmente. Para a argamassa de tipo N, os valores obtidos foram consistentemente maiores do que aqueles atualmente especificados, indicando o conservadorismo da CSA S304.1-04 (2004).

Tabela 11 - Resistência à compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Ross *et al.*, 2013)

Resistência dos blocos, MPa	Argamassa do tipo S			Argamassa do tipo N		
	Resistência da argamassa, MPa	Resistência da alvenaria, MPa	ff.	Resistência da argamassa, MPa	Resistência da alvenaria, MPa	ff.
6,4 (7,6)	15,1	5,5 (6,6)	0,86	7,1	6,6 (8,9)	1,02
24,1 (29,9)	18,8	15,0 (18,6)	0,62	9,0	13,4 (16,1)	0,56
51,3 (61,4)	22,8	17,6 (21,1)	0,34	11,0	19,2 (23,0)	0,37

Tabela 12 Proposta de Resistência à compressão da alvenaria não grauteada. (adaptado de Ross *et al.*, 2013)

Resistência dos blocos, MPa	Argamassa do tipo S			Argamassa do tipo N		
	Proposto	Aumento (%)	Eficiência	Proposto	Aumento (%)	Eficiência
10,0	6,5	30,0	0,65	6,0	33,3	0,60
15,0	9,0	20,0	0,60	8,5	41,7	0,57
20,0	11,0	10,0	0,55	10,5	40,0	0,53
30,0	13,5	0	0,45	12,5	38,9	0,42
40,0	15,0	-11,8	0,38	14,0	33,3	0,35

O trabalho de Gayed *et al.* (2012) em comparação com a de Ross *et al.* (2013) suportam a premissa de que a alvenaria grauteada é menos eficiente do que a alvenaria não grauteada. A relação entre a resistência à compressão da alvenaria grauteada e a da alvenaria não grauteada é inferior a 1,0 para todos os casos, exceto para os blocos de alvenaria com resistência à compressão igual a 10 MPa. Para a argamassa de tipo S essa razão é 0,82, 0,73, 0,68 e 0,60 e para a argamassa de tipo N essa relação é de 0,89, 0,81, 0,71 e 0,66 para as resistências à compressão de blocos de 15,0, 20,0, 30,0 e 40,0 MPa, respectivamente. Essa relação diminui ligeiramente à medida que a resistência à compressão do bloco aumenta e há uma ligeira diferença entre as relações para as argamassas do tipo S e N.

Casali *et al.* (2012) estudaram a influência da geometria e do tipo de argamassa sobre a relação entre a resistência à compressão da alvenaria e as dos blocos de alvenaria, construindo e ensaiando vários prismas ocós usando quatro tipos de argamassa e dois tipos de blocos. Foram utilizados blocos de resistência à compressão na área líquida de 37,2 e 33,8 MPa e argamassa de assentamento de 10,1; 15,4; 6,9 e 9,4 MPa durante o programa experimental. Dois tipos de argamassas foram pré-misturadas e duas foram baseadas em cimento Portland-cal. Os dois tipos de blocos de alvenaria tinham espessura de paredes diferentes: 25 mm e 32 mm. Os prismas foram de 3 blocos de altura com uma relação h/t de 4,21. Para esta relação, o fator de correção de altura para espessura como prescrito pela ASTM C1314 (2012) é de aproximadamente 1,17. Os autores não indicaram ter considerado este fator de correção. Além disso, os resultados relatados eram valores médios em termos de área bruta. Não foram fornecidos dados para permitir que os valores característicos fossem calculados. Para comparar esses resultados com os demais resultados aqui apresentados, os resultados foram convertidos em área líquida (uma vez que os prismas eram ocós) e multiplicados pelo fator de correção. Os resultados estão resumidos na Tabela 13. A eficiência da alvenaria foi calculada e variou de 0,48 a 0,88. Casali *et al.* (2012) concluíram que a geometria dos blocos e o tipo de argamassa



influenciam o comportamento e a resistência da alvenaria. Os autores sugeriram que existe uma combinação adequada de blocos de alvenaria, argamassas e graute que maximizam a eficiência da alvenaria.

Tabela 13. Resistência à compressão da alvenaria de concreto (Adaptado de Casali *et al.*, 2012)

Resistência dos blocos, MPa	Espessura das paredes mm	Resistência da argamassa, MPa	Resistência da alvenaria, MPa	Eficiência
37,2	25,0	10,1	31,6	0,85
		15,4	32,8	0,88
		6,9	17,8	0,48
		9,4	21,0	0,56
33,8	32,0	10,1	28,3	0,84
		15,4	25,1	0,74
		6,9	20,9	0,62
		9,4	23,4	0,69

Ao contrário das normas americanas e canadenses, na maioria dos casos, a norma brasileira ainda permite que a resistência à compressão da alvenaria seja estimada a partir da resistência à compressão do bloco de alvenaria e do tipo de argamassa especificado pelo engenheiro. A resistência à compressão da alvenaria é determinada pelo método de ensaio de prisma de acordo com a ABNT-NBR 15961-1 (2011), que requer uma junta de argamassa em todas as paredes dos blocos, independentemente do tipo de argamassa utilizado durante a construção. Se a alvenaria é assentada com argamassa apenas nas paredes longitudinais dos blocos, a resistência de projeto da alvenaria é reduzida em um adicional de 20%.

Fortes *et al.* (2014) desenvolveram um programa experimental de ensaios à compressão para determinar a relação entre a resistência à compressão da alvenaria e a dos blocos de alvenaria de concreto. Um total de cinco traços de argamassa, quatro traços de graute e oito diferentes resistências à compressão de blocos de alvenaria de concreto foram combinados para construir 96 prismas ocios e 96 prismas grauteados, que depois foram ensaiados à compressão axial. Blocos de concreto de resistências à compressão médias variando de 21,6 MPa a 74,7 MPa (área líquida), combinadas com argamassa de 5,1 MPa a 24,7 MPa e graute de 26,1 MPa a 44,6 MPa foram utilizadas na construção dos prismas. A relação h/t dos prismas foi de 2,78, e para ser consistente com outros resultados apresentados aqui, os resultados dos ensaios foram multiplicados pelo fator altura-espessura de 1,06, como prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência medida dos prismas com aqueles dos prismas com relação

h/t de 2,0. A resistência à compressão, para os prismas ocós é apresentada na Tabela 14, os valores mostrados são valores característicos com os valores médios apresentados entre parênteses. A resistência à compressão característica variou de 16 a 35 MPa. A eficiência para a alvenaria não grauteada, utilizando valores característicos, variou de aproximadamente 0,5 a 1,0. A resistência à compressão, para os prismas grauteados é também apresentada na Tabela 12. A resistência à compressão característicos (com os valores médios apresentados entre parênteses) variou de 14 a 28 MPa. A eficiência para a alvenaria grauteada, utilizando valores característicos, variou de aproximadamente 0,4 a 0,9. Fortes *et al.* (2014) concluíram que a alvenaria grauteada é ligeiramente menos eficiente do que a alvenaria não grauteada, de fato, a resistência dos prismas grauteados é 0,75 a 0,92% (utilizando valores característicos) a dos prismas não grauteados. Hamid e Drysdale (2005), por exemplo, indicam que a resistência de prismas grauteados pode ser aproximadamente 30% menor do que os prismas não grauteados. Os resultados apresentados por Fortes *et al.* (2014) são consistentes com os resultados apresentados por Gayed *et al.* (2012) e dos de Ross *et al.* (2013), sendo que ambos os resultados mostram que a alvenaria grauteada é menos eficiente. Contudo, considerando todos os ensaios, a alvenaria grauteada nunca alcançou uma redução de 30% conforme sugerido por Hamid e Drysdale (2005), embora a redução calculada foi próxima disso para as alvenarias de alta resistência. Fortes *et al.* (2014) observaram um aumento da resistência à compressão da alvenaria com o aumento da resistência à compressão dos blocos. Contudo, segundo os autores, esse aumento não é proporcional, ou seja, a relação resistência da alvenaria-resistência dos blocos diminui com o aumento da resistência dos blocos.

Tabela 14. Resultado de ensaio em prismas.

Blocos	Prisma ocós				Prismas grauteados				Grauteado/ não grauteado
$f_b$ (MPa)	Tipo	$f'_m$ (MPa)	V	Eficiência	Tipo	$f'_m$ (MPa)	V	Eficiência	
15,6 (21,6)	<b>HP1</b>	15,8 (18,5)	6,8	1,01 (0,86)	<b>GP1</b>	13,7 (16,6)	11,1	0,88 (0,76)	0,87 (0,89)
20,4 (27,0)	<b>HP2</b>	18,0 (21,2)	15,0	0,88 (0,78)	<b>GP2</b>	16,5 (20,1)	10,5	0,81 (0,74)	0,92 (0,94)
32,1 (38,9)	<b>HP3</b>	26,6 (31,4)	8,0	0,83 (0,80)	<b>GP3</b>	19,9 (23,8)	7,4	0,62 (0,60)	0,75 (0,75)
31,7 (37,8)	<b>HP4</b>	25,6 (30,8)	10,2	0,81 (0,81)	<b>GP4</b>	21,9 (26,1)	4,2	0,69 (0,68)	0,86 (0,84)
35,1 (41,1)	<b>HP5</b>	26,8 (31,6)	7,3	0,76 (0,77)	<b>GP5</b>	22,0 (26,3)	2,9	0,63 (0,63)	0,82 (0,82)
44,3 (55,4)	<b>HP6</b>	32,7 (38,6)	4,6	0,74 (0,69)	<b>GP6</b>	25,1 (30,0)	4,5	0,57 (0,53)	0,77 (0,77)
58,0 (69,0)	<b>HP7</b>	32,7 (38,6)	3,3	0,56 (0,56)	<b>GP7</b>	25,0 (29,9)	3,8	0,43 (0,43)	0,76 (0,76)
74,5 (74,7)	<b>HP8</b>	34,9 (41,1)	0,4	0,47 (0,55)	<b>GP8</b>	27,8 (33,1)	3,8	0,37 (0,44)	0,80 (0,80)

Romagna (2000) realizou ensaios em prismas de três blocos de altura, executados com três tipos de bloco (B1, B2 e B3) e dois tipos de argamassa (A1 e A2), com o objetivo de estudar comportamento dos prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. Blocos de concreto com resistência à compressão (considerando a área bruta dos blocos) de 7,23 MPa; 13,92 e 19,4 MPa e de 14,86; 24,06 e 32,65 MPa (considerando a área líquida dos blocos) e argamassas com resistência à compressão de 8,68; 7,39 e 7,81 MPa, são utilizados na montagem dos prismas. Cada prisma foi montado com três blocos de altura, ou seja, prismas com uma relação altura por espessura ( $h/t$ ) de 4,21, assentados com argamassamento total e parcial. Para esta relação, o fator de correção de altura para espessura como prescrito pela ASTM C1314 (2012) é de aproximadamente 1,17. Os autores não indicaram ter considerado este fator de correção. Além disso, os resultados relatados eram valores médios em termos de área bruta. Não foram fornecidos dados para permitir que os valores característicos fossem calculados. Para comparar esses resultados com os demais resultados aqui apresentados, os resultados foram convertidos em área líquida (uma vez que os prismas eram ocos) e multiplicados pelo fator de correção. Os resultados dos ensaios de Romagna (2000), que incluem prismas ocos e grauteados, estão resumidos na Tabela 15 e na Tabela 16. Os resultados de resistência à compressão dos blocos e dos prismas não grauteados e grauteados são apresentados em valores médios. A eficiência dos prismas, mostrada nos pilares 5, foi calculada usando valores médios e varia aproximadamente de 0,74 a 0,64 para as argamassas utilizadas. Romagna (2000) concluiu que a influência da argamassa na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto é mais significativa para alvenaria não grauteada do que para a alvenaria grauteada, e o aumento da resistência da alvenaria não é proporcional ao aumento da resistência do graute, outros fatores tal qual a resistência do bloco e do tipo de assentamento também tem influência na resistência da alvenaria. Cunha (2001), assim como Romagna (2000), conclui que a resistência da argamassa não exerce influência na resistência à compressão dos prismas grauteados. Drysdale *et al.* (2002), por meio de ensaios de prismas com blocos de concreto, afirmam também que argamassas mais resistentes, não tem efeito apreciável na resistência à compressão da alvenaria grauteada ou não grauteada. Os autores observam uma diminuição na eficiência prisma/bloco e prisma grauteado/prisma oco quando se aumenta a resistência à compressão dos blocos de concreto. Para a alvenaria grauteada, os autores, observaram um aumento de 100% em relação à alvenaria não grauteada, quando se

utiliza blocos de concreto de menores resistências, enquanto que para blocos de concreto de resistência moderada, no caso de 14 MPa, observa-se um aumento de 70% em relação a alvenaria não grauteada e um aumento de 34% em relação a alvenaria não grauteada para o caso de blocos de concreto com resistência à compressão de 19,4 MPa.

Tabela 15 - Resultados de resistência média à compressão e eficiência prisma/bloco (ROMAGNA, 2000)

<b>(ROMAGNA, 2000)</b> <b>(prismas com duas juntas de argamassa)</b>				
Resistência compressão média das argamassas $f_a$ (MPa)	Bloco	Resistência à compressão média dos blocos $f_{bm}$ (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas ocos $f_{pm}$ (MPa)	Eficiência prisma/bloco
7,68	B1	7,23	4,63	0,64
7,39	B2	13,92	10,35	0,74
7,81	B3	19,40	12,76	0,66

Tabela 16 - Resultados de resistência média a compressão e eficiência prisma grauteado/prisma oco –  
(ROMAGNA, 2000)

<b>(ROMAGNA, 2000)</b> <b>(prismas com uma junta de argamassa)</b>				
Bloco	Resistência à compressão média dos prismas ocos $f_{pm}$ (MPa)	Resistência à compressão média dos grautes $f_{gm}$ (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas grauteados $f_{pm}^*$ (MPa)	Eficiência prisma grauteado/prisma oco
B1	4,63	G2 - 15,10	11,15	2,41
B2	10,35	G3 - 25,08	17,84	1,72
B3	12,76	G4 - 40,62	17,14	1,34

Silva (2008), para estudar a resistência à compressão da alvenaria, realizou diversos ensaios de blocos, argamassa, graute e prismas não grauteados, tendo em vista várias combinações desses elementos. Dessa forma, foram construídos e ensaiados 48 prismas não

grauteados de dois blocos de altura e 48 prismas não grauteados de três blocos de altura. Com isso, foram realizadas séries de ensaios, com a combinação dos três fatores condicionantes: geometria dos elementos de alvenaria, resistência à compressão do bloco e da argamassa. Blocos de concreto com resistência a compressão de 11,8 e 22 MPa e argamassa de assentamento com resistência à compressão variando de 5 a 22,30 MPa, foram utilizados na montagem dos prismas. A relação h/t dos prismas foi de 2,78 e de 4,21, e para ser consistente com outros resultados apresentados aqui, os resultados dos ensaios foram multiplicados pelo fator altura-espessura de 1,06 e de 1,17 respectivamente, como prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência medida dos prismas com aqueles dos prismas com relação h/t de 2,0. A resistência à compressão, para os prismas ocios é apresentada Tabela 17 e na Tabela 18, os valores mostrados são valores médios e estão resumidos para cada resistência de bloco e para cada tipo de resistência de argamassa. A eficiência da alvenaria variou de 0,51 a 1,22 dependendo da resistência à compressão da argamassa e do bloco de concreto. De acordo com os autores foi observado que a resistência da alvenaria não grauteada seguiu uma tendência crescente da resistência à compressão das argamassas. Este comportamento é descrito por vários autores, principalmente para blocos com maiores resistências. Conforme Casali *et al.* (2012), os autores sugerem, com base em análise utilizando o teste estatístico da ANOVA com 95% de confiança, que existe uma combinação adequada de blocos de concreto e argamassas que maximizam a eficiência da alvenaria não grauteada. Ainda segundo os autores a forma de ruptura da alvenaria não grauteada, não é afetada pela mudança da geometria (altura e comprimentos dos elementos), mas primordialmente influenciada pelo tipo de argamassa utilizada, seguindo uma mesma tendência de ruptura para cada combinação argamassa/bloco para todas as geometrias.

Tabela 17 - Resultados de resistência média à compressão, eficiência prisma/bloco (SILVA, 2008)

(SILVA, 2008)					
(prismas com uma junta de argamassa)					
Resistência à compressão média da argamassa $f_a$		Bloco	Resistência à compressão média dos blocos $f_{bm}$ (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas $f_{bc}$ (MPa)	Eficiência prisma /bloco
AM1	5,0	B1	11,8	10,1	0,86
AM2	10,8			14,4	1,22
AI1	7,5			9,4	0,80
AI2	22,5			13,7	1,16
AM1	5,0	B2	22	14,4	0,65
AM2	10,8			14,9	0,68
AI1	7,5			11,2	0,51
AI2	22,5			20,9	0,95

Tabela 18 - Resultados de resistência media à compressão, eficiência prisma/bloco - Silva (2008).

(SILVA, 2008)					
(prismas com duas juntas de argamassa)					
Resistência à compressão média das argamassas $f_a$ (MPa)		Bloco	Resistência à compressão média dos blocos $f_{bm}$ (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas $f_{pm}$ (MPa)	Eficiência prisma oco/bloco
AM1	5,00	B1	11,80	10,50	0,89
AI1	7,50			9,80	0,83
AM2	10,80			12,80	1,08
AI2	22,50			13,00	1,10
AM1	5,00	B2	22,00	13,80	0,63
AI1	7,50			12,10	0,55
AM2	10,80			14,11	0,64
AI2	22,50			20,20	0,92

Logullo (2006), com o objetivo de estudar a influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria com blocos de concreto construiu ensaios à compressão axial com 6 prismas não grauteados e 12 prismas grauteados com três blocos de altura, totalizando 18 prismas com diferentes combinações de resistência de bloco, graute e taxas de armadura. Blocos de concreto de resistência à compressão média de 8,64 e 15,76 MPa (considerando a área bruta do bloco), argamassa de assentamento de uma única resistência, 6,77 MPa, graute de 18,80 MPa e de 27,46 MPa e taxas de armaduras de 0,15%; 0,40% e 1,0%, foram utilizados para a montagem dos prismas. A resistência à compressão, para os prismas grauteados e não

grauteados é apresentada na Tabela 19 e na Tabela 20, os valores mostrados são valores médios e estão resumidos para as diferentes combinações de resistência de bloco, graute e taxas de armadura. Cada prisma foi montado com três blocos de altura, ou seja, prismas com uma relação altura por espessura ( $h / t$ ) de 4,21, assentos com argamassamento total. Para esta relação, o fator de correção de altura para espessura como prescrito pela ASTM C1314 (2012) é de aproximadamente 1,17. Os autores não indicaram ter considerado este fator de correção. Além disso, os resultados relatados são valores médios em termos de área bruta. Os resultados estão resumidos na Tabela 19 e na Tabela 20. A eficiência da alvenaria não grauteada, considerando a relação prisma/bloco foi calculada e variou de 0,49 a 0,65. Para a alvenaria grauteada, considerando a relação prisma grauteada/prisma não grauteada também foi calculada e variou de 1,95 a 2,01. Logullo (2006), assim como observado por outros autores, observou uma diminuição na eficiência prisma/bloco quando se aumenta a resistência à compressão dos blocos de concreto. Logullo (2006) conclui que a resistência à compressão da alvenaria grauteada é o dobro da alvenaria não grauteada para os casos ensaiados e que a homogeneidade do comportamento de deformabilidade da alvenaria é influenciada pelo grauteamento da alvenaria. Contudo, de acordo com a autora, o aumento da resistência à compressão da alvenaria grauteada não é necessariamente proporcional à relação efetiva das áreas.

Tabela 19 Resultado dos ensaios de compressão axial nos vários elementos e as respectivas eficiências –  
(LOGULLO, 2006)

<b>(LOGULLO, 2006)</b> <b>(prismas com duas juntas de argamassa)</b>				
<b>Bloco</b>	<b>Resistência à compressão média das argamassas</b>  <b>fa (MPa)</b>	<b>Resistência à compressão média dos blocos</b>  <b>fbm (MPa)</b>	<b>Resistência à compressão média dos prismas ociosos</b>  <b>fpm (MPa)</b>	<b>Eficiência prisma ocioso/bloco</b>
B1	6,77	8,64	5,63	0,65
B2	6,77	15,76	7,77	0,49

Tabela 20 - Resultado dos ensaios de compressão axial nos vários elementos e as respectivas eficiências – (LOGULLO, 2006). Cont.

Logull (2006) (prismas com uma junta de argamassa)				
Bloco	Resistência à compressão média dos grautes fgm (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas ocos fpm (MPa)	Resistência à compressão média dos prismas grauteados fpm* (MPa)	Eficiência prisma grauteado/prisma oco
B1	18,80	5,63	11,29	2,01
B2	27,46	7,77	15,17	1,95

Lengler (1998), com o objetivo de verificar a influência da geometria dos blocos na resistência à compressão da alvenaria, construiu e ensaiou 24 prismas ocos e grauteados, utilizando um tipo de argamassa (com traço em volume de 1:1:5) e dois tipos de graute. Blocos de concreto de resistência à compressão média de 11,52 (de septos finos) e 11,71 MPa (de septos grossos), argamassa de assentamento de uma única resistência, 6,77 MPa e graute de 18,80 MPa e de 27,46 MPa, foram utilizados para a montagem dos prismas. Os blocos de concreto de parede fina apresentam uma área líquida de 54,47%, e os blocos de concreto de parede grossa uma área líquida de 66%, ambos com uma área bruta de 546 cm<sup>2</sup>. A resistência à compressão, para os prismas ocos e grauteados é apresentada na Tabela 21, os valores mostrados são valores médios e estão resumidos para cada espessura de septo e de resistência do bloco e para cada resistência do graute. A eficiência da alvenaria variou de 0,57 a 1,07 e depende da resistência à compressão da argamassa, do bloco de concreto e do graute. Lengler (1998), concluíram que a espessura dos septos dos blocos de concreto interfere no desempenho da alvenaria quanto à resistência à compressão, havendo um melhoramento no aproveitamento da resistência dos blocos de concreto, tanto para a alvenaria grauteada como para a alvenaria não grauteada quando se reduz a área líquida do bloco. De acordo com os autores, prever a resistência à compressão da alvenaria por meio de tabelas sem ter em conta a geometria dos blocos e a resistência do graute quando superior à dos blocos de concreto, pode acarretar em erros no dimensionamento da alvenaria.



Tabela 21 - Resultados experimentais para os blocos e para os prismas - (LEGLER, 1998)

Tipo de bloco	Resistência à compressão do bloco (MPa)	Tipos de prisma	Resistência à compressão dos prismas (MPa)
Parede fina	11,52	Oco	6,62
		C/ Graute 1	10,71
		C/ Graute 2	12,34
Parede grossa	11,71	Oco	7,01
		C/ Graute 1	8,45
		C/ Graute 2	10,27

Jaber (2010) construiu e ensaiou vários prismas de bloco de concreto e de tijolos, grauteados e não grauteados, com o objetivo de estudar a influência da altura do prisma e do gráfico tensão-deformação no comportamento da alvenaria. Prismas com altura de 367 mm; 640 mm foram construídos. Dois tipos de blocos de alvenaria (bloco de concreto e cerâmico) foram usados para construir os prismas. Blocos de concreto de resistência à compressão média de 17,81 MPa (na área líquida) e blocos cerâmicos de resistência à compressão média de 18,1 MPa (na área líquida), argamassa de assentamento com resistência de 25,6 e 20,7 MPa e graute de 20,3 MPa, foram utilizados para a montagem dos prismas. A relação h/t dos prismas foi de 1,51 e de 3,2, e para ser consistente com outros resultados apresentados aqui, os resultados dos ensaios foram multiplicados pelo fator altura-espessura de 0,86 e de 1,1 respectivamente, como prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência medida dos prismas com aqueles dos prismas com relação h/t de 2,0. A eficiência da alvenaria variou de 0,43 a 0,52 para os prismas montados com blocos de concreto e altura de 640 mm, e foi de 0,47 para os prismas montados com blocos cerâmicos e altura de 367 mm e um aumento de 17 – 21 na resistência à compressão da alvenaria grauteada comparada com a alvenaria não grauteada. Jaber (2010) propôs uma equação empírica simples (equação 1), para obter a resistência à compressão para alvenaria, usando uma análise de regressão linear, e que pode ser usada nos procedimentos de análise de projeto. O autor observou ainda que o aumento na altura dos prismas acarreta numa redução de cerca de 30% na resistência à compressão da alvenaria. Jaber (2010), também observou um comportamento semelhante da curva tensão-deformação para a alvenaria grauteada e não grauteada e baseado em uma observação experimental o autor propôs que o módulo de elasticidade da alvenaria fosse determinado como sendo 850 vezes a resistência à

compressão da alvenaria. Jaber (2010) conclui ainda que a resistência da alvenaria é influenciada pela resistência à compressão do bloco e da argamassa.

$$f_k = 0,63f_b^{0,49}f_a + 0,5f_g^{0,3} - \text{Equação 1}$$

Izquierdo (2011) estudou a influência do tipo de assentamento da alvenaria, total ou parcial, na resistência à compressão da alvenaria não grauteada, construindo e ensaiando um total de 48 prismas. Foram utilizados blocos de resistência à compressão na área bruta de 7,48 e 11,16 MPa e argamassa de assentamento do tipo I; II; III e IV, com resistência à compressão média de 7,22, 6,12, 7,40 e 6,44 MPa respectivamente, para a montagem dos prismas. Todos os prismas foram de 2 blocos de altura e construídos justapostos e a razão h/t foi de 2,79. Os valores médios para cada tipo de assentamento, parcial ou total, são apresentados na Tabela 22. A eficiência da alvenaria também é mostrada e varia aproximadamente de 0,7 a 0,78 para a alvenaria assente com argamassamento total e 0,47 para a alvenaria assente com argamassamento parcial. A autora observou diferenças em relação a resistência à compressão axial da alvenaria assente com argamassamento total e parcial, na ordem dos 33% a 39%. Os resultados de Isquerdo (2011) estão em desacordo com norma da ABNT NBR 15961-1:2011, que especifica que uma redução de 20% na resistência à compressão da parede de alvenaria, se as juntas horizontais tiverem argamassamento parcial, e a resistência for determinada com base no ensaio de prisma ou pequena parede, moldados com a argamassa aplicada em toda a área líquida dos blocos. Quanto à forma de ruptura da alvenaria, Isquerdo (2011) observou que, de modo geral, o desenvolvimento de uma fissura vertical ao longo da espessura da alvenaria levando a divisão dos blocos por meio dos septos transversais, e essa fissura se apresentou mais acentuada e definida nos prismas com argamassamento parcial. Ainda segundo a autora, os prismas com argamassamento total apresentaram uma fissura vertical mais leve e, além disso, houve o esmagamento dos blocos.

Tabela 22 - Comparação dos resultados da resistência à compressão dos prismas – (IZQUERDO, 2011)

<b>Tipo de argamassamento</b>	<b>Resistência à compressão média dos prismas (MPa)</b>	<b>Comparação das resistências</b>
<b>I (Total)</b>	7,82	II < I em 33%
<b>II (Parcial)</b>	5,25	
<b>I (Total)</b>	5,83	II < I em 39%
<b>II (Parcial)</b>	3,55	

Calçada (1998) para entender o comportamento da alvenaria, tendo em conta a variação da geometria e da resistência do bloco e a resistência do graute, desenvolveu um programa experimental, onde ensaiou prismas de blocos de concreto, grauteados e não grauteados. Um total de 24 prismas não grauteados e 48 prismas grauteados (sendo 24 com G1 e 24 com G2), foram construídos e ensaiados à compressão axial. Para a montagem dos prismas foram utilizados blocos de concreto com duas geometrias de furo diferentes e três resistências para cada geometria. Foram utilizados blocos de concreto com resistência à compressão de 11.70; 16.21; 19.54; 6.89; 11.51 e 12.61. Os prismas foram assentados com argamassa de resistência à compressão de 5 MPa e foram grauteados com graute de 15.63 e 28.94 MPa. Cada prisma foi montado com 3 blocos de altura (relação altura/espessura igual a 4.21). Para esta relação, o fator de correção de altura para espessura como prescrito pela ASTM C1314 (2012) é de aproximadamente 1,17. Os autores não indicaram ter considerado este fator de correção. Além disso, os resultados relatados são valores médios em termos de área bruta. A eficiência da alvenaria não grauteada, considerando a relação prisma/bloco foi calculada e variou de 0,85 a 1.29. Para a alvenaria grauteada, considerando a relação prisma grauteada/prisma não grauteada também foi calculada e variou de 1,17 a 2,49.

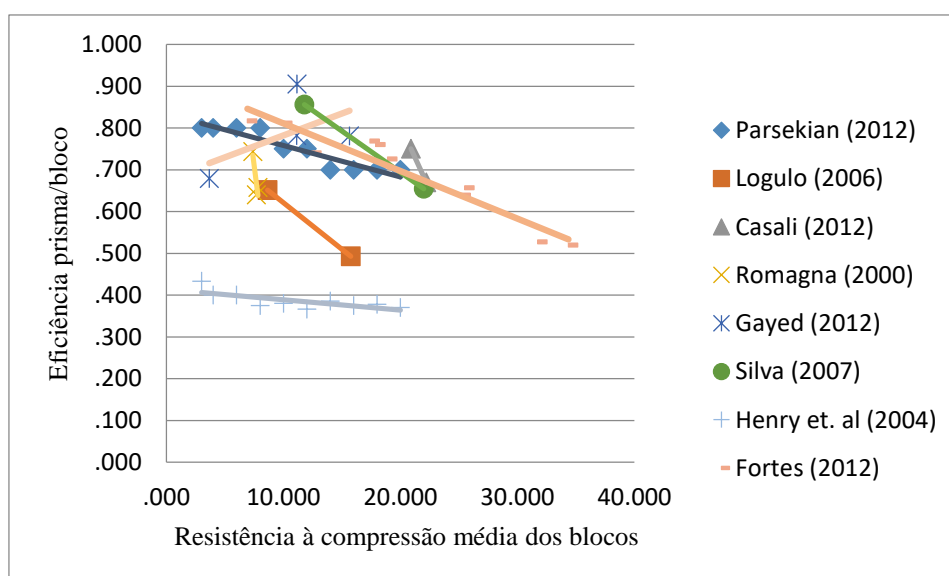
A resistência à compressão da alvenaria, uma propriedade essencial para determinar a capacidade dos elementos de alvenaria, e que pode ser obtida através do método de ensaio do prisma ou do método de resistência dos blocos.

Vários projetos de investigação abordaram especificamente este tópico. Contudo, foram limitados a blocos de alvenaria de baixa e moderada resistência à compressão (resistência inferior a 40 MPa). Conseqüentemente, os códigos e normas existentes são limitados, uma vez que, não apresentam valores de resistência à compressão de alvenaria para blocos de alvenaria

de alta resistência. Se a alvenaria é usada na construção destes edifícios altos, que é uma prática típica em muitas partes do mundo, a demanda de carga de alta compressão pode exigir o uso de blocos de alvenaria de alta resistência. Assim, a necessidade de valores de resistência à compressão de alvenaria para blocos de alvenaria de alta resistência é aparente.

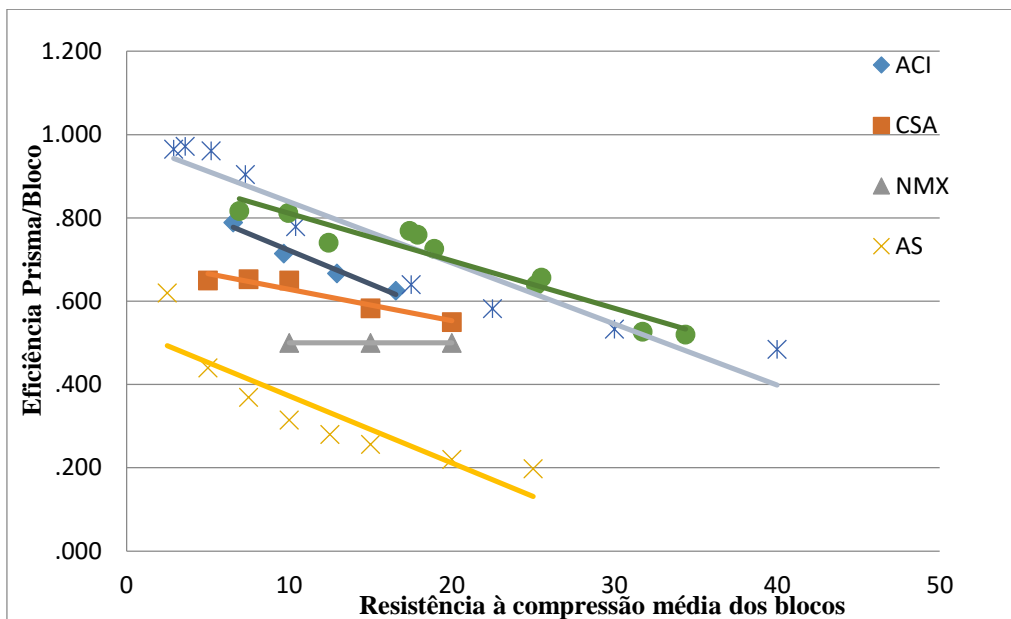
A Figura 1 apresenta as relações prisma/bloco de vários trabalhos de diversos autores, nacionais e internacionais.

Figura 1 Gráfico de relações de eficiência prismas/bloco (autores diversos) – Fortes (2012)



A Figura 2 apresenta um gráfico de relações prisma/bloco, contendo valores de várias normalizações internacionais e os resultados de eficiência prisma/bloco do trabalho realizado.

Figura 2– Gráfico de relações de eficiência prismas/bloco (normalizações) – Fortes (2012)



Outro obstáculo aos resultados existentes é a falta de várias combinações de blocos de alvenaria, argamassa e resistência à compressão de graute ao determinar a resistência à compressão da alvenaria. Mesmo para blocos de alvenaria de baixa e moderada resistência à compressão, o uso do mesmo tipo de argamassa pode afetar significativamente a resistência à compressão da alvenaria, como evidenciado pela grande variedade de valores de eficiência da alvenaria, de aproximadamente 0,25 a 1,0. A partir dos resultados acima mencionados, espera-se que a combinação de blocos de alta resistência e argamassa e graute de baixa resistência limita a resistência à compressão da alvenaria pela resistência à compressão inferior da argamassa e do graute.

### 2.2.2 CARREGAMENTO EXCÊNTRICO

As paredes de alvenaria e pilares são elementos estruturais comuns que tipicamente resistem às cargas de compressão, e um grande número de tais elementos são também necessários para resistir à carga axial combinada à flexão fora do plano, quer devido ao vento, terremoto ou excentricidade da carga de compressão axial. A resistência à compressão a flexão é geralmente maior do que a resistência à compressão axial e um conjunto razoável de dados experimentais está disponível para suportar tal afirmação. No entanto, existe pouca informação disponível para alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sujeita a cargas axiais e de flexão combinadas. A literatura atual está relacionada a blocos de alvenaria de concreto de

baixa e moderada resistência à compressão (Liu *et al.* 2005, Hou e Liu 2007, Cavaleri *et al.* 2005, Sandoval *et al.* 2011, Brencich e Gambarotta 2005).

Elementos de alvenaria não armada comprimidas, como por exemplo, paredes e pilares, exibem uma estabilidade limite que não é facilmente definida quando as cargas axiais de compressão são aplicadas excêntrica e/ou quando o elemento resiste a cargas laterais simultâneas. A estabilidade da alvenaria não armada em compressão é afetada por vários parâmetros. Além da influência da esbeltez, que foi estabelecida desde o trabalho pioneiro de Euler, a excentricidade de cargas de compressão axial tem sido reconhecida por afetar a estabilidade das paredes de alvenaria não armada. Para obter soluções práticas para este problema, a alvenaria é normalmente assumida como sendo linear, elástica em compressão e com resistência à tração zero.

Erkmen and Schultz (2009), analisou procedimentos analíticos para simular o comportamento de estabilidade complexa que é mobilizado pela combinação de cargas axiais, momento devido a carga lateral e a compressão axial excêntrica em paredes de alvenaria não armada, comparando-os com resultados experimentais. O estudo foi conduzido com o objetivo de definir soluções práticas para cargas axiais críticas em paredes de alvenaria não armada excêntrica comprimidas que também resistem a cargas laterais. O autor propõe duas formulações (Eq. 2 e 3) para estimar a carga axial crítica, definidas por uma interação altamente não linear entre a carga axial e o momento fletor em paredes de alvenaria não armada, sendo conveniente porque é expressa em termos do momento de primeira ordem do carregamento lateral.

$$P_{ef1} = 0.422P_e \left[ 1 + 1.37 \sqrt{1 - \left( \frac{M_w}{M_{mp}} \right)} \right] = P_e \left[ 0.422 + 0.578 \sqrt{1 - \frac{5.47 \left( \frac{\lambda M_w}{P_e r} \right)}{\left( 1 - 0.577 \frac{e_a}{r} \right)}} \right];$$

**Equação 2**

$$P_{ef2} = 0.422P_e \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_w}{M_{mp}}} \right] = P_e \left[ 0.422 - 0.422 \sqrt{1 - \frac{5.47 \left( \frac{\lambda M_w}{P_e r} \right)}{\left( 1 - 0.577 \frac{e_a}{r} \right)}} \right];$$

**Equação 3**

As alvenarias submetidas a cargas de compressão geralmente estão sujeitas à flexão fora do plano devido à excentricidades de carregamento, força lateral de vento ou do terremoto, continuidade com outros elementos estruturais ou ainda devido à excentricidade acidental ou variações das propriedades da parede. O momento causado pela flexão fora-do-plano é comumente descrita como uma carga axial com uma excentricidade virtual, e a resistência da secção transversal desses elementos estruturais são reguladas pela interação simultânea da capacidade resistente à carga axial e ao momento. A curva de resistência associada é referida como o diagrama de interação P-M.

Várias pesquisas demonstraram que a capacidade dos prismas de alvenaria diminui com o aumento da excentricidade e, por conseguinte, os coeficientes de excentricidade foram desenvolvidos para relacionar a capacidade de várias excentricidades à capacidade em zero excentricidade (SCPI 1969; Drysdale *et al.* 1994). Com base em análises lineares elásticas e assumindo que a resistência à tração é zero, para prismas feitos com blocos sólidos, à tensão de compressão máxima calculada na fibra mais comprimida na ruptura foi significativamente maior do que a resistência à compressão obtida a partir de carregamento concêntrico, como corroboram Turkstra e Thomas (1978) e Drysdale e Hamid (1983). Este aumento na resistência à compressão foi referido como o efeito de gradiente de deformação. No entanto, para os blocos de alvenaria ocos, o aumento na tensão de compressão na parte extrema da fibra é pequeno. Pesquisadores como Yokel *et al.*, 1971; Brown e Young 1988; Maurenbrecher 1983, observaram essas semelhanças em seus resultados experimentais.

Hou e Liu, (2007) desenvolveram um programa experimental onde 24 prismas de alvenaria, incluindo prismas grauteados e não-grauteados, foram ensaiados para investigar o efeito do gradiente de deformação na resistência à compressão da alvenaria. Os autores observaram que há uma redução da capacidade de carga como resultado de um aumento da excentricidade, sendo isso mais significativo para os prismas grauteados do que para os prismas ocos. Portanto, em uma grande relação entre a excentricidade e a espessura,  $e/t$ , os prismas ocos atingem uma carga de ruptura maior do que prismas grauteados. Com base em uma análise elástica linear, as tensões de compressão na fibra mais comprimida foram calculadas, e observou-se que o efeito do gradiente de deformação aumenta com o aumento da excentricidade para prismas grauteados, ao passo que o aumento é marginal para prismas ocos. E que o gradiente de deformação não tem um efeito significativo sobre a forma das relações de tensão-deformação para as excentricidades investigadas. Ainda os autores, com base nos

resultados obtidos no programa experimental avaliaram o diagrama retangular de tensões utilizando em ambas as normas de dimensionamento Americano e Canadense e observaram que o diagrama retangular de tensões fornece uma estimativa adequada e um pouco conservadora da resistência à compressão da alvenaria e este conservadorismo aumenta à medida que o efeito do gradiente de deformação aumenta.

Liu *et al.*, (2005) através de medições de deformação em 32 paredes de alvenaria, de blocos de concreto ensaiados sob vários carregamentos axiais, fez algumas observações sobre a natureza da variação da deformação através da espessura da parede. Os autores observaram que o perfil do gradiente de deformação em um corpo de prova carregado de forma excêntrica parece alterar visivelmente à medida que a carga aumenta uniformemente a partir de zero até a carga última. E que o gradiente de deformação está perto do linear em níveis de carga baixa, mas se torna quadrática ou cúbica naturalmente através da espessura, com o aumento dos níveis de carga. Os autores concluíram que as paredes ensaiadas sob carregamento de compressão excêntrica, a tensão máxima e a deformação máxima na fibra mais comprimida, é maior do que nas paredes concentricamente carregadas. A tensão de compressão na fibra mais comprimida para as paredes excêntrica carregadas variou de 2 a 2,5 vezes a tensão para as paredes carregadas de forma concêntrica. A deformação máxima observada pelos autores para as paredes carregadas excêntrica ficou entre 0,0035 e 0,0042. Os autores ainda observaram que o padrão de colocação das armaduras no interior das paredes tem uma influência sobre o gradiente de deformação para paredes excêntrica carregadas. Ou seja, em paredes com uma única camada de armadura o gradiente de deformação torna-se quadraticamente distribuído através da espessura, assim que a ruptura se aproxima, enquanto que para paredes com dupla camada de armadura o gradiente de deformação tem distribuição predominantemente cúbica através da espessura para a maior parte da história de carregamento.

O efeito do gradiente de deformação foi incluído na norma Canadense (CSA S304) quer aumentando o coeficiente de excentricidade teórico por certa quantidade, ou, especificando uma tensão admissível mais elevada, devido à flexão comparado com a tensão admissível devido à compressão axial. Tanto a norma americana ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 (Masonry Standards Joint Committee 2005) quanto a norma canadense S304.1-04 (CSA 2004) recomendam o uso de uma relação de tensão-deformação não linear para alvenaria em compressão, obtido a partir de prismas concentricamente carregados, para avaliar a resistência



à compressão da alvenaria. A suposição implícita é que o gradiente de deformação não afeta a forma da relação tensão-deformação.

A norma americana e a norma canadense prescrevem que a distribuição de tensões não-lineares pode ser simplificada como uma tensão equivalente para uma seção transversal de alvenaria sob uma combinação de força axial e de flexão. Uma revisão sobre o gradiente de deformação indica que enquanto normas recomendam o uso da teoria da tensão equivalente para explicar o efeito de gradiente de deformação, a sua eficácia aplicada a alvenaria ainda não foi totalmente investigada.

Baseado numa análise elástica linear e assumindo uma resistência a tração zero para a alvenaria, para prismas construídos com blocos sólidos, Turkstra e Thomas (1978), Drysdale e Hamid (1983), Yokel *et al.* (1971), Brown e Young (1988), e Maurenbrecher (1983), determinaram que a tensão máxima de compressão calculada na fibra mais comprimida na ruptura foi significativamente superior do que a resistência à compressão obtida do carregamento concêntrico. Esse aumento na resistência à compressão tem sido referido como o efeito do gradiente de deformação. De acordo com Hilsdorf (1969) o ganho de resistência à compressão é devido a uma pequena parte da junta de argamassa sobre alta tensão, o que por sua vez resulta em tensões de tração laterais menores nos blocos de alvenaria.

Cavaleri *et al.* (2005) ensaiaram vários prismas construídos usando blocos de alvenaria de calcarenite com aproximadamente 7,0 MPa de resistência à compressão e argamassa com aproximadamente 6,0 MPa de resistência à compressão. Cada prisma foi montado com três blocos e tinham 520 mm de altura, 360 mm de largura e 205 mm de espessura. Os prismas foram ensaiados sob força de compressão com excentricidade de 0; 35; 50 e 60 mm ao longo da espessura do prisma, para estudar o comportamento flexural de seções transversais retangulares de alvenaria e caracterizar o comportamento mecânico de elementos estruturais sob cargas axiais excêntricas. Os resultados dos ensaios também foram avaliados comparando-se o momento-curvatura dos prismas, que foi desenvolvido supondo que o material não tinha resistência à tração, à resposta de um modelo analítico não-linear que considerou a alvenaria como um contínuo homogêneo sob a hipótese de que as seções planas permaneceram planas após a flexão. A comparação entre os resultados experimentais e a resposta do modelo mostrou boa concordância.

Sandoval *et al.* (2011) conduziu uma pesquisa experimental e numérica para estudar a ruptura por flambagem de paredes de alvenaria construindo e ensaiando 36 paredes. As paredes foram construídas usando blocos cerâmicos na escala de  $\frac{1}{4}$  com resistência à compressão média  $f_b = 32,5 \text{ N/mm}^2$  e módulo Young médio de  $E_b = 4080 \text{ N/mm}^2$ ; micro argamassa com resistência à compressão de  $7,3 \text{ N/mm}^2$ . Cinco prismas foram montados e ensaiados e a resistência à compressão média da alvenaria foi de  $f_c = 14,2 \text{ N/mm}^2$ , o módulo Young médio foi  $E = 3458 \text{ N/mm}^2$  e a resistência à tração média foi  $f_t = 0,55 \text{ N/mm}^2$ , obtida de ensaios de tração direta. As paredes com esbeltez de 6,8, 12,6, 18,7 e 25,6 foram ensaiadas, e ambas os flanges superior e inferior foram localizados para causar a mesma excentricidade em ambas as extremidades das paredes. As paredes foram submetidas a uma carga vertical uniformemente distribuída com excentricidades de 0,  $t/6$  e  $t/3$ , onde  $t$  foi a espessura da parede. Os autores observaram que a abordagem de micro modelagem utilizada tinha a capacidade de prever razoavelmente bem a capacidade de carga das paredes e pode ser usada como uma ferramenta confiável para o desenvolvimento de estudos mais amplos sobre a falha por flambagem das paredes. Os autores observaram os seguintes modos de ruptura: esmagamento por compressão com esmagamento facial acompanhado de fissuras verticais para paredes com menor esbeltez; fissuras ao longo da junta de argamassa no lado tracionado, com quase nenhum efeito de esmagamento para paredes com excentricidade  $t/3$ ; e esmagamento acompanhado com o esmagamento dos tijolos, observados geralmente perto ou na fiada de topo ou de base para paredes com  $t/6$  excentricidades. Para as paredes mais esbeltas, os autores também observaram que o modo geral de ruptura era normalmente devido à abertura da junta horizontal perto da altura média da parede. As formas de ruptura concordaram bem com as evidências experimentais relatadas na literatura e foram associados com a excentricidade de carga e a relação de esbeltez das paredes. Com relação à simulação numérica, os autores recomendam que uma descrição precisa da fissuração por tração e da abertura das juntas de argamassa, feita por meio de um elemento de interface apropriado seja essencial para obter resultados confiáveis na ruptura por flambagem das paredes. A maioria dos critérios e métodos analíticos simplificados para o cálculo da resistência de paredes de alvenaria esbeltas não considera a influência da resistência à tração (OJINAGA E TURKSTRA, 1980; KNUTSSON, 1983; GLOCK e GRAUBNER, 2001). A resistência à tração pode influenciar significativamente a capacidade das paredes submetidas a cargas de flambagem. De acordo com Yokel (1971), a discrepância em prever resultados em relação aos casos com resistência à

tração nula seria maior quando ruptura por instabilidade ocorre em níveis de tensão relativamente baixos (grandes relações de esbeltez e de excentricidades).

Hou e Liu (2007) construíram e ensaiaram 24 prismas de alvenaria, que incluíam prismas grauteados e ocos, para estudar o efeito do gradiente de deformação sobre a resistência e a relação tensão-deformação de prismas de alvenaria submetidos à combinação de cargas axiais e momento fora do plano. Os prismas tinham cinco blocos de altura e foram ensaiados sob carga de compressão axial com relações de excentricidade,  $e/t$ , de 1/4, 1/6 e 1/3. Todos os prismas foram construídos em um padrão de empilhamento com argamassa em todas as paredes dos blocos, esses de concreto com dimensões de  $390 \times 190 \times 140$  mm. Os autores observaram uma redução na capacidade de carga como resultado de um aumento na excentricidade, o que foi mais significativo para os prismas grauteados do que para os seus homólogos ocos, e uma carga última mais alta para os prismas ocos do que para os prismas grauteados, para uma relação de excentricidade/espessura relativamente grande. Os autores concluíram que as tensões de compressão calculadas na fibra mais comprimida mostraram que o efeito do gradiente de deformação aumenta com o aumento da excentricidade para os prismas grauteados, enquanto que o aumento é marginal para os prismas ocos. Turkstra e Thomas (1978), Drysdale e Hamid (1983), Yokel *et al.* (1971), Brown e Young (1988) e Maurenbrecher (1983) relataram observações semelhantes. As referências indicam que o “Diagrama retangular equivalente de tensões” proporciona uma estimativa um pouco conservadora da resistência à compressão da alvenaria e que este conservadorismo aumenta à medida que o efeito do gradiente de deformação aumenta. Uma investigação adicional envolvendo corpos-de-prova com diferentes geometrias e propriedades de material é necessária para uma recomendação conclusiva sobre o efeito do grauteamento e validade do método “Diagrama retangular equivalente de tensões”.

Liu *et al.* (2005) estudaram as distribuições de deformações ao longo da espessura das paredes de alvenaria de concreto com diferentes padrões de armadura e grauteamento. Um total de 32 paredes foram construídas e ensaiadas: 6 eram paredes simples de alvenaria de concreto, 12 tinham uma única camada de armadura localizado centralmente e 14 tinham uma camada dupla de armadura vertical. As paredes foram submetidas a cargas de compressão com relações de excentricidade,  $e/t$ , de 0; 0,18; 0,27 e 0,36. As paredes foram construídas com blocos de alvenaria de concreto de espessura nominal de 150 mm utilizando argamassa pré-misturada tipo S. Todas as paredes tinham 800 mm de comprimento por 1200 mm de altura. A armadura

das juntas de argamassa do tipo escada foi colocada a 400 mm de centro a centro começando na fiada de base para controlar a retração. Utilizou-se uma argamassa com resistência à compressão semelhante à de blocos de alvenaria de concreto. Os autores determinaram que as relações tensão-deformação para as paredes planas carregadas, concêntrica e excentricamente, diferem significativamente em ambos os valores de resistência última e tensão última, embora a tensão de compressão na fibra mais comprimida para as paredes carregadas excentricamente variasse de 2 a 2,5 vezes a das paredes concenticamente carregadas e a deformação última do primeiro estava entre 0,0035 e 0,0042. Para avaliar o efeito da distribuição de deformação não-linear observada a partir dos ensaios e da eficácia da teoria do “Diagrama retangular equivalente de tensões”, os autores compararam “a resistência à compressão calculada ao longo da espessura com a resistência teórica ao longo da espessura”. A conclusão foi que o “diagrama retangular equivalente de tensões” fornece uma estimativa do limite inferior da capacidade da parede para amostras de paredes simples e reforçadas isoladamente, enquanto que, concorda razoavelmente bem para paredes com camadas de armadura dupla. Os autores notaram que a discrepância entre os resultados dos ensaios e os resultados usando o “diagrama retangular equivalente de tensões” parece se tornar mais pronunciado quando a falha por compressão era predominante.

Sendo que tanto a norma CSA S304.1-14 (2014), o MSJC (2013) e a norma brasileira ABNT-NBR 15961-1 (2011) assumem uma distribuição linear de deformações ao longo da seção e adotam o Diagrama retangular equivalente de distribuição de tensões para calcular a distribuição de tensão real na alvenaria, suas especificações são conservadoras para paredes de alvenaria simples e com uma camada de armadura.

As paredes de alvenaria e pilares são elementos estruturais comuns que tipicamente resistem às cargas de compressão, e um grande número de tais elementos são também necessários para resistir à carga axial combinada à flexão fora do plano, quer devido ao vento, terremoto ou excentricidade da carga de compressão axial. A resistência à compressão a flexão é geralmente maior do que a resistência à compressão axial e um conjunto razoável de dados experimentais está disponível para suportar tal afirmação. No entanto, existe pouca informação disponível para alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sujeita a cargas axiais e de flexão combinada.

## **2.3 PESQUISAS REALIZADAS COM PAREDES SIMPLES**

Entender a resistência e a deformabilidade da alvenaria é de crucial importância para fins de avaliação do comportamento e dimensionamento seguro de edifícios em alvenaria estrutural. Estes valores podem ser obtidos a partir de ensaios em pequenas paredes ou ensaios sobre os componentes. Os métodos de ensaios variam consideravelmente e dependem da resistência à compressão do bloco, da argamassa e do graute. Características do material da alvenaria como o comportamento da curva tensão-deformação na compressão e as relações entre resistência à compressão dos blocos, argamassa e as paredes de alvenaria são necessários para a análise detalhada e avaliação de estruturas de alvenaria.

### **2.3.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO**

O projeto estrutural em alvenaria requer uma compreensão clara do comportamento do conjunto bloco-argamassa-graute em condições de cargas diferentes. A combinação de blocos, graute e argamassa de características diferentes, altera significativamente o comportamento do elemento em alvenaria. Em estruturas com esses elementos, a resistência à compressão é o fator predominante no projeto.

A resistência à compressão da alvenaria depende de um número de fatores tais como: resistência da argamassa; resistência dos blocos; valores relativos entre a resistência da argamassa e dos blocos; relação entre a altura do bloco e a menor dimensão horizontal do bloco; orientação do bloco em relação à direção de aplicação da carga; e espessura da junta da argamassa, indicando, portanto, a complexidade de fazer uma avaliação precisa da resistência da alvenaria estrutural. Sendo assim, o comportamento à compressão de paredes é certamente o mais importante aspecto da alvenaria estrutural, pois esse efeito é preponderante em construções feitas com esse sistema. E o dimensionamento da alvenaria estrutural com blocos de concreto é recomendado por diferentes normas com procedimentos diferentes para a determinação da resistência à compressão da alvenaria.

De acordo com Parsekian *et al.* (2014) a resistência à compressão da alvenaria depende em grande escala do tipo de bloco e em menor escala da mão-de-obra, e em menor escala ainda da argamassa.

Curtin *et al.* (1988), de forma mais simplificada, afirmam que a resistência característica da alvenaria à compressão depende da resistência característica do bloco; da argamassa

especificada se a alvenaria é argamassada; da forma dos blocos; da espessura das juntas de argamassa; e do padrão de acabamento.

A resistência à compressão da alvenaria de blocos estruturais é o parâmetro de material mais importante na abordagem do dimensionamento último da resistência. De forma a determinar a resistência à compressão da alvenaria, algumas normas de alvenaria, nomeadamente, o ACI 2013 e o CSA S304.1-04 sugerem essencialmente dois métodos. Como primeiro método, uma tabela de resistência de alvenaria com base na resistência do bloco e do tipo de argamassa utilizada. Na segunda abordagem, os ensaios de prismas definidos com assentamento parcial (argamassa somente nas juntas longitudinais) com uma relação altura-espessura na ordem de 2 a 5, caracterizados na ASTM E447 2004, e na CSA S304.1-04.

Sendo que, segundo a ABNT NBR 15961-1: 2011, a resistência característica à compressão da alvenaria deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR 8949) ou ser estimada como sendo 70% da resistência característica à compressão simples do prisma ou 85% da resistência à compressão da pequena parede.

O EUROCODE 6 (2005) propõe duas equações para determinar a resistência característica à compressão da alvenaria simples: uma para alvenaria de junta tradicional de 10 mm e outra para junta fina de 3 mm ou menos. Essas formulações levam em conta a resistência à compressão do bloco, a resistência média à compressão da argamassa convencional, a espessura da junta de argamassa e o fator  $k$ , que depende do tipo de bloco e da argamassa:

- $f_k = k f_f^{0,7} f_m^{0,3}$  - Equação 4 - alvenaria com argamassa tradicional – junta de 10mm;
- Sendo:  $k = 0.5$  para bloco vazado de concreto;
- $f_b$  = Resistência à compressão do bloco (MPa);
- $f_k$  = Resistência característica à compressão da alvenaria (MPa);
- $f_m$  = Resistência média à compressão da argamassa (MPa).

De acordo com o MSJC (2011), na ausência de ensaios para determinar a resistência à compressão da alvenaria com blocos de concreto, podem ser utilizados os valores da Tabela 23, a qual está baseada na resistência do bloco e do tipo de argamassa usado na construção, ou baseado no ensaio do prisma tendo em conta um os fatores de correção especificados pela ASTM C 1314.

Tabela 23 - Resistência à compressão da alvenaria baseados na resistência à compressão do bloco e tipo de argamassa usada na construção, MSJC 2011.

MSJC- 2011		
Resistência à compressão dos blocos de concreto (MPa)		Resistência à compressão da alvenaria (MPa)
Argamassa do Tipo M ou S	Argamassa do Tipo N	
-	13,10	9,32
13,10	14,82	10,34
19,32	21,04	13,80
25,86	27,92	17,24
33,10	36,20	20,70

A norma americana considera que a resistência à compressão da alvenaria é igual a resistência à compressão do prisma.

Igualmente a normalização canadense especifica que a resistência da alvenaria pode ser obtida realizando ensaios de prisma ou baseado na resistência à compressão do bloco e da argamassa, conforme apresentando na Tabela 24.

Tabela 24 - Especificação da resistência à compressão dos prismas,  $f'm$ , para blocos de concreto, MPa.

CSA Standard S304,1 -04				
Resistência à compressão do bloco (MPa)	Resistência à compressão da alvenaria			
	Tipo de argamassa S		Tipo de argamassa N	
	Prismas Ocos	Prismas maciços ou Grauteados	Prismas Ocos	Prismas maciços ou Grauteados
10	6,5	10	6	9
15	9,8	15	8	12
20	13,0	20	10	15
30	17,5	27	12	18
40	22,0	34	14	21

Da mesma forma, a norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE especifica que a resistência à compressão dos prismas pode ser determinada tendo em vista a resistência dos blocos e da argamassa, e os valores são apresentados na Tabela 25.

**Tabela 25 - Resistência à compressão dos prismas de concreto ( $f_m^*$ , na área bruta), NMX-C-404-ONNCCE.**

NMX-C-404-ONNCCE – Norma Mexicana-2012			
Resistência à compressão do bloco	Resistência à compressão dos prismas		
	Argamassa I	Argamassa II	Argamassa III
10	5,0	4,5	4
15	7,5	6,0	6
20	10,0	9,0	8

De acordo com a norma Australiana, na ausência de ensaios, a resistência característica à compressão das alvenarias deve ser determinada de acordo com os resultados apresentados Tabela 26.

Tabela 26 - Resistência característica à compressão da alvenaria, na área bruta.

AS 3700- Austrália – 1998	
Resistência à compressão do bloco (MPa)	Resistência à compressão do prisma (MPa)
2,5	1,55
5,0	2,20
7,5	2,77
10,0	3,15
12,5	3,50
15,0	3,85
20,0	4,40
25,0	4,95

E ainda, de acordo com a BS 5628 (2005), a resistência característica à compressão de qualquer alvenaria ( $f_k$ ) pode ser determinada por meio de ensaios em paredes. Contudo, na ausência destes ensaios, a resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) em condições normais de argamassamento, definidos em termos da forma e da resistência à compressão dos blocos da alvenaria e a designação da argamassa especificada pela norma, pode ser determinada tendo em vista a resistência à compressão dos prismas, obtida a partir da Tabela 27 a Tabela 30.



Tabela 27 - Resistência característica à compressão da alvenaria não-grauteada,  $f_k$ , em MPa, com blocos com mais do que 25% mas menos do que 60% de espaços vazios e uma relação altura/espessura entre 2,0 e 4,5.

Resistência à compressão do bloco (MPa)	Resistência à compressão das alvenarias (MPa)			
	(i) 12MPa	(ii) 6MPa	(iii) 4MPa	(iv) 2MPa
(iii) 4 MPa				
2,9	2,8	2,8	2,8	2,8
3,6	3,5	3,5	3,5	3,5
5,2	5,0	5,0	5,0	4,4
7,3	6,6	6,4	6,1	5,8
10,4	8,1	7,5	7,1	6,7
17,5	11,2	9,9	9,0	8,0
22,5	13,1	11,6	10,2	8,9
30,0	16,0	14,0	12,0	10,2
40,0	19,4	16,7	14,0	11,5

\*interpolação linear dos valores dos blocos pode ser utilizada.

Tabela 28 - Resistência característica à compressão da alvenaria não-grauteada,  $f_k$ , em MPa, com blocos com uma relação altura/espessura igual a 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19).

Resistência à compressão do bloco (MPa)	Resistência à compressão das alvenarias (MPa)			
	(i) 12MPa	(ii) 6MPa	(iii) 4MPa	(iv) 2MPa
2,9	1,4	1,4	1,4	1,4
3,6	1,7	1,7	1,7	1,7
5,2	2,5	2,5	2,5	2,2
7,3	3,4	3,2	3,2	2,8
10,4	4,4	4,2	4,1	3,5
17,5	6,3	5,5	5,1	4,6
22,5	7,5	6,5	6,0	5,3
30,0	9,5	7,9	7,2	6,2
40,0	11,2	9,3	8,2	7,1

\*interpolação linear dos valores dos blocos pode ser utilizada.

Tabela 29 - Resistência característica à compressão da alvenaria grauteada,  $f_k$ , em Mpa, com blocos uma relação altura/espessura entre 0,4 e inferior 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19).

BS 5628 – 1: 2005 – Parte 1				
Resistência à compressão do bloco (MPa)	Resistência à compressão da alvenaria grauteada (MPa)		Resistência à compressão da alvenaria oca (MPa)	
	(i) 12MPa	(ii) 6MPa	(i) 12MPa	(ii) 6MPa
2,9	2,8	2,5	1,4	1,4
3,6	3,5	2,9	1,7	1,7
5,2	4,5	3,7	2,5	2,5
7,3	5,6	4,6	3,4	3,2
10,4	7,2	5,9	4,4	4,2
17,5	9,7	7,9	6,3	5,5
22,5	11,3	9,1	7,5	6,5
30,0	13,5	10,8	9,5	7,9
40,0	15,4	12,3	11,2	9,3

**\*interpolação linear dos valores dos blocos pode ser utilizada.**

Tabela 30 - Resistência característica à compressão da alvenaria grauteada,  $f_k$ , em Mpa, com blocos uma relação altura/espessura entre 0,4 e inferior 0,6 (Ex: blocos de 29x14x19). (Continuação).

BS 5628 – 1: 2005 – Partes 1			
Resistência à compressão da alvenaria grauteada (MPa)		Resistência à compressão da alvenaria oca (MPa)	
(iii) 4MPa	(iv) 2MPa	(iii) 4MPa	(iv) 2MPa
2,3	2,2	1,4	1,4
2,5	2,1	1,7	1,7
3,2	2,6	2,5	2,2
4,1	3,3	3,2	2,8
5,2	4,3	4,1	3,5
7,0	5,7	5,1	4,6
8,1	6,6	6,0	5,3
9,6	7,8	7,2	6,2
11,1	9,0	8,2	7,1

**\*interpolação linear dos valores dos blocos pode ser utilizada.**

No entanto vários pesquisadores têm estudado relações para estimar a resistência à compressão da alvenaria com base na resistência primeiramente dos blocos e em seguida dos prismas e das paredes de alvenaria.

Korany e Glanville (2005) realizou um estudo comparativo entre as normas de alvenaria americanas, britânica, australiana e canadense. Os autores observaram diferenças significativas nos valores prescritos da resistência à compressão da alvenaria entre as várias normas, e quanto maior a resistência à compressão dos blocos, maior a diferença.

Ganesan e Ramamurthy (1992) afirmam com base em ensaios experimentais que, ensaios de compressão axial em prismas não refletem a diferença de comportamento devido a diferença na geometria do bloco. E que, além disso, eles são susceptíveis de resultar numa superestimação das tensões na alvenaria.

Conforme Kaushik *et al.* (2007a) a resistência à compressão da alvenaria é uma das propriedades mais importantes para a avaliação e dimensionamento de elementos de alvenaria. Entretanto, os autores afirmam que o ensaio de compressão axial de prismas de alvenaria nem sempre é prático e, portanto, muitos pesquisadores, nomeadamente Deodhar (2000); Gumaste *et al.* (2007); Kaushik *et al.*, (2007a); Kaushik *et al.* (2007b) têm tentado desenvolver uma expressão empírica relacionando a resistência à compressão dos blocos, argamassa e dos elementos de alvenaria, conforme a equação 5 proposta por CEN (2005) para estimar a resistência da alvenaria à compressão.

$$f'_m = K f'_b{}^\alpha \times f'_j{}^\beta ; \text{Equação 5}$$

onde,  $k$ ,  $\beta$  e  $\alpha$  são constantes e  $f'_b$ ,  $f'_j$  e  $f'_m$ , são respectivamente a resistência à compressão do bloco, da argamassa e da alvenaria.

Lumantarna *et al.* (2014), baseada na análise de resultados experimentais, propõe a equação 6 para estimar a resistência à compressão média da alvenaria, com base em resultados médios dos elementos da alvenaria, nomeadamente, a resistência à compressão dos blocos ( $f'_b$ ) e da argamassa ( $f'_j$ ).

$$f'_m = 0,75 f'_b{}^{0,31} \times f'_j{}^{0,75}; \text{Equação 6}$$

Cavalheiro e Gomes (2005) resumem e analisam vários ensaios de blocos, prismas e paredes de blocos de concreto armado (maior  $f_{bk} = 10$  MPa), com resultado das relações de resistência indicadas na Tabela 31. Outras pesquisas, (ROMAGNA (2000); MAURÍCIO

(2007)) trazem resultados de ensaio à compressão, porém limitadas a poucas resistências e de valor baixo.

Tabela 31 Resultados médios de elementos com blocos de concreto ( $f_{bk}$  até 10 MPa).

66 Paredes	RELAÇÕES ADMENSIONAIS			
	$f_{pa}/f_a$	$f_{pa}/f_{ppa}$	$f_{pa}/f_p$	$f_p/f_b$
Média aritmética	<b>0,51</b>	<b>1,00</b>	<b>0,69</b>	<b>0,80</b>
Desvio padrão	0,08	0,12	0,13	0,07
Coefficiente de variação	0,16	0,12	0,19	0,09

A revisão bibliográfica possibilitou concluir a existência de vários ensaios disponíveis onde verificou-se uma relação parede/prisma aferido com blocos até 14 MPa e mostrou relações parede/prisma variado de 0,4 a 1,0, mas não existem relatos de ensaios de parede com blocos acima de 14 MPa, exceto por um caso com ensaios de paredes com blocos de 22 MPa e com argamassa fraca, abaixo do recomendado. Portanto, considerando a enorme quantidade de edifícios altos atualmente em execução no Brasil e sendo que a revisão bibliográfica mostrou uma falta de pesquisa com blocos de concreto de alta resistência, acima de 14 MPa, a pesquisa aqui desenvolvida é plenamente justificada.

### 2.3.2 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

Além da resistência à compressão da alvenaria estrutural, outro parâmetro relevante para o dimensionamento da alvenaria estrutural é a relação da curva tensão-deformação na compressão. Em particular, o módulo de elasticidade é uma propriedade mecânica influenciada por diversos fatores, nomeadamente, a argamassa, as blocos de alvenaria e o graute.

O conhecimento do comportamento da tensão-deformação na compressão da alvenaria é importante para a análise estrutural não-linear precisa, Kaushik *et al.* (2007b). De acordo com os autores, uma vez que as características da curva tensão-deformação da alvenaria influenciam os modos de deformação da alvenaria, a caracterização precisa do comportamento tensão-deformação na compressão da alvenaria é essencial para estudar as características de desempenho da alvenaria estrutural que são dependentes do material. Utilizando a região linear da curva tensão-deformação obtida com a análise dos resultados dos ensaios em elementos de alvenaria, o módulo de elasticidade secante da curva entre 5 e 30% da tensão de ruptura pode ser calculada. O módulo de elasticidade ainda pode ser estimado como uma função da

resistência à compressão da alvenaria, e essas estimativas são encontrados em normas de construção e de dimensionamento da alvenaria estrutural e em formulações propostas por vários pesquisadores.

Segundo Mahamad (2007), o módulo de deformação longitudinal dos elementos de alvenaria pode ser obtido a partir do gráfico tensão-deformação, para uma carga no intervalo entre 40% e 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através da carga correspondente a 30% para o módulo tangente inicial, isso acontece por haver neste trecho um comportamento linear dos elementos (prismas e paredes). Esse método é semelhante ao que a norma ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02 (2013) recomenda, no qual o trecho inicial da curva tensão-deformação é desprezado e é utilizado o valor secante entre  $0,05 f'_m$  e  $0,33 f'_m$ , onde  $f'_m$  é a resistência à compressão última da alvenaria.

Com base em resultados experimentais Lumantarna *et al.* (2014), recomendam para o cálculo do módulo de elasticidade da alvenaria valores na ordem de  $294f'_m$ . Os autores afirmam que o motivo do valor da constante ( $k = 294$ ) ser menor do que o habitualmente recomendado é consequência do cálculo do módulo de elasticidade da alvenaria usando uma curva tensão-deformação ordenada em  $0,05f'_m$  e  $0,70f'_m$ , em vez da situada a  $0,05f'_m$  e  $0,33f'_m$  como usado por outros investigadores e previsto pelas normas de alvenaria.

Alternativamente, a norma Mexicana, NMX-C-404-ONNCCE estima o módulo de elasticidade para alvenaria estrutural de concreto em  $350f'_m$ , já a norma americana MSJC (2013) e FEMA 306 (1999) recomendam que,  $E_m$ , seja igual a  $900f'_m$ . Enquanto que a norma de alvenaria canadense CSA S304.1-04 sugere um valor na ordem de  $850f'_m$  para o módulo de elasticidade. Paulay e Priestley (1992) e Eurocode 6 (CEN 2005) sugerem que o módulo de elasticidade seja igual a  $750f'_m$  e  $1000f'_m$ , respectivamente. A normalização brasileira de blocos de concreto NBR 15961-1 de 2011 prescreve um valor intermediado para estimar o módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto, ou seja, 800 vezes a resistência característica à compressão do prisma.

Carvalho (2007) realizou um estudo teórico dos parâmetros elásticos básicos das paredes de alvenaria submetidas à compressão simples, analisando e comparando esses resultados com os obtidos experimentalmente. Com a consideração de que a espessura da parede é muito menor que as outras dimensões, no estado plano de tensões e para as paredes

não armadas supondo completa aderência entre a argamassa e os blocos, em que ambos obedeçam à lei de Hooke, obtém-se a Equação 7.

$$E_{pa} = 1/(((1 - \delta)/E_a) + \delta/E_b), \text{ com } \delta = hb/H \text{ Equação 7}$$

onde:

- $E_{pa}$  é o módulo de deformação longitudinal da parede, em MPa;
- $E_a$  é o módulo de deformação longitudinal da argamassa, em MPa.
- $E_b$  é o módulo de deformação longitudinal dos blocos, em MPa.
- $b h$  é a altura do bloco, em cm.
- $H$  é a altura da alvenaria, em cm.

Dhanasekar (2004) sugere uma equação não linear – Equação (2.5) – para estabelecer o módulo de deformação longitudinal da alvenaria em função da resistência à compressão uniaxial da alvenaria, em MPa ( $f_c$ )

$$E_{pa} = 1180 x (f_c)^{0,83} \text{ Equação 8}$$

De acordo com Mohamad *et al.* (2006) os fatores que mais afetam o módulo de elasticidade efetivo de alvenaria são a grande dispersão dos ensaios experimentais, a resistência à compressão dos blocos, o tipo de bloco (oco ou grauteado), a resistência à compressão da argamassa, o estado de tensão desenvolvido durante o carregamento, a técnica de ensaio e os detalhes de construção.

A capacidade de carga de um elemento de alvenaria submetido à compressão é geralmente determinada por cálculos elásticos que levam em conta as diferentes propriedades mecânicas dos constituintes. Embora, segundo Biolzi (1988) quando se compara as verificações experimentais, estas estimativas mostram um erro sistemático na ordem de 50-100%. Isto é devido à impossibilidade de definir de forma inequívoca os valores do módulo normal de elasticidade e o coeficiente de Poisson transversal (especialmente para argamassa). O autor afirma que estas observações sugerem que o problema deve ser abordado a partir de um ponto de vista totalmente diferente, ou seja, não se limitar a análise de tensões para a fase elástica, mas tendo em conta a fase inelástica anterior à ruptura.

### 2.3.3 FORMA DE RUPTURA DA ALVENARIA

O mecanismo de ruptura à compressão da alvenaria foi amplamente descrito e estudado em diversas pesquisas nacionais, como: Sabbatini (1986), Gomes (1983), Franco (1987),

Muller (1989), Aly (1991), Medeiros (1993), Mendes (1998), Mohamad (1998), Garcia (2000), entre outros.

De acordo com pesquisas apresentadas por Hendry *et al.* (2004), o modo de ruptura de alvenaria em compressão é geralmente aquela em que uma fissura de tração se propaga através dos blocos e da argamassa na direção da força aplicada, como mostrado na Figura 3. Esta fissura é causada por tensões de tração secundárias resultantes da deformação contida da argamassa nas juntas da alvenaria.

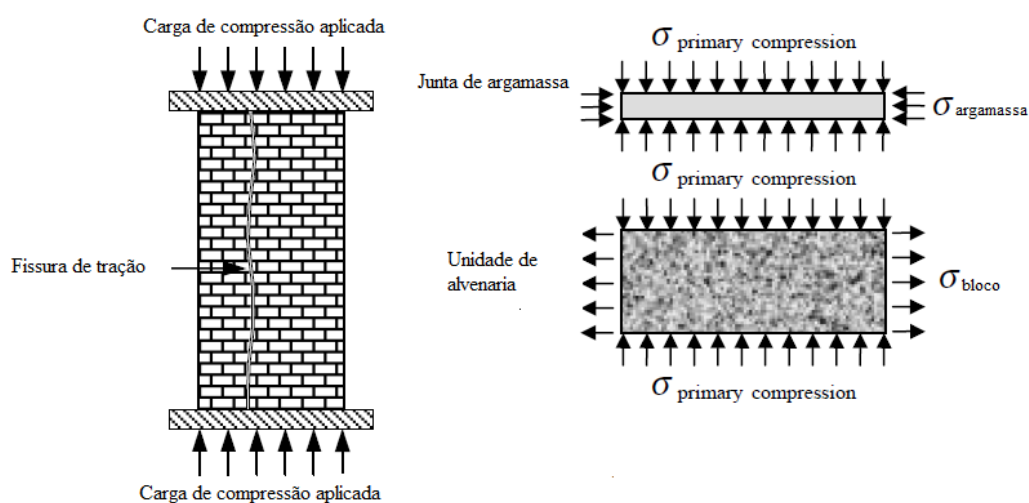


Figura 3– Modo de ruptura da alvenaria (Hendry *et al.* (2004)).

As tensões de tração que induzem a fissura são desenvolvidas nas interfaces argamassa-blocos e são devido à deformação restrita da argamassa. Na maioria dos casos, a resistência da alvenaria é consideravelmente menor que a resistência dos blocos individuais, ela pode, contudo, ser consideravelmente mais elevada do que a resistência da argamassa. A melhoria aparente na resistência da argamassa é devido ao estado biaxial ou triaxial de tensões impostas sobre a argamassa quando atua em conjunto com os blocos. As fissuras geralmente estão localizadas nas juntas entre os blocos ou tijolos, porque as juntas representam geralmente planos de fraqueza. A fissuração tem implicações negativas para o desempenho das construções, devido à possibilidade de penetração da chuva através das trincas e devido aos aspectos estéticos negativos.

Dias (2005) com o objetivo de estudar o comportamento de deformação e a susceptibilidade para fissuração de juntas de argamassa em conjunto com os blocos circundantes, bem como somente os blocos quando submetidos a um estado de tensão de compressão triaxial, afirma que o grau de compressão biaxial aplicadas aos elementos de alvenaria, influencia significativamente o comportamento de deformação e os modos de ruptura da alvenaria. Embora, segundo Mohamad *et al.* (2006) através de ensaios experimentais observou que o modo de ruptura da alvenaria de blocos de concreto vazados depende do tipo de argamassa utilizada no assentamento. Entretanto, de acordo com Biolzi (1988) a ruptura da alvenaria ocorre devido à tração do conjunto argamassa/bloco de alvenaria e não devido à compressão das juntas de argamassa.

A revisão da literatura mostrou que as especificações dos códigos e normas de alvenaria, e os trabalhos desenvolvidos por vários pesquisadores, para a análise do comportamento e dimensionamento da alvenaria estrutural são referentes a blocos de concreto com resistência à compressão não superiores a 40 MPa (considerando a área líquida dos blocos, ou aproximadamente 16 MPa na área bruta, dependendo da geometria do bloco). O estudo aqui apresentado foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento da alvenaria estrutural de alta resistência acima de 40 MPa (considerando a área líquida dos blocos). Portanto, foram construídas e ensaiadas paredes de alvenaria de concreto em escala real, divididas em ocas, grauteadas, com cinta grauteada a meia altura e com assentamento parcial e total, ensaiadas sob carregamento axial. Os resultados dos ensaios foram analisados em termos de resistência à compressão e do módulo de deformação da alvenaria de alta resistência.

#### ***2.4 PESQUISAS REALIZADAS EM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO***

Devido as suas importantes funções como elementos resistentes as cargas laterais, as paredes de contraventamento têm atraído à atenção de muitos pesquisadores nos últimos anos. É do conhecimento geral, também, que em edifícios altos é fundamental a análise da resistência às ações laterais provocadas principalmente pela ação do vento. No caso do Brasil, as ações laterais que usualmente são consideradas na análise de edifícios em alvenaria estrutural é a ação do vento e o desaprumo da edificação. Embora, as ações horizontais ou laterais que atuam sobre os edifícios podem ser geradas por vários fenômenos naturais. Estas incluem, principalmente, forças de vento e abalos sísmicos. Também, as ações laterais podem ser



causadas por altas pressões ou por efeitos dinâmicos do movimento de veículos ou equipamentos.

Como foi observada em várias pesquisas apresentadas aqui as aberturas em uma parede de alvenaria de contraventamento alteram o seu comportamento e adicionam complexidades para sua análise e dimensionamento. Quando as aberturas são relativamente pequenas, o seu efeito pode ser ignorado, no entanto, na maioria das paredes as aberturas necessitam ser consideradas.

A avaliação do comportamento de paredes de contraventamento e de ligações entre essas paredes formando pórticos é de especial interesse para edifícios altos sujeitos a ações laterais de vento, e também tem abrangência internacional mesmo em casos de edifícios baixos com elevada força lateral, como é o caso de ações de sismos. E segundo Parsekian *et al.* (2012, pag. 501) ensaios simples em elementos individuais de alvenaria não são suficientes para entender o comportamento das paredes de contraventamento nos edifícios. Os autores colocam o modelo de pórticos com vigas e pilares como sendo consistente com paredes com aberturas. Segundo os autores quando se leva em conta o modelo de pórticos para dimensionamento, o projetista deve verificar cuidadosamente os esforços em vigas devido à baixa altura para verificar totalmente a resistência, rigidez e a capacidade de carga das paredes, da rigidez e resistência das mesmas, tornando muitas vezes o modelo pouco eficiente.

#### 2.4.1 EFEITO DAS ABERTURAS

A revisão da literatura mostra que ainda existe uma carência de informação sobre as paredes de alvenaria de contraventamento com aberturas, apesar de esses serem usuais em edifícios de alvenaria. Isso porque, devido a sua utilização em regiões sujeitas a abalos sísmicos intensos, em que a presença da armadura é fundamental para conferir ductilidade adequada à estrutura, a grande maioria dos estudos são desenvolvidas para paredes de alvenaria de contraventamento sem aberturas e, dentre os que incluem as aberturas, grande parte está voltada para a alvenaria armada e considera edifícios baixos, Pekau e Gocevski (1981); Lu e Chen (2005); Aksogan *et al.* (2003); Al-Mosawi e Saka (1999); Hidalgo (2002); Kim e Lee (2003); Kim *et al.* (2005); Meftah (2007); Choudhury (1968).

Várias pesquisas foram realizadas ao longo dos anos, com o objetivo de entender melhor o comportamento das paredes de alvenaria de contraventamento com aberturas. Pesquisas importantes como Seible *et al.* (1987); Noland (1990); Leiva e Merryman (1990);

Abrams e Tena-Colunga (1990); Leiva e Klingner, (1994); El-Shafie *et al.* (1996); Davidson (1996); Voon e Ingham (2005) ajudaram a impulsionar o entendimento do comportamento de tais elementos.

Introduzir aberturas em uma parede de contraventamento altera significativamente o seu comportamento, rigidez e capacidade resistente. Para fins de dimensionamento, a rigidez elástica das paredes de contraventamento com aberturas não fissuradas geralmente é determinada pelo uso de métodos aproximados (DRYSDALE, 1999). Embora estes métodos tenham sido desenvolvidos originalmente para alvenaria não armada de paredes de contraventamento com aberturas, são utilizados por projetistas para estimar a rigidez das paredes de alvenaria armada com aberturas. Vale ressaltar que esses métodos não levam em conta os efeitos de fissuração e a força axial sobre as propriedades da seção. Além disso, estes métodos aproximados são baseados na teoria de elasticidade que não leva em conta alguns dos importantes modos de deformação para paredes de contraventamento de alvenaria armada, tais como, escorregamento na base e rotação de flexão concentrada na base, devido à grande fissuração. A fim de usar esses métodos aproximados para prever a rigidez das paredes de contraventamento de alvenaria armada com aberturas, devem ser modificados para levar em consideração os efeitos da fissuração, a carga axial, e a deformação inelástica.

Sendo assim, várias abordagens têm sido propostas para explicar o efeito da fissuração, a tensão enrijecimento, a carga axial, e a flexibilidade, devido aos modos não contabilizados da deformação sobre a rigidez das paredes de contraventamento cegas de alvenaria armada (sem aberturas). Priestley e Hart (1989) propõem que a influência da fissuração na deformação por cisalhamento é proporcional à influência da fissuração na deformação por flexão.

Portanto, Hart (1992) sugere que, para fins de análise, a rigidez inicial de paredes de contraventamento armadas pode ser aproximada, utilizando 25% e 50% do momento bruto de inércia para vigas e pilares, respectivamente. Com base em um estudo de correlação entre os valores de rigidez determinados analiticamente (usando a teoria de elasticidade e as propriedades efetivas das seções de parede) e aqueles determinados experimentalmente para paredes de contraventamento de alvenaria armada engastada na base, [HART (1988)] relatou que a relação entre a rigidez determinada experimentalmente e aquela determinada analiticamente varia de 0,26 a 0,3. Por conseguinte, o autor sugere que, para paredes de contraventamento de alvenaria armada engastada na base, a rigidez ( $K$ ), equação 9,

determinada analiticamente usando a teoria de elasticidade deve ser reduzida por um fator de 0,3:

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{0.3}{\frac{h^3}{3E_m I_e} + \frac{h}{A_e G_m}} ; \text{Equação 9}$$

Anos seguintes na Universidade do Texas-Austin, Leiva e Klingner (1994), desenvolveram um programa experimental em escala real, onde seis paredes de alvenaria de contraventamento armadas dotadas de aberturas e de dois andares, foram ensaiadas sob cargas cíclicas quase estáticas. As paredes foram projetadas utilizando a análise das rótulas plásticas e, portanto, elas se comportaram no modo de flexão e com resposta dúctil e estável até as relações de deslocamento no topo/altura das paredes de 0,7 a 1,0%. Os autores ainda observaram que mesmo em níveis elevados na relação deslocamento no topo/altura das paredes, a degradação significativa foi bastante gradual. Os autores demonstram que um modelo simples com base num mecanismo de falha por rótulas plásticas pode resultar em uma boa previsão da carga lateral máxima de paredes de contraventamento dotadas de aberturas.

Elshafie *et al.* (2002) desenvolveram um programa experimental na Universidade de Drexel para estudar a resposta lateral de paredes de contraventamentos com aberturas, escala de 1/3, através de ensaios em treze paredes de alvenaria de concreto armada. Neste estudo, uma abordagem de análise simples de ruptura empregando rótulas plásticas foi refinado e usado para prever o mecanismo de falha, capacidade de suporte de carga lateral e as forças internas com carga máxima. As paredes ensaiadas foram projetadas para se comportar principalmente num modo de flexão, formando rótulas plásticas nas extremidades dos membros (isto é, a armadura ao cisalhamento suficiente foi fornecida para suprimir a ruptura por cisalhamento em diferentes elementos da parede). Portanto com foco na resistência e rigidez pós-fissuração, os autores concluíram que o modelo de rótulas plásticas fornece uma ferramenta analítica simples e precisa para prever o mecanismo de falha, a capacidade de carga lateral e as forças internas na fase final, para paredes de cisalhamento dominadas por flexão com aberturas. Os autores observaram que a alvenaria de contraventamento armada dominada por flexão e paredes com aberturas tendo as mesmas dimensões gerais e arranjo de armadura a flexão, a rigidez pós-

fissuração e as forças laterais últimas são proporcionais, ou seja, a porcentagem de redução de rigidez por causa da abertura (s) é igual a porcentagem de redução da resistência.

Na Figura 4 os autores apresentam uma comparação do efeito das aberturas em paredes de contraventamento armadas em resposta às cargas laterais. Como mostrado na Figura 4, as aberturas afetam drasticamente a rigidez da parede, a resistência e a ductilidade. Logicamente, que quanto maior o tamanho da abertura maior será a redução na resistência da parede e na rigidez.

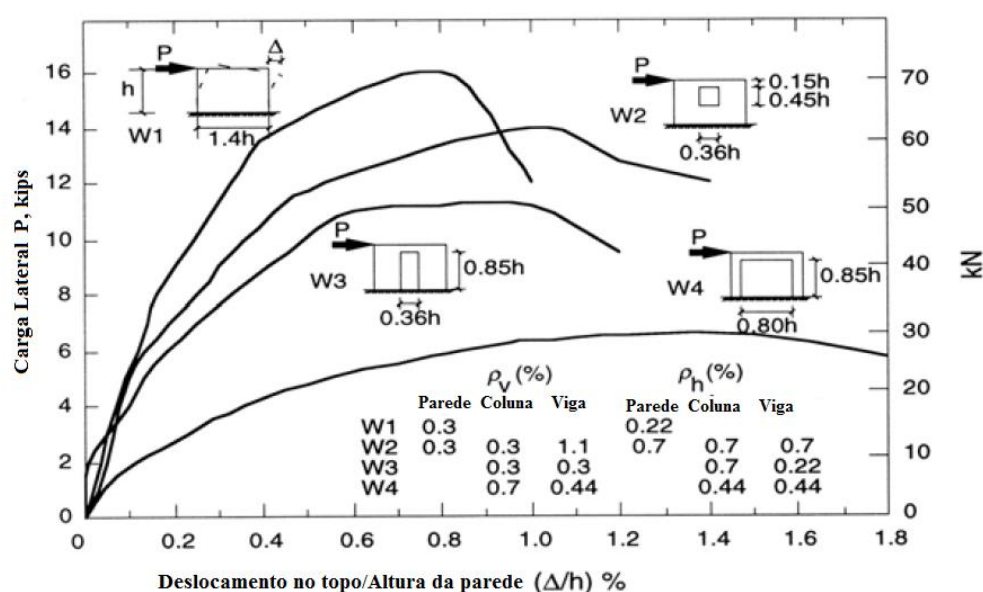


Figura 4 - Efeito de aberturas nas paredes na resposta lateral de paredes de cisalhamento armadas. (Elshafie *et al.* (2002)).

Pela análise dos resultados dos ensaios, Elshafie *et al.* (2002), ainda confirmam as conclusões de Hart (1988) que, para paredes de alvenaria de contraventamento armada a relação entre a rigidez pós-fissuração determinada experimentalmente e aquela determinada analiticamente, usando a teoria elástica, é de cerca de 0,3. Dessa forma, para paredes de contraventamento armadas, a rigidez pós-fissuração determinada analiticamente usando a teoria elástica deve ser reduzida por um fator de 0,3.

Siyam *et al.* (2012) desenvolveu um programa experimental focado em estudar a resposta à flexão cíclica de paredes de contraventamento armadas e totalmente grauteadas, utilizando modelos físicos reduzidos na escala 1:3. O programa experimental foi composto por

seis paredes, dos quais três eram retangulares, um com flange e dois eram paredes acopladas. Um dos parâmetros avaliado por Siyam *et al.* (2012), além da ductilidade e da degradação da rigidez das paredes foi comprimento das rótulas plásticas. Parâmetros de grande importância na quantificação do desempenho de paredes sob carregamento lateral. Com base nos perfis de curvatura, dos resultados experimentais das três paredes retangulares, utilizados para chegar no comprimento das rótulas plásticas qualitativamente, os autores observaram uma significativa superestimação do comprimento das rótulas plásticas pela norma canadense, CSA S304.1-04.

Voon e Ingham (2008) com o objetivo de estudar o desempenho de paredes de alvenaria de concreto com aberturas sob condições de carga sísmica, ensaiaram oito paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas na Universidade de Auckland. Estas paredes tinham variações no detalhamento da armadura do lintel, e uma variedade na geometria das aberturas. Os autores concluíram que considerável capacidade de deslocamento inelástica pode ser desenvolvida para as paredes armadas parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas. Ainda os autores observaram que as paredes exibiram uma degradação de resistência gradual após a resistência de pico ser atingida.

Davidson (1996) estendeu a pesquisa de Brammer (1995) para investigar o comportamento de paredes com aberturas e com aplicada tensão de compressão axial. Foram construídas duas paredes de alvenaria de concreto armadas com a mesma geometria (4200 mm de comprimento x 2400 mm de altura x 190 mm de largura) de modo que tinham uma disposição idêntica de uma porta de 2000 mm x 600 mm e uma janela de 1200 mm x 600 mm, sendo a única diferença a magnitude da carga de compressão axial aplicada. A "porta" e a "janela" foram dispostas de forma a permitir que a armadura vertical fosse colocada a 800 mm dos centros. Observe que a armadura utilizada neste estudo foi de  $f_y = 275$  MPa, Zhang (1999). A resposta da curva força-deslocamento da parede de alvenaria de concreto ensaiada de 4200 mm com carga de compressão axial é mostrada na Figura 5. Uma comparação deste resultado de ensaio com os obtidos por Brammer (1995) ilustrou que a capacidade da parede de alvenaria com aberturas, ensaiados e analisados por Davidson (1996), foi de aproximadamente metade da parede sem aberturas. Além disso, os resultados dos ensaios mostraram com sucesso que o esforço de compressão foi eficaz no aumento da resistência lateral da parede de alvenaria contraventamento. Consequentemente o autor, concluiu a partir deste estudo que as aberturas

têm um efeito prejudicial sobre a resistência lateral das paredes de alvenaria de contraventamento enquanto a tensão de compressão axial é benéfica.

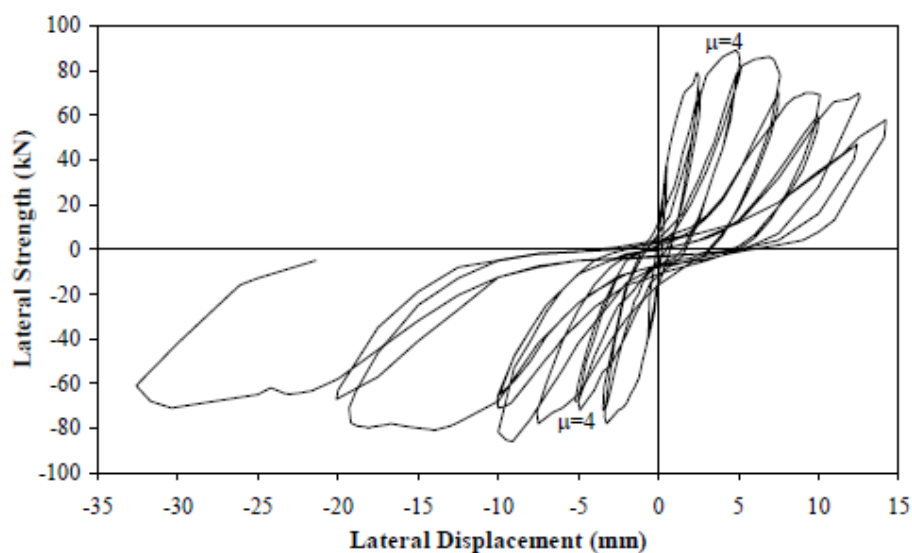


Figura 5 – Histerese da curva força-deslocamento da parede de alvenaria de concreto parcialmente grauteada e com aberturas. (Davidson (1996)).

Além disso, foi ilustrado com sucesso por Davidson (1996), que o modelo de rótulas plásticas que assume as rótulas de flexão se formando nas bases de todos os pilares, no topo do pilar central e nos lintéis foi capaz de representar a capacidade de apoio das paredes de alvenaria parcialmente grauteadas incluídas neste estudo.

Harcheganiu *et al.* (2011) realizou 384 modelos, analisados e projetados em ETABS, para estudar os efeitos de diferentes parâmetros geométricos, Figura 6, sobre o comportamento relativo a flexão de paredes de contraventamento acopladas, onde cada parâmetro foi variado em vários modelos.

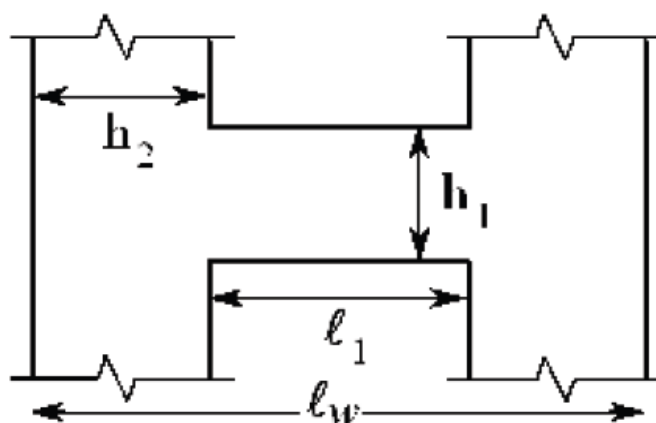


Figura 6 - As dimensões correspondentes das relações geométricas utilizadas para avaliar o comportamento das paredes. (Harcheganiu et al. (2011)).

Os modelos foram examinados para prever precisamente os comportamentos de flexão, quando as paredes de alvenaria são consideradas trabalhando independentemente ou conjugadas, quando se considera o acoplamento. Para isso, a partir de cada modelo, os autores extraíram os ângulos de deformação de cada andar e os respectivos deslocamentos laterais dos quatro pontos-chave na parede de contraventamento. As seguintes conclusões foram apresentadas pelos autores:

- O comportamento relativo a flexão das paredes de contraventamento e acopladas depende do Número de andares ( $N$ ), da razão entre a altura da viga de acoplamento e da largura do pilar ( $\beta$ ) e da própria altura da viga de acoplamento ( $h_1$ ).
- Para avaliar o comportamento relativo de flexão dos pilares adjacentes, dependendo das circunstâncias de  $\beta$  e  $N$ , o comportamento relativo de flexão pode estar relacionado com uma das incluídas quantidades  $\eta = b/\ell_w$ ,  $\alpha H/h$ , and  $\alpha h/H$
- Se as aberturas forem colocadas no meio, a relação  $\alpha H$  prevê comportamento a flexão relativa das paredes erroneamente para edifícios de mais de 8 andares. Além disso, para edifícios com menos de 12 andares, o intervalo apresentado MacLeod (1970) para  $\alpha H$  é conservador no que se refere ao comportamento de flexão independente dos pilares, de modo que em alguns casos onde as paredes realmente conduzem de forma independente, MacLeod (1970) estima o comportamento relativo a ser conjugado. O processamento de dados revelou que

$\eta = b/\ell_w$  pode estimar melhor o comportamento relativo de flexão das paredes neste caso.

- Se as aberturas forem colocadas no canto, a relação  $\alpha$  pode ser melhor aplicada para avaliar o comportamento relativo das paredes, de modo que, para  $\beta = h_1/h_2$  até 0,3,  $\alpha H$  e para  $\beta$  maior que 0,3,  $\alpha / H$  é mais responsável para determinar o comportamento relativo das paredes.
- Em ambos os tipos de colocação da abertura, quando N, o número de andares aumenta, o comportamento relativo de flexão das paredes se aproxima da maneira conjugada, de modo que, no caso de aberturas no meio, para N maior do que 15, e no caso de aberturas de canto, para N maior do que 30, o comportamento relativo de flexão das paredes é conjugado em todos os casos.
- Em edifícios de grande altura, quando  $h_1$  aumenta e  $\beta$  é constante, o andar com drift máximo desloca-se para cima devido ao fato de que vigas de acoplamento altas tornam o sistema mais rígido lateralmente e faz com que o comportamento geral do sistema se aproxime de uma parede em balanço.

O conhecimento do comportamento de paredes de contraventamento frente as ações horizontais são de grande importância, e pesquisas com ensaios em escala real de edifícios de mais de um andar tem sido realizadas com o objetivo de entender o comportamento do conjunto de alvenarias quando o prédio é sujeito a ações horizontais.

Seible *et al.* (1994) em um trabalho experimental, realizado na universidade da Califórnia, San Diego, relatam ensaios em escala real de um edifício de 5 pavimentos em alvenaria estrutural armada submetido a ações horizontais de sismos. O edifício foi construído com paredes estruturais com flanges e lajes alveolares protendidas com capa de 5 cm. Sobre as aberturas de portas foram construídas vergas não estruturais, separadas das paredes por juntas de movimentação. A ligação entre as paredes (acoplamento) ocorria apenas pelo trecho de laje, e o edifício foi dimensionado de maneira a apresentar grande ductilidade e não romper de maneira frágil por cisalhamento. Através da análise da curva força-deslocamento os autores observaram grande ductilidade com ângulos de desaprumo de 1% a 1.5% apresentado pelo edifício. Conforme observado por Seible *et al.* (1994) a ruptura ocorreu com formação de rótulas plásticas na base dos pilares de alvenaria. De acordo com os autores esse resultado indica a possibilidade de edifícios de alvenaria estrutural serem dimensionados para ter grande



ductilidade e serem adequados com isso para zonas sísmicas. Os autores ainda concluíram que uma elevada ductilidade é garantida quando se assegura que a alvenaria não se rompe por cisalhamento, ou seja, especificando armaduras quando for o caso, checando os comprimentos de ancoragem e de emendas, armaduras de flexão e a necessidade de juntas de dilatação.

Resultados de ensaios em um edifício de dois andares construídos com tijolos cerâmicos e não armados, são também relatados por Moon *et al.* (2003). A configuração do edifício segue com o piso e a cobertura compostos de estruturas de madeira apoiadas nos quatro lados. De acordo com observações dos autores, o escoramento da junta e o tombamento lateral foram dominados nesses ensaios, devido a relativa baixa carga vertical e os resultados mostraram um comportamento mais de tombamento, para os pequenos pilares no primeiro pavimento, e fissuras na base e no topo desses pilares ocorreram para aliviar o esforço de flexão. E ainda outro modo de ruptura predominado por escorregamento das juntas foi observado para as paredes inferiores bem compridas em relação a sua altura. Os autores ainda observaram também fissuras nas paredes perpendiculares a direção da força lateral aplicada, confirmando a efetiva participação destas como flanges das paredes referidas acima.

#### 2.4.2 ANÁLISE DE PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO DOTADAS DE ABERTURAS

As duas seguintes abordagens de dimensionamento podem ser usadas para projetar paredes com aberturas: o método de análise plástica e o método das bielas e tirantes. Essas duas abordagens foram avaliadas por estudos experimentais e mostraram boa concordância com os resultados experimentais, Voon, (2007); Elshafie *et al.*, (2002); Leiva e Klingner, (1994).

Uma abordagem limite superior envolvendo mecanismos de colapso para a previsão da resistência última por flexão das denominadas paredes de cisalhamento com aberturas foi desenvolvido por [LEIVA *et al.* (1990a); (1990b), (1994)]. Em tal método, as paredes de contraventamento com aberturas são assumidas para comportar principalmente no modo de flexão e romper por formação de rótulas plásticas nas extremidades dos membros. O modelo de rótulas plásticas (PHM) parece ser um método atrativo para a análise de paredes de alvenaria armada de contraventamento com aberturas, porque não necessita de qualquer cálculo para a rigidez dos elementos da parede, que é difícil de ser determinada com precisão. Além disso, esta abordagem apresenta uma redistribuição de forças devido à deformação inelástica em

rótulas plásticas e permite ao projetista controlar o modo de falha para obter um modo dúctil desejável.

De acordo com Leiva *et al.* (1994), (1990a), e (1990b) os resultados dos ensaios mostraram que a PHM pode fornecer uma boa estimativa sobre a capacidade de carga lateral das paredes de contraventamento com aberturas, contanto que o mecanismo de falha assumido esteja de acordo com o real. Por conseguinte, a carga lateral última da parede determinada pelo PHM representa um limite superior para a verdadeira solução porque a análise plástica é baseada num assumido mecanismo de rótulas plásticas, que pode não ser o mecanismo de falha real. Portanto, o PHM na sua presente forma precisa de alguns refinamentos para prever melhor o mecanismo de falha e, conseqüentemente, a carga final real.

Utilizando dois modelos analíticos, um modelo de bielas e tirantes [Yanez *et al.* (1991) e Wu and Li (2003)] e um modelo de rótulas plásticas [Leiva (1990) e Elshafie *et al.* (2002), Voon e Ingham (2005)], compararam e avaliaram a resistência das paredes com os resultados experimentais: Os autores recomendam negligenciar o desenvolvimento da ação de pórtico que ocorre devido à presença da ligação da viga sólida ao avaliar a resistência das paredes de alvenaria parcialmente grauteadas com aberturas. Em vez disso, os modelos de bielas e tirantes devem ser utilizados no processo de análise. Os autores suportam essa afirmação, visto que, a estimativa da resistência utilizando o método bielas e tirantes corresponde de perto com os resultados experimentais de paredes com mais de uma abertura. Segundo os autores esta observação suporta o uso de análise de bielas e tirantes como ferramenta para avaliar a resistência de paredes de alvenaria armadas parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

Elshafie *et al.* (2002), apresentou o método de análise plástica, também conhecido como análise limite, que pode ser usado para determinar a capacidade resistente de carga máxima para estruturas estaticamente indeterminadas. Uma parede de alvenaria com uma abertura, como mostrado na Figura 7a) pode ser modelado como uma estrutura, conforme Figura 7b). O modelo é submetido a uma carga crescente até que a capacidade de flexão de uma seção específica seja alcançada e uma rótula plástica formada nesse local. A rótula plástica é uma região no membro que é assumida para ser capaz de passar por uma quantidade infinita de deformação e, portanto, pode ser tratada como uma rótula para análise posterior. Com novos aumentos de carga, as rótulas plásticas se formam em outras seções, a medida que a sua capacidade de flexão é atingida. Este processo continua até que o sistema se torna estaticamente determinado, altura em que a formação de mais uma rótula plástica resultará num colapso sob

qualquer carga adicional. Isto é chamado de mecanismo de colapso, e um exemplo é mostrado na Figura 7c. Há normalmente mais do que um possível mecanismo de colapso de uma estrutura estaticamente indeterminada, e o mecanismo que dá a menor capacidade é mais próximo da capacidade máxima, sendo este é um método de limite superior.

Para a aplicação específica em paredes de alvenaria, é idealizada a parede de contraventamento com aberturas como sendo um pórtico equivalente, onde os pilares são modelados como engastadas na base e engastadas ou livres na parte superior, enquanto que vergas são modeladas como engastadas nas extremidades. Um estado de ruptura é alcançado quando as rótulas plásticas se formam nas extremidades dos membros, e o mecanismo de colapso se forma. A sequência de formação de rótula plástica depende da resistência relativa e da rigidez dos elementos. Nesta abordagem, os membros estruturais têm de ser concebidos para se comportar, principalmente num modo de flexão, enquanto uma ruptura de cisalhamento é evitada pela aplicação da abordagem de capacidade de projeto.

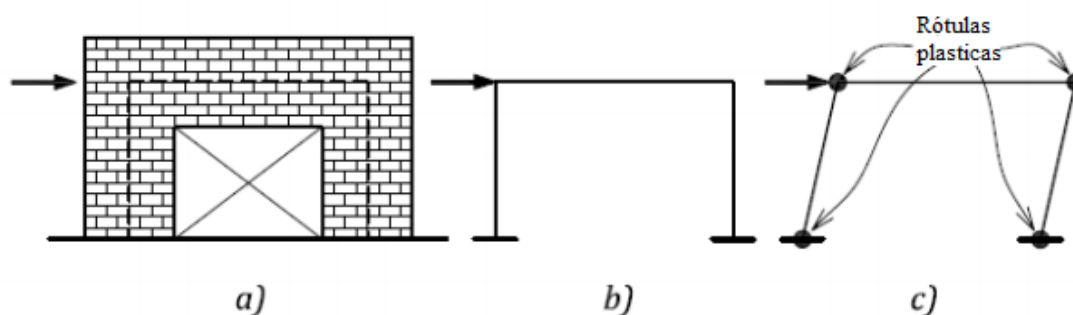


Figura 7 - Um exemplo de um mecanismo de colapso plástico para um sistema pórtico: a) da parede de alvenaria com aberturas; b) modelo de pórtico; c) mecanismo de colapso plástico. (Elshafie et al. (2002)).

Os dois mecanismos seguintes são considerados adequados para a análise plástica de paredes de alvenaria armada com aberturas, conforme mostrado na Figura 8 (Leiva e Klingner, 1994; Leiva *et al.*, 1990.): mecanismo de pilares, e o mecanismo de paredes acopladas.

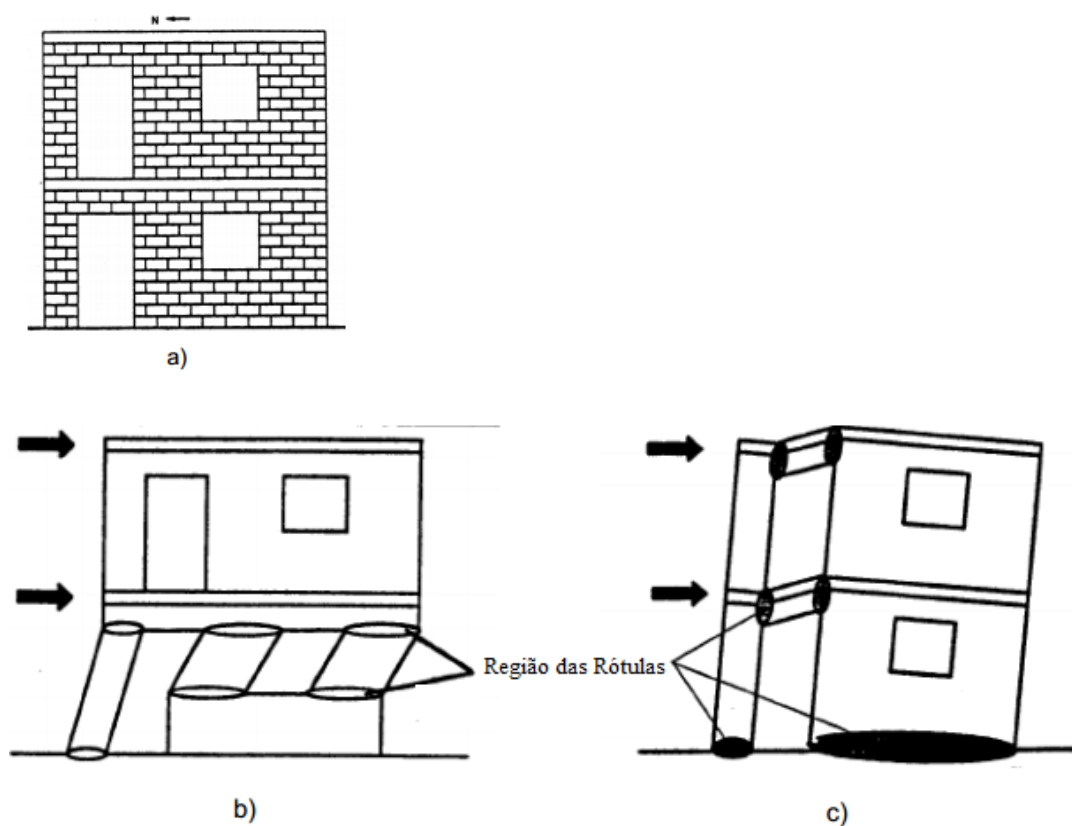


Figura 8 - Modelos de análise plásticas para paredes com aberturas: a) parede real; b) modelo de pilares; c) modelo de parede acoplado (Leiva e Klingner, 1994)

O Mecanismo de Pilares é um mecanismo de colapso com rótulas de flexão nos topos e na base dos pilares. A filosofia de dimensionamento base do mecanismo visualiza a parede como sendo um pórtico dúctil. Armaduras horizontais acima e abaixo das aberturas são necessárias para transferir os esforços de cisalhamento para o resto da parede. Uma desvantagem do mecanismo de coluna é que a formação de rótulas plásticas na parte superior e na parte inferior de todas os pilares num certo nível pode levar a danos significativos para as pilares, os quais são os principais elementos de suporte de carga vertical.

O mecanismo de parede acoplado é um mecanismo de colapso em que as rótulas de flexão são formadas na base da parede e nas extremidades dos lintéis de acoplamento. A parede é modelada como uma série de paredes dúcteis acopladas; este conceito é similar àquele usado para dimensionamento sísmico de paredes de contraventamento em concreto armado. A armadura vertical em cada pilar deve ser concebida de modo que a capacidade de flexão dos pilares exceda a capacidade de flexão das vigas de acoplamento. A armadura de cisalhamento

nas vigas de acoplamento está concebida com base na capacidade de flexão e ao corte dos pilares. Uma vez que as paredes de alvenaria são geralmente longas em planta, a formação de rótulas plásticas nas suas bases produz grandes deformações na armadura longitudinal da parede. Rótulas plásticas devem ter capacidade de rotação suficiente para permitir que o mecanismo completo se forme; isto pode ser conseguido em estruturas de parede com baixa carga axial. Para garantir o sucesso da aplicação do método de análise plástica, a armadura da parede deve ser detalhada para desenvolver resistência necessária e capacidade de deformação elástica. A Figura 8 apresenta uma parede simples de único andar, que é analisada para os dois mecanismos. Forças de cisalhamento últimas correspondentes para mecanismos de pilares e de parede acopladas podem ser determinadas a partir das equações de equilíbrio, assumindo que os momentos nos locais das rótulas plásticas são conhecidos.

Estas equações são resumidas das Figura 9 a Figura 12 (Elshafaie *et al.*, 2002). O método de análise plástica tem algumas vantagens: cálculo da rigidez não são necessários, e o projetista pode escolher o mecanismo de falha que garante uma resposta dúctil desejável. O projetista precisa ter um conhecimento geral de análise plástica, que é coberto em várias referências, por exemplo, Bruneau, Yuang, e Whittaker (1998) e Ferguson, Breen, e Jirsa (1988). Este método também é utilizado para a análise sísmica de estruturas de aço e concreto, e é referido como análise estática não-linear.

As descrições que se seguem foram extraídas de Elshafaie *et al.* (2002) e descreve de forma sucinta o modelo de análise em rótulas plásticas. O modelo de rótulas plásticas é um método de análise para estimar a capacidade de colapso por flexão das paredes de contraventamento com aberturas, em que a parede é idealizada como um pórtico equivalente ou como um pórtico de coluna larga, onde o estado de ruptura é alcançado pela formação de rótulas plásticas nas extremidades dos membros, de modo que o sistema estrutural do pórtico equivalente se torna instável. A sequência de formação das rótulas plásticas depende da resistência relativa e da rigidez dos elementos. Os autores refinaram o modelo, PHM, para ser capaz de prever o mecanismo de falha real para paredes de contraventamento de um andar com aberturas. A fim de aplicar o PHM às paredes consideradas em Elshafaie *et al.* (2002), as paredes foram assumidas para satisfazer as seguintes condições:

1. Paredes comportam principalmente num modo de flexão (ou seja, as paredes são providas com resistência de cisalhamento maior do que as forças de cisalhamento associadas com a formação de um mecanismo de flexão).

2. As rótulas plásticas são capazes de deformar-se até o desenvolvimento do mecanismo de colapso, sem qualquer degradação da resistência. Isso pressupõe que a seção de parede tem ductilidade de curvatura adequada. Esta suposição é mais razoável para os elementos de coluna com grandes relações geométricas; ela é feita aqui para permitir estimar a sequência de formação de rótulas plásticas.
3. A resistência à flexão de seções de alvenaria armada pode ser determinada usando a teoria simples de flexão de Euler-Bernoulli.

O PHM é explicado pelos seguintes passos, que ilustram a forma como o mecanismo de falha, a capacidade de carga lateral, e as forças internas nas fases últimas possam ser previstas:

### **Passo 1: É assumida o mecanismo de falha**

A parede é assumida para romper pela formação de rótulas plásticas nas extremidades dos membros críticos, de modo que o sistema estrutural se torna instável. Os locais das rótulas plásticas dependem da força relativa das seções dos elementos. Podem existir quatro mecanismos de falha seguintes:

**Mecanismo de Pilar rígida/Viga flexível**, em que a parede falha através da formação de rótulas plásticas em ambas as extremidades da(s) viga(s) de acoplamento, seguida de rótulas plásticas nas bases dos pilares como mostrado na Figura 9.

**Mecanismo de Pilar flexível/Viga rígida**, em que a parede falha através da formação de rótulas plásticas em ambas as extremidades de todos os pilares como mostrado na Figura 10.

**Mecanismo Misto**, uma combinação do mecanismo (a) e (b) como mostrado na Figura 11.

**Mecanismo de Tração**, onde a parede falhará pelo escoamento de todas as armaduras dos pilares de tração sob forças de tração axial gerado pelo momento de tombamento, seguido por uma formação de rótulas plásticas na base dos pilares de compressão, como mostrado na Figura 12.

Como mencionado anteriormente, a escolha do mecanismo de falha correta depende da resistência relativa das seções das paredes. Na maioria dos casos, é difícil identificar o

mecanismo de falha correto no primeiro ensaio. Portanto, um dos mecanismos anteriormente mencionados pode ser escolhido para começar, então será verificado e depois modificado (Etapa 6).

**Passo 2: Determinar a resistência à flexão do elemento(s) das seções de acoplamento.**

Neste passo, as resistências à flexão para as seções de extremidade dos elementos de acoplamento são determinadas. As resistências à flexão para as seções dos elementos de acoplamento são designadas por  $M_{bc}$  e  $M_{bt}$  para a extremidade da coluna comprimida e da extremidade da coluna tracionada da viga de acoplamento, como mostrado das Figura 9 à Figura 12. As resistências à flexão das seções de extremidade do elemento de acoplamento devem ser calculadas considerando a contribuição da laje de piso para a resistência à flexão.

**Passo 3: Determinar as forças axiais devido ao momento de tombamento**

Com base no mecanismo de falha assumida, a força axial ( $P_{ovt}$ ), devido ao momento de tombamento, é determinada com base no equilíbrio, como mostrado das Figura 9 à Figura 12 para os diferentes mecanismos de falha. Por causa do gradiente de tensão, a força axial resultante ( $P_{ovt}$ ) situa-se apenas um pouco fora do centro de cada coluna. Portanto, uma aproximação ligeiramente conservadora é assumir que a força axial desenvolvida em cada pilar ( $P_{ovt}$ ) está no centro da coluna [Drysdale (1999)].

**Passo 4: Determinar a resistência à flexão das seções dos pilares**

Neste passo, as resistências à flexão para as seções de extremidade dos pilares são determinadas. As resistências à flexão para as extremidades das seções dos pilares são designadas por: seções de extremidade dos pilares comprimidos, e por seções de extremidade dos pilares tracionados, como mostrado das Figura 9 à Figura 12. Deve notar-se que as resistências à flexão das seções dos pilares devem ser calculadas tendo em consideração, além de peso próprio e da sobrecarga, o efeito das forças axiais devido ao momento de tombamento.

**Passo 5: Determinação da capacidade de carga lateral última da parede e seus pilares**

A capacidade de carga lateral última da parede ( $V_u$ ), coluna comprimida ( $V_c$ ) e coluna tracionada ( $V_c$ ) pode ser determinada a partir do equilíbrio usando as equações de ( $V$ ,  $V_c$ , e  $V_t$ ) mostrado nas Figura 9 e Figura 12 para diferentes mecanismos de falha.

**Passo 6: Verificar a validade do mecanismo de falha assumida**

Ao estudar o equilíbrio dos elementos da parede, os momentos de flexão (associado com o mecanismo de falha) em seções de extremidade dos membros (exceto aqueles onde as rótulas plásticas se formam) podem ser determinados. Se esses momentos são menores do que a resistência a flexão das seções, o assumido mecanismo de falha estará correto. Caso contrário, o mecanismo de falha assumido precisa ser modificado para encontrar as rótulas plásticas nos locais onde o momento de flexão é superior a resistência à flexão. Conseqüentemente, a solução vai ser repetida usando o mecanismo de falha modificado (ver etapa 2).

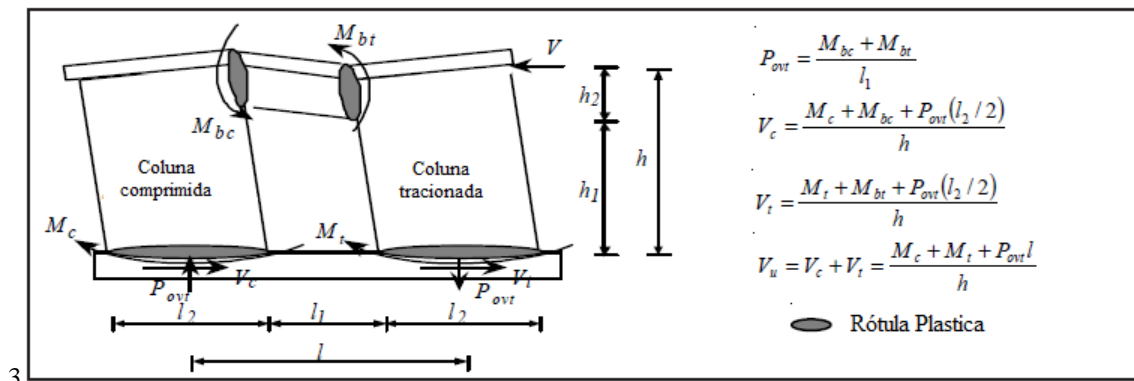


Figura 9 - Mecanismo de Pilar rígida/Viga flexível. (Elshafaie *et al.* (2002)).

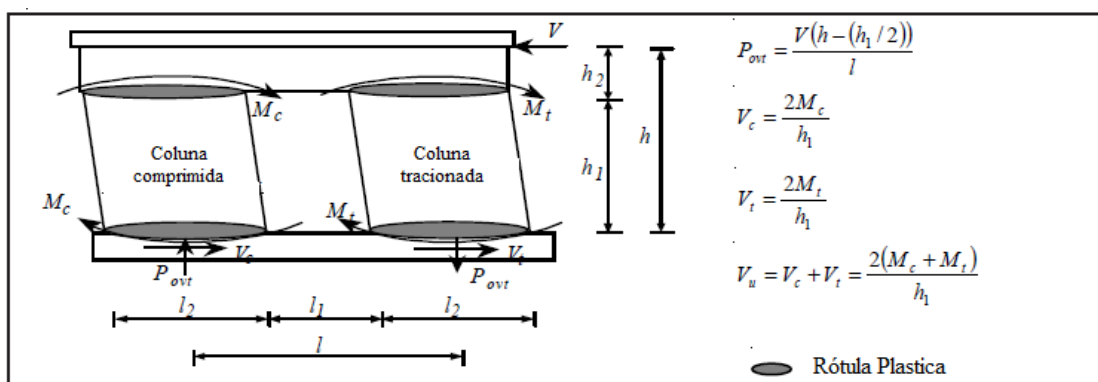


Figura 10 - Mecanismo de Pilar flexível/Viga rígida. (Elshafaie *et al.* (2002)).



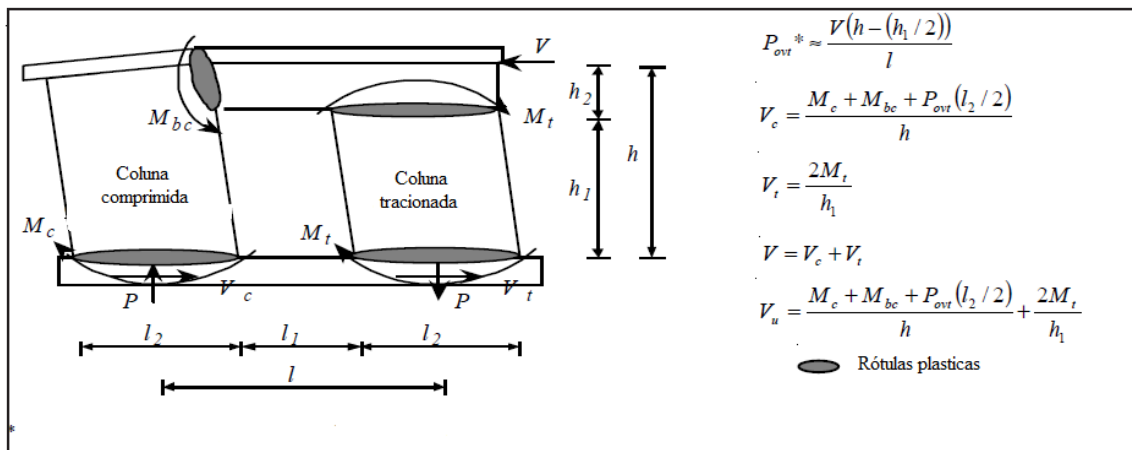


Figura 11- Mecanismo Misto. (Elshafaie *et al.* (2002)).

\* Esta equação dá um valor aproximado para (Povt), é bom o suficiente para começar e pode ser refinado mais tarde

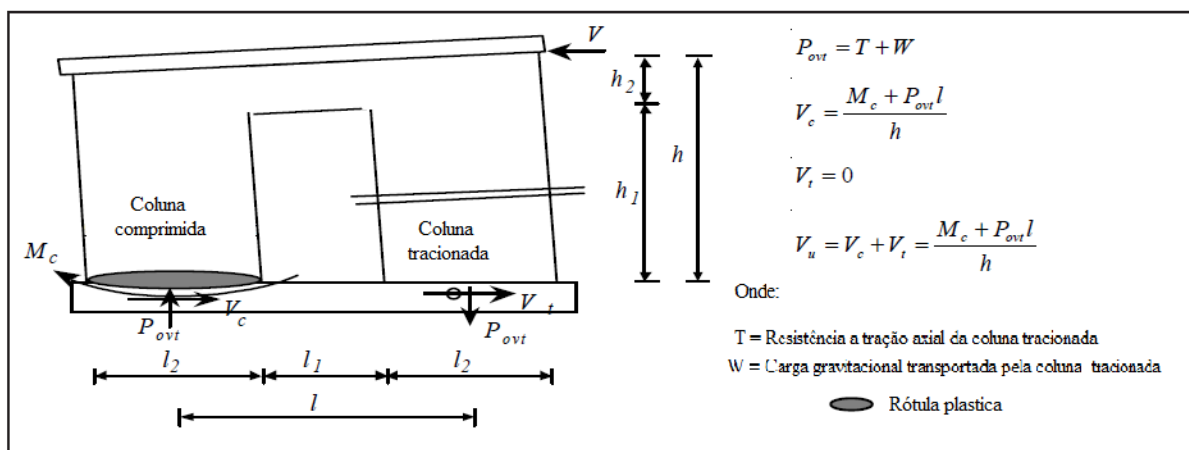


Figura 12 – Mecanismo de falha por tração. (Elshafaie *et al.* (2002)).

Outro método de análise de paredes de contraventamento dotadas de abertura é o método de bielas e tirantes, essencialmente segue a abordagem da analogia de treliça usada para o dimensionamento de cisalhamento do concreto e da alvenaria. No modelo de bielas e tirantes é referido como bielas os elementos comprimidos, a alvenaria, representando campos de tensão de compressão e os elementos tracionados referidos por tirantes representam campos de tensão de tração, sendo absorvidos por armaduras. As bielas de compressão na alvenaria desenvolvem entre as fissuras inclinadas paralelas nas regiões de alto esforço de cisalhamento.

A característica essencial dessa abordagem é que o projetista precisa encontrar um sistema de forças internas que está em equilíbrio com as cargas aplicadas externamente e as condições de apoio.

Outra característica essencial é que o projetista deve assegurar que os membros dos tirantes de aço e a alvenaria forneçam adequada resistência às forças obtidas a partir da análise de treliça. O dimensionamento dos tirantes de tração é particularmente importante. Se uma resposta dúctil deve ser assegurada, o projetista deve escolher determinadas barras de tração na qual o escoamento pode ser mais bem acomodado. Outros tirantes podem ser projetados de modo que o escoamento não ocorrerá usando uma abordagem com capacidade de dimensionamento. As magnitudes das forças nos tirantes de tração críticas podem ser determinadas a partir da estática, o que corresponde à capacidade de momento de tombamento da parede usando as propriedades nominais do material. As forças restantes são então determinadas a partir do equilíbrio dos nós (análise de treliça convencional). As forças de compressão desenvolvidas nas bielas da alvenaria são geralmente pequenas, devido às pequenas deformações de compressão e não governam o dimensionamento. Cuidadoso detalhamento da armadura da parede é necessário para assegurar que a resposta estrutural real corresponderá aquela prevista pelo modelo de análise. O designer precisa usar o julgamento para simplificar os caminhos da força que são escolhidos para representar a estrutura de verdade - estes diferem consideravelmente dependendo do julgamento individual.

Um exemplo de um modelo de bielas e tirantes para parede de alvenaria de dois andares sujeita a carga lateral sísmica é mostrado na Figura 13 (notar que a gravidade da carga também tem de ser considerada na análise, no entanto, é omitida na Figura). Pode-se observar que os dois modelos são diferentes, visto que foi considerando a orientação alternada da carga sísmica. Os exemplos mostram a carga sísmica sendo aplicada como uma carga de compressão ao edifício. No entanto, estas cargas devem ser aplicadas aos níveis de piso, dependendo da ligação diafragma-parede. Os membros designados tirantes em um modelo se tornarão bielas em outro modelo (quando a carga sísmica muda de direção). Uma vantagem da natureza reversível das forças sísmicas é que uma fração significativa das deformações inelásticas de tração impostas a extremidade dos membros das bielas é recuperável devido à reversão de força, proporcionando assim a dissipação de energia de histerese.

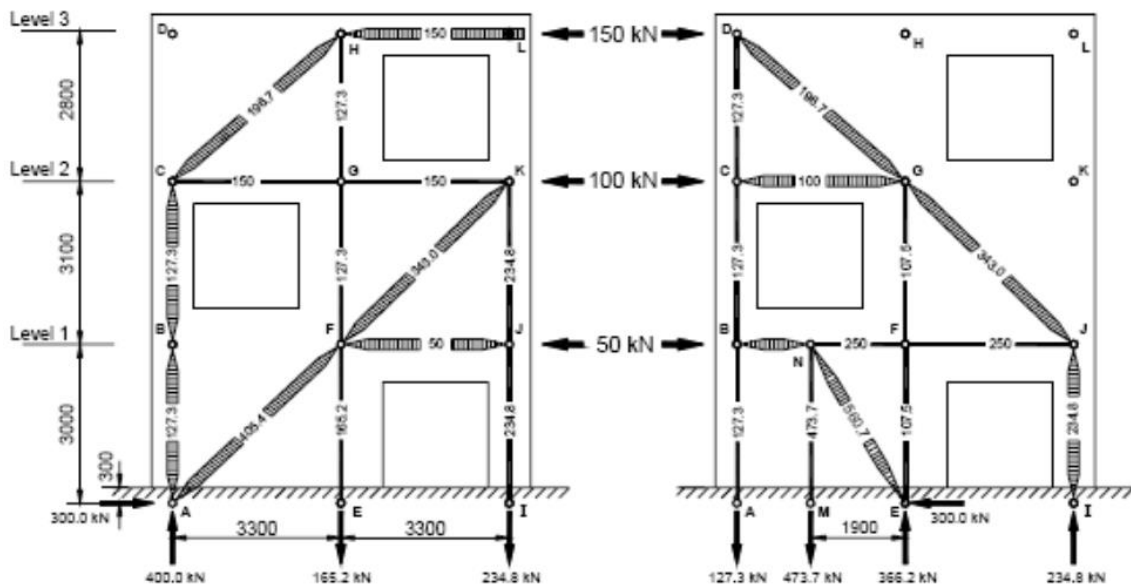


Figura 13- Modelos de bielas e tirantes para uma parede de alvenaria correspondente a diferentes direções da ação sísmica (NZCMA, 2004)

Embora os pesquisadores tenham desenvolvido vários métodos para analisar (e projetar) sistemas de paredes de contraventamento acopladas, Harcheganiu *et al.* (2011) observam que pouquíssimas pesquisas apresentaram relações entre as dimensões das aberturas e o modo como os pilares se comportam juntos, independentes ou conjugados, conforme Figura 14. De acordo com os autores, a diferença entre os dois modos implica diferentes formas de modelar as paredes de contraventamento dotadas de aberturas e acopladas. Nomeadamente, os dois pilares adjacentes são modelados como dois meios independentes no caso de terem comportamentos independentes de flexão e são modelados, juntamente com uma viga de ligação, como um único meio quando os dois pilares atuam conjugados.

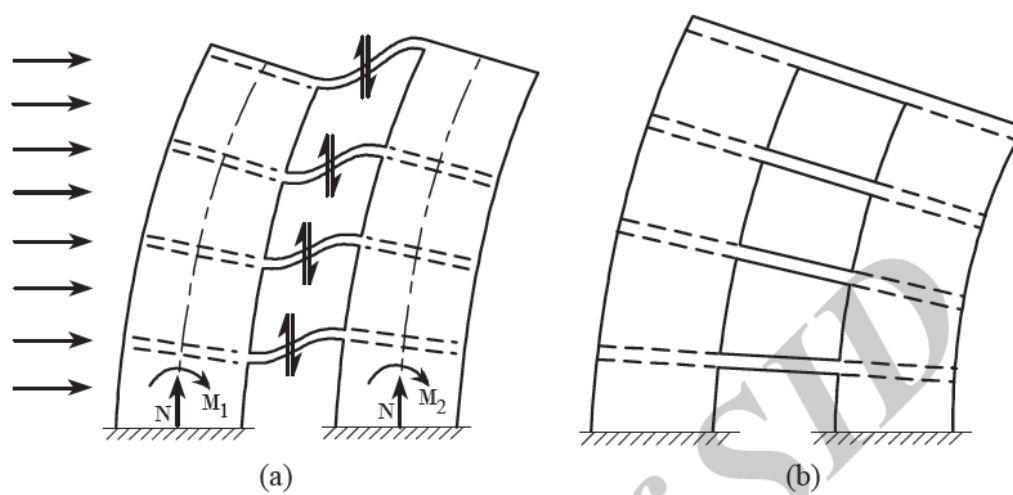


Figura 14 - (a) Comportamento independente dos pilares (b) Comportamento conjugado dos pilares.  
(Harcheganiu et al. (2011)).

Para Vecchio e Chan (1990), as relações entre as dimensões das aberturas e o modo como os pilares se comportam juntos, influenciam profundamente a quantidade e a disposição de barras de armadura, especialmente em torno das aberturas. Portanto, Harcheganiu *et al.* (2011) estudaram vários modelos, com o objetivo de estudar como as dimensões das aberturas afetam o verdadeiro comportamento relativo dos pilares de alvenaria contra a flexão, visto que, de acordo com os autores, enquanto na maioria das vezes, o sistema é idealizado para que as paredes supostamente ajam de forma independente, o verdadeiro comportamento nem sempre é como se supõe.

Vecchio e Cheung (1984) através da análise estática de paredes de contraventamento acopladas observaram que, se a rigidez ao cisalhamento das paredes ou a relação altura/largura dos pilares de alvenaria for muito grande, então o comportamento relativo de flexão das paredes é conjugado e vice-versa. Neste caso, a distribuição de tensão normal nos pilares é linear em toda a seção, enquanto que no outro caso a distribuição de tensões se desvia do caso, e existirão duas distribuições de tensões separadas nos pilares adjacentes.

E segundo, Capuani *et al.* (1994), uma abordagem contínua equivalente para paredes de contraventamento acopladas, mostrou que o comportamento relativo de flexão das paredes é diretamente influenciado pelo número de andares, de tal forma que, em edifícios de altíssima altura ou, como se observará, em edifícios muito altos, esse comportamento relativo é sempre conjugado.

Métodos analíticos ou numéricos têm sido desenvolvidos por muitos pesquisadores para analisar (e principalmente para projetar) paredes de contraventamento acopladas, a maioria das quais, pertencem ao modo de comportamento independente nas duas paredes. Por exemplo, o primeiro e mais importante método de análise de paredes acopladas é o método “Continuous Medium”, proposto principalmente por Timoshenko e seguido por outros como Chitty, Mayer, Minnelli, etc. O método "Equivalent Frame", está entre outros métodos antigos, no qual os pilares e vigas de acoplamento são substituídos por elementos de barras bidimensionais, e o método de elementos finitos. Hrenikoff, McCormick, Turner *et al.*, e Argyris (1970), aparecem como os principais pesquisadores a apresentar o método em elementos finitos. Mais recentemente, foram desenvolvidos múltiplos métodos para analisar as paredes de contraventamento acopladas nas formas elástica e elastoplástica, a maioria das quais correspondem ao comportamento de flexão independente.

Os trabalhos de Pisanty e Traum (1970), Tso e Biswas (1972), e Elsied *et al.* (1990) estão entre os trabalhos mais populares no estudo do comportamento de paredes de contraventamento acopladas para a região elástica, e o método elastoplástico desenvolvido por Pekau e Gocevski (1981). Também foram produzidos vários métodos capazes de analisar paredes de contraventamento acopladas para ambos os casos, isto é, em casos gerais, tais como os recomendados por Capuani *et al.* (1994), Koo e Cheung (1984), e Lu e Chen (2005).

Portanto, para calcular o erro na estimativa da rigidez efetiva da viga de acoplamento Aksogan *et al.* (2003), desenvolveram uma fórmula, conforme equação 10 em função dos parâmetros geométricos da parede de contraventamento acoplada. E concluíram que a medida que esse erro se torna maior, o comportamento relativo de flexão se aproxima do caso independente.

$$error = \frac{\left(\frac{b}{Gth}\right)}{\left(\frac{b^3}{12EI}\right) + \left(\frac{b}{GA'}\right) + \left(\frac{b}{Gth}\right)}$$

Equação 10

MacLeod (1970) estudando a interação de pórtico de parede de contraventamento e Pisanty e Traun (1970) focando os estudos numa análise simplificada de paredes de

contraventamento acopladas de seção transversal variável, desenvolveram outro parâmetro geométrico para prever o comportamento relativo de flexão dos pilares de alvenaria, expresso na equação 11.

$$\alpha = \sqrt{\frac{12I_b}{hb^3} \left( \frac{\ell^2}{I_{c1} + I_{c2}} + \frac{A_{c1} + A_{c2}}{A_{c1}A_{c2}} \right)}$$

**Equação 11**

Como explorado na revisão da literatura, de acordo com os melhores conhecimentos dos autores, há necessidade de mais estudos para à estimativa do comportamento relativo de flexão de paredes acopladas, isto é, quando elas atuam flexivelmente independentes ou conjugadas. Em parte, esta tese, aborda o desenvolvimento de um programa experimental, onde paredes de contraventamento parcialmente grauteadas, escala 1/2, foram acopladas por vigas de alvenaria e/ou vigas de concreto armado. Os resultados foram analisados de forma a relacionar o efeito do acoplamento, alvenaria ou concreto armado, tipo de aberturas, porta ou janela, no comportamento e resistência as ações laterais das paredes de contraventamento.

### 2.4.3 FORMAS DE RUPTURA DE PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Ao longo dos anos várias pesquisas foram realizadas em paredes de contraventamento cegas e armadas, portanto, o seu comportamento e sua resistência, bem como os modos de ruptura são bem conhecidos. A grande questão se reside agora nas paredes de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de abertura. Como se comporta tais paredes e qual será a forma de ruptura ou as formas de rupturas? De acordo com Priestley (1986<sup>a</sup>), para paredes de contraventamento dotadas de aberturas o modo de ruptura e a ductilidade dependem da geometria da parede e da capacidade de curvatura desta.

Sobe efeitos de combinados de ação lateral e carga vertical, o modo de ruptura de deformação das paredes de contraventamento armadas e sem aberturas depende da geometria da parede, do nível de carga vertical e da taxa de armadura vertical e horizontal, Parsekian *et al.* (2014, pag. 504). E ao longo dos anos várias pesquisas foram realizadas e corroboram tais afirmações, Scrivener (1967); Schneider (1959); Shing *et al.* (1990, 1991); Sveinsson (1981); Thurston e Hutchinson (1982); Salim (1982); Okada *et al.* (1987) e Priestley (1982). Ruptura

por flexão e por cisalhamento são relatadas nas pesquisas mencionadas acima para paredes de contraventamento armadas e cegas, sendo a ruptura por flexão caracterizada por fissuração na junta da argamassa de assentamento, escoamento da armadura vertical e finalmente esmagamento dos cantos da parede, enquanto que a ruptura por cisalhamento se caracteriza pela fissuração diagonal.

Com base em ensaios experimentais na Universidade de Auckland, Voon e Ingham (2005) construíram e ensaiaram oito paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, com o objetivo de estudar o desempenho dessas paredes sob condições de ação sísmica, observaram os padrões de fissuração mostrados na Figura 15. Devido à falta de armadura de cisalhamento distribuídas horizontalmente, Voon e Ingham (2005) observaram a ruptura das paredes em um modo de tração diagonal (ruptura por cisalhamento), conforme Figura 15. De acordo com os autores, os padrões de fissuração diagonais nas paredes alinham bem com os caminhos de carga através da qual a força de cisalhamento foi assumida para ser transferida para a base das paredes através do mecanismo de bielas. Portanto, os autores afirmam que esta observação suporta a utilização do método de análise de bielas e tirantes, como a ferramenta para avaliar a resistência das paredes de alvenaria armadas dotadas de aberturas.

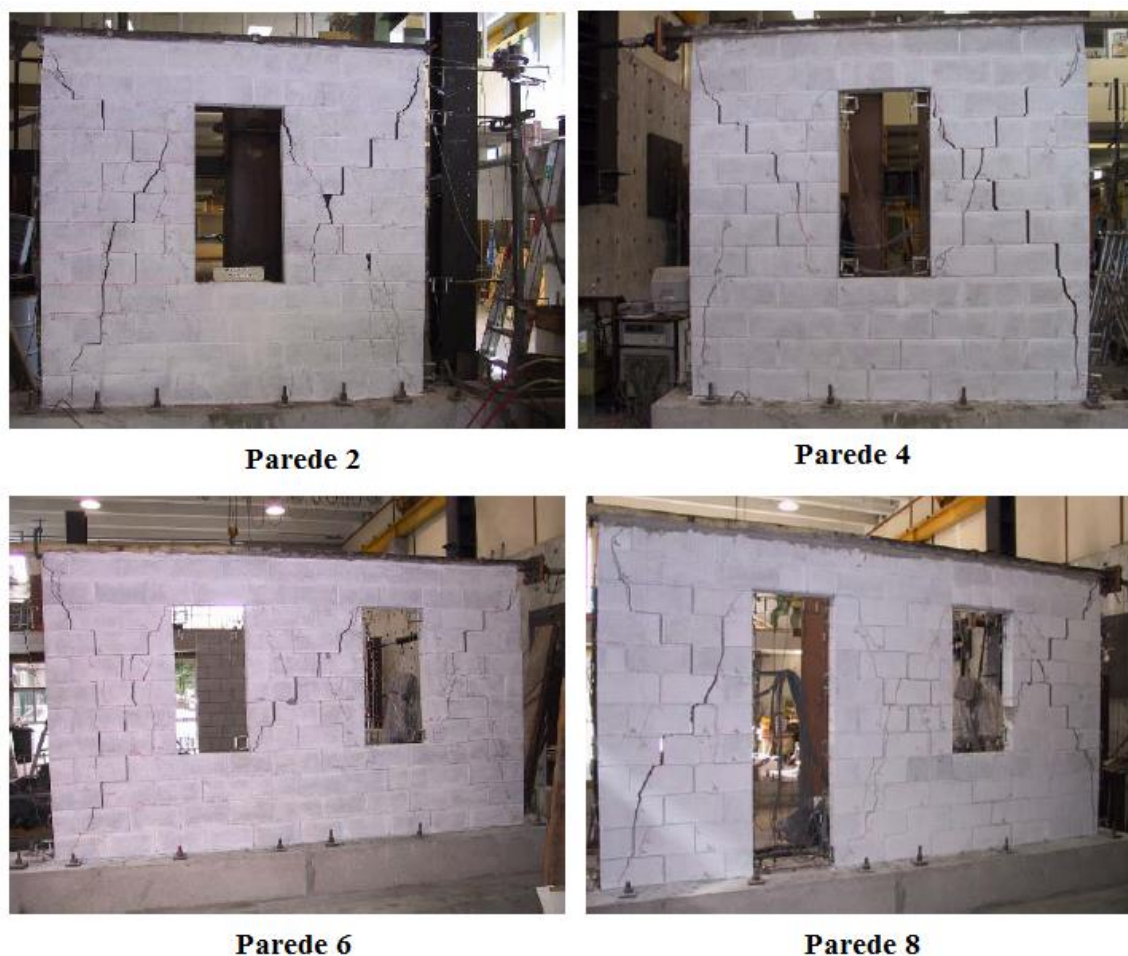


Figura 15– Padrões de ruptura nos ensaios das paredes - Voon e Ingham (2005).

A revisão da literatura revelou a necessidade de modelos precisos e simples e de ensaios em paredes de alvenaria armada, parcialmente grauteadas, de contraventamento e dotadas de abertura para múltiplos pavimentos para prever o mecanismo real de ruptura, carga lateral máxima, a rigidez pós-fissuração levando em consideração os efeitos das aberturas, fissuração, distorção de cisalhamento, e as forças axiais. Observou-se a necessidade de avançar no estudo das paredes de alvenaria de contraventamento em função do seu intenso uso em edifícios e da demanda por mais informações sobre o seu comportamento estrutural, em especial no que refere à utilização de alvenaria parcialmente armada e dotadas de aberturas. Conclui-se desta análise que a rigidez pós fissuração das paredes de alvenaria de contraventamento armadas e dotadas de aberturas não foi totalmente investigada e mais pesquisas são necessárias para desenvolver um método preciso para prever a rigidez dessas paredes.



## **2.5 ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM ESCALA REDUZIDA**

Nos últimos anos diversos trabalhos foram realizados utilizando modelos reduzidos em alvenaria estrutural no Brasil. Podem ser citados, as pesquisas desenvolvidas no Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural - NEPAE da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP, do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP e da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, em ordem cronológica: Santos (2001), Lindner (2001), Andolfato (2002) - onde se desenvolveu a técnica necessária para a produção de blocos estruturais de concreto em escala reduzida (1:4), Signor e Roman (2002), Holanda Jr. (2002), Silva (2003), Nascimento Neto (2003), Maurício (2005), Capuzzo Neto (2005) e Moreira (2007).

Ensaio de laboratório em escala real de subsistemas de parede de alvenaria e edifícios podem ser impraticáveis devido a limitações de espaço, construção e limitações de ensaio, e restrições financeiras. O modelo estrutural é a representação física de uma estrutura (protótipo), ou de parte dela, sendo normalmente construído em escala reduzida. Pode-se ainda definir como um elemento ou conjunto de elementos construídos em escala reduzida e submetidos a ensaios. Como vantagens da utilização de modelos físicos reduzidos em detrimento de protótipos, têm-se a utilização de estruturas com dimensões reduzidas, facilitando o transporte e armazenamento dentro do laboratório e a contribuição, positiva, para economia de espaço, de material e financeira.

Portanto, ensaios com modelos em escala reduzida de componentes de alvenaria de vários programas experimentais têm sido amplamente relatados na literatura. A principal conclusão da maioria dessas experiências é que é possível modelar o comportamento e os modos de ruptura de componentes de alvenaria em escala real nas escalas reduzidas. A literatura apresenta alguns sucessos recentes com modelagem na escala 1:2 de paredes de alvenaria de contraventamento, tais como Long, (2006); Banting *et al.*, (2009); Shedid, (2009).

O desafio ao realizar ensaios experimentais em modelos em escala reduzida é relacionar os resultados a um protótipo ou corpos de prova na escala real para que os dados se tornem utilizáveis. Para se ter confiança em um modelo em escala reduzida, deve ser correlacionada um protótipo em escala real com um razoável grau de similaridade. Isso requer uma investigação de todos os componentes individuais que compõem alvenaria de blocos de concreto armada.

Nascimento Neto (2003, pág. 48), afirma que os estudos desenvolvidos com modelos reduzidos não mais se preocupam com a correlação direta com resultados de protótipos, mas tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural e servir de base para uma modelagem numérica e/ou teórica mais adequada, que seja capaz de representar tanto quanto possível, e de modo sensato, o comportamento real da estrutura.

Segundo Long *et al.*, (2005) uma solução potencial para este problema é a modelagem em escala real de paredes e edifícios utilizando blocos de alvenaria de concreto na escala 1/2, o que, de fato, resulta em um oitavo do volume de material. De acordo com os autores, espera-se que ao contrário de blocos de menor escala, blocos na escala 1/2 possam comportar-se como um modelo direto, eliminando assim a necessidade de fatores de escala ao relacionar o comportamento da alvenaria.

Pesquisa de modelagem em escala reduzida da Universidade de Drexel ao longo dos últimos 30 anos incluiu ensaios experimentais de alvenaria utilizando blocos na escala 1:4 e 1:3, Harris e Sabnis (1999) e Abboud *et al.* (1990).

Long *et al.* (2005) apresentaram resultados de ensaios preliminares de blocos de alvenaria de concreto na escala 1:2 para a modelagem de comportamento no plano de paredes de alvenaria de contraventamento. De acordo com os autores a análise das propriedades dos materiais e o comportamento dos blocos e dos elementos de alvenaria na escala real e na escala 1:2 e também da resistência, características de tensão-deformação e modos de falha dos elementos de alvenaria em compressão axial e tração diagonal demonstraram que alvenaria na escala 1:2 comporta como um bom modelo da alvenaria na escala real, especialmente para as amostras grauteadas. Segundo os autores, as resistências e curvas tensão-deformação dos dois modelos são comparáveis. E segundo eles as diferenças encontradas podem ser atribuídas aos efeitos do tamanho, variação normal de propriedades da alvenaria, e as diferenças na resistência dos blocos. Portanto os autores concluíram que é viável modelagem de paredes de alvenaria de contraventamento e de edifícios na escala real usando blocos na escala 1:2.

Hughes *et al.* (2011) desenvolveram um programa experimental com o objetivo de realizar uma comparação detalhada entre modelos na escala 1:3 e de protótipos na escala real dos componentes da alvenaria, dos prismas e de paredes de contraventamento (*shear walls*). Os autores observaram grande habilidade dos prismas na escala 1:3 de alcançar as mesmas resistências características de compressão e de cisalhamento semelhantes aos ensaios dos

prismas na escala real, entre outros, demonstrando dessa forma segundo os autores a clara capacidade da alvenaria na escala 1:3 de agir como um modelo direto para os ensaios de alvenaria na escala real.

Quanto ao comportamento na flexão das paredes de contraventamento na escala 1:3, incluindo padrão de fissuras, deslocamentos laterais no plano, o perfil de deformação, a curvatura das paredes e a relação carga-deformação os autores observaram que no geral houve uma boa correlação dos modelos na escala reduzida de 1:3 em relação aos protótipos na escala real até a falha prematura da armadura vertical dentro dos corpos-de-prova na escala 1:3.

Ainda, os autores, através da análise de uma resposta de carga-deslocamento idealizada, com a parte elástica da curva que passa pelo escoamento inicial, compararam a ductilidade em função dos deslocamentos,  $\mu\Delta$ , das amostras de parede do modelo com a escala real, conforme Figura 16 e Figura 17. Os autores concluíram que os resultados da comparação força-deslocamento indicaram que os modelos na escala 1:3 das paredes de contraventamento tem potencial de replicação do comportamento do protótipo na escala real, com limitação na utilização de armadura de aço quebradiço.

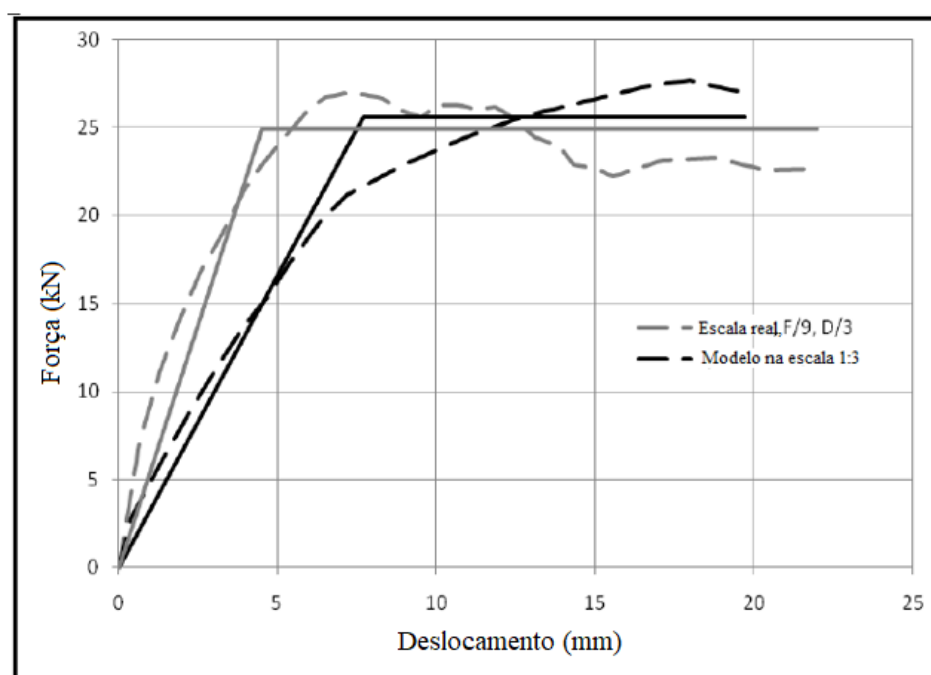


Figura 16– Comparação direta da parede 1 (escala 1:3) com a escala real, Hughes *et al.* (2011)

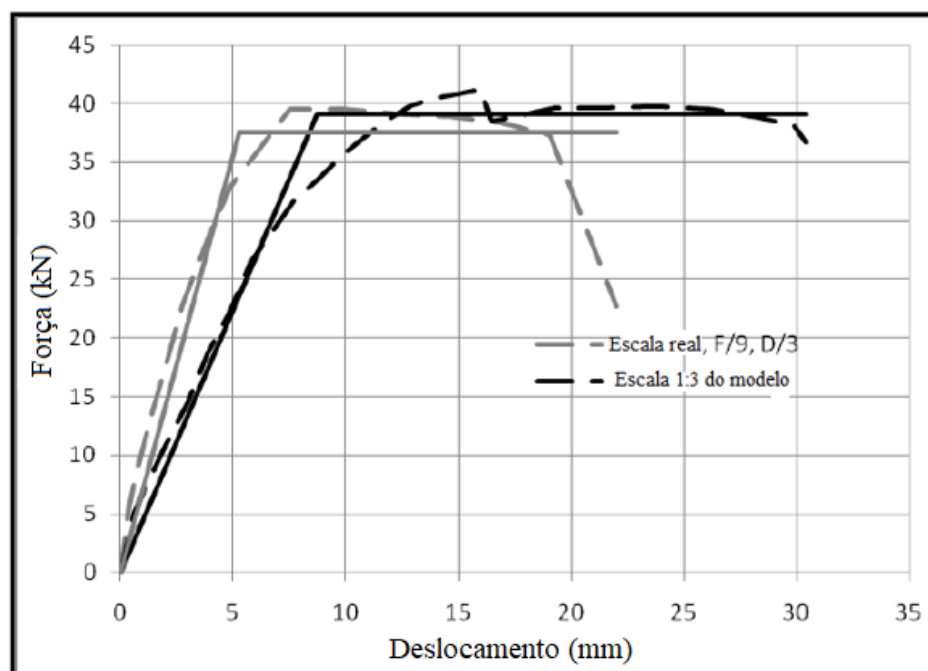


Figura 17- Comparação direta da parede 2 (escala 1:3) com a escala real, Hughes *et al.* (2011)

Mohammed e Hughes (2005) apresentam uma comparação experimental do comportamento da alvenaria entre protótipos na escala real e modelos na escala 1/6 sob carregamento de compressão. Os autores observaram boa concordância entre os modelos e o protótipo, e afirmam que os resultados mostram que é possível que pequenos modelos (escala reduzida) de alvenaria podem prever o comportamento elástico, bem como os modos de falha dos protótipos (escala real).

Camacho (1995) com o objetivo de estudar a possibilidade da substituição dos ensaios em alvenaria de blocos cerâmicos por ensaios em modelos físicos reduzidos, tanto em condições de serviço, como em regime de ruptura, ensaiou blocos, prismas de dois, três e quatro blocos justapostos e paredinhas. O autor utilizou duas escalas diferentes, (1:3) e (1:5), inclusive a natural (1:1), com o objetivo de também avaliar se o fator escala poderia alterar significativamente as relações entre modelo e protótipo. O autor observou que a forma de ruptura dos prismas e paredinhas foram semelhantes para as três escalas, sendo caracterizada pelo aparecimento de fissuras verticais, seguidas de estilhaçamento e quebra das paredes dos blocos. Com relação às resistências obtidas na ruptura, tanto os blocos, prismas e paredinhas

para as três escalas, o autor afirma que apresentaram comportamento semelhante. Já o fator de eficiência decresce com o aumento do número de fiadas do elemento, tendendo a um crescimento global conforme se diminui a escala. Grandes diferenças nos valores de deformação na ruptura, para as escalas reduzidas (1:3) e (1:5), foram encontradas, onde as maiores deformações foram observadas nos blocos em relação aos prismas e paredinhas, não sendo constatado este comportamento para a escala natural, e ainda os corpos de prova na escala reduzida apresentaram deformações superiores às observadas na escala natural. Segundo o autor, a grande deformabilidade verificada nos blocos reduzidos se deve ao processo de fabricação.

Camacho (1995) de forma geral afirma que as resistências à compressão axial dos modelos são semelhantes entre si, de forma geral. Porém, para os prismas e paredinhas, os modelos apresentam valores superiores aos observados no protótipo. As deformações de ruptura, medidas nos modelos, foram consideravelmente superiores aos valores medidos no protótipo, fato observado também em outras pesquisas. Apesar da diferença dos valores numéricos, o comportamento e os modos de ruptura apresentados pelo protótipo e modelos foram semelhantes. Assim, o autor concluiu que é possível trabalhar de forma direta com modelos físicos reduzidos para o estudo da alvenaria de blocos cerâmicos.

## ***2.6 SISTEMA DE CORRELAÇÃO DE IMAGENS DIGITAIS***

Correlação de imagem digital (DIC na sigla inglesa) funciona através da comparação de fotografias digitais de um componente ou peça ensaiada em diferentes estágios de deformação. Ao rastrear frames de pixels, o sistema pode medir o deslocamento superficial e construir campos de deformação 2D e 3D e mapas de deformação completos. Para que a DIC funcione de forma eficaz, os frames de pixels precisam ser aleatórios e exclusivos com uma variedade de níveis de contraste e intensidade. Não requer iluminação especial e, em muitos casos, a superfície natural da estrutura ou componente tem textura de imagem suficiente para que a DIC funcione sem a necessidade de qualquer preparação especial da superfície. O uso de DIC tem sido associado com a medição da deformação e fratura de materiais metálicos, mas tem encontrado mais recentes aplicações para ensaios de concreto e materiais de alvenaria.

A correlação de imagem digital é uma aplicação baseada na comparação de duas imagens adquiridas em estados diferentes, uma antes da deformação e a outra depois. Geralmente, essas duas imagens são referidas como imagens de referência e deformada. Após

a aquisição por uma câmera específica, estas imagens são digitalizadas e armazenadas em um disco rígido de computador para análises. Dois subconjuntos são escolhidos respectivamente a partir das imagens de referência e deformadas para correlação. O algoritmo de correlação, detectando os deslocamentos locais  $u$  e  $v$ , comparando os dois subconjuntos de imagem.

Choi e Shah (1997) ensaiaram corpos-de-prova prismáticos de concreto sob compressão e indicaram uma boa correlação entre (DIC) e as técnicas de medição típica por transdutor de deslocamento (LVDT) para medir as deformações de compressão. Em seus estudos, a DIC também foi usada para medir deformações superficiais nos corpos-de-prova de concreto, incluindo quantificar a formação de fissuras dentro da matriz do cimento.

Banting (2013) observou que as medições de DIC e LVDT estavam dentro de  $\pm 0,1$  mm entre si, no entanto, o uso de DIC em ciclos de deslocamento muito elevado foi impedido pela ocorrência de desprendimento e separação da face dos blocos. Observou-se que a DIC se tornou ineficaz nas áreas onde ocorreram os maiores danos.

Raffard *et al.* (2001) aplicaram DIC para o ensaio de materiais de alvenaria de pedra histórica, porém, como no trabalho anterior dos autores, os corpos-de-prova eram de tamanho relativamente pequeno em comparação com elementos estruturais. Similarly, Lawler e Keane (2001) mediram as deformações em concreto sujeitas à compressão usando a análise 3-D DIC.

Tung *et al.* (2008) aplicaram DIC para ensaio de compressão de painéis de tijolos e tanto Tusini e Willam (2008) e Citto *et al.* (2011) relataram usar a análise de DIC em ensaios de compressão de prisma de tijolo. Grande parte da pesquisa relacionada com materiais de alvenaria que tem documentado o uso de DIC tem se concentrado em ensaios de compressão em pequena escala, embora Smith *et al.* (2010) relataram usar DIC para a análise de ensaios em escala real de paredes de cisalhamento de concreto pré-moldado submetidas a cargas laterais. Além disso, Destrebecq *et al.* (2010) usaram o DIC para a detecção de fissuras em vigas de concreto armado.

DIC tem demonstrado ser uma técnica precisa de medição de deformações superficiais em pequena escala, mas com melhorias na tecnologia e a disponibilidade de câmeras digitais de alta resolução, vem sendo expandida para elementos estruturais de tamanho completo. Além da instrumentação física uma análise computacional por correlação de imagem digital (DIC), foi utilizada para medir o deslocamento e a deformação superficial em todas as paredes ensaiadas.

### 3. ENSAIOS ESTRUTURAIS – PARTE 1

O estudo aqui apresentado tem como objetivo principal o estudo da eficiência da alvenaria grauteada de alta resistência utilizando blocos de concreto. Como objetivos secundários são estudados a resistência à compressão da alvenaria com idades diferentes (14 e 28 dias), as relações de resistência à compressão prisma (oco e grauteada)/bloco e a eficiência dos aditivos compensadores de retração na resistência à compressão da alvenaria grauteada.

#### ***3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL***

Foi concebido um programa de ensaio abrangente para determinar a influência e a contribuição do graute na resistência à compressão da alvenaria de concreto de alta resistência (a matriz de ensaio é mostrada na Tabela 32. Três tipos de blocos, argamassas e graute feitos com três percentagens diferentes de uma mistura de aditivo compensador de retração foram combinados para construir 48 prismas ocos e 162 grauteados, os quais foram então ensaiados sob compressão axial. Além disso, foram ensaiados 36 corpos de prova de argamassa, 162 corpos de graute e 18 blocos para determinar as respectivas resistências à compressão.

Tabela 32. Matriz de ensaio

Bloco		f <sub>a</sub>	f <sub>a</sub>		f <sub>p</sub>		f <sub>g</sub>	0%		1%		2%		fp*	0%		1%		2%			
			14 d	28 d	14 d	28 d		14 d	28 d	14 d	28 d	14 d	28 d		14 d	28 d	14 d	28 d	14 d	28 d		
			14 d	28 d	14 d	28 d		14 d	28 d	14 d	28 d	14 d	28 d		14 d	28 d	14 d	28 d	14 d	28 d		
B <sub>1</sub>	6	M <sub>1</sub>	6	6	7	7	G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3		
							G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3
							G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3
B <sub>2</sub>	6	M <sub>2</sub>	6	6	7	10	G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3	3	
							G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3
							G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3
B <sub>3</sub>	6	M <sub>3</sub>	6	6	7	10	G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	3	3	3	3	3	3	3	
							G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	3	3	3	3	3	3	3
							G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	3	3	3	3	3	3	3
Tota l	18		1 8	1 8	21	27		27	27	27	27	27	27		27	27	27	27	27	27		

Os blocos, argamassas e graute foram designados Bi, Mi e Gi, respectivamente, onde i representa o tipo. Para cada tipo de graute, as três percentagens do aditivo foram 0, 1 e 2%. Assim, os grautes são ainda discriminados com um número 0, 1 ou 2 após a designação do graute para representar as porcentagens do aditivo. Para os prismas, o bloco B1 foi sempre combinado com argamassa M1, o bloco B2 foi sempre combinado com argamassa M2 e o bloco B3 sempre foi combinado com argamassa M3. Assim, os prismas ocios foram designados PBiMi, onde i representa os tipos de bloco e argamassa e os prismas grauteados foram designados PBiMiGj-k%, em que i representa os tipos bloco e argamassa, j representa o tipo de graute e k representa a porcentagem do aditivo.

A utilização da mesma resistência de argamassa e da mesma resistência do graute, independentemente da resistência da alvenaria de concreto, pode ser típica em algumas partes do mundo. Tal prática, contudo, resulta numa eficiência de alvenaria cada vez mais baixa (isto é, a razão entre a resistência da alvenaria e a dos blocos à medida que a resistência dos blocos aumenta, Fortes *et al.* (2014), por exemplo, demonstra que a eficiência é menor se a argamassa



tipo S é usada com blocos de 70 MPa do que se a argamassa tipo S é usada com bloco de 30 MPa. Portanto, em vez de usar a mesma resistência de argamassa e a mesma resistência de graute ao longo do programa de ensaios e avaliar suas influências sobre a resistência da alvenaria, foram seguidas as sugestões de Parsekian *et al.* (2014) - a resistência da argamassa deve ser de aproximadamente 30% do bloco e a resistência à compressão deve ser aproximadamente metade da resistência à compressão dos blocos ocios com um valor mínimo de 15 MPa e um valor máximo não superior a 150% da resistência dos blocos. Ao comparar as resistências da argamassa e do graute com a do bloco, o cálculo da resistência à compressão dos blocos deve ser feito utilizando a área líquida do bloco. As resistências de compressão correspondentes dos componentes aos dos blocos tentam otimizar o sistema maximizando a influência da resistência da argamassa e do graute sobre a resistência de alvenaria.

### 3.1.1 BLOCOS DE CONCRETO

O tamanho nominal dos blocos utilizados nesta pesquisa foi de  $140 \times 190 \times 390$  mm e a mesma empresa fabricou todos os blocos. A Figura 18 mostra um bloco típico usado nesta pesquisa. Foram utilizados blocos com três diferentes resistências e o fabricante forneceu resistências (resistência esperada) para os blocos de 32, 48 e 68 MPa.



Figura 18. Bloco de concreto típico para a alvenaria

Seguindo os requisitos de ABNT-NBR 6136 (2007) e ABNT-NBR 12118 (2011) relacionadas com blocos de concreto, a largura e a altura, a espessura da parede, o tamanho dos vazados e as mísulas foram medidos e verificados. Os blocos atendem aos requisitos dimensionais dentro das tolerâncias especificadas, bem como aos requisitos visuais das normas brasileiras. A área bruta dos blocos foi de  $54.600 \text{ mm}^2$  e a área líquida foi de  $25.116 \text{ mm}^2$ .

Portanto, a relação entre as áreas líquida e bruta foi de 0,46. A absorção total de água dos blocos também foi determinada de acordo com as especificações brasileiras ABNT-NBR 6136 (2007) e ABNT-NBR 12118 (2011) e foram de 4,33 B1; 3,62 B2; 3,11 B3, respectivamente.

### 3.1.2 ARGAMASSA

A argamassa é tipicamente feita, combinando cimento Portland, cal, areia e água em diferentes proporções. Nesta pesquisa, o cimento Portland utilizado foi o CP II - Z - 32, brasileiro, que contém 6 a 14% de materiais pozzolânicos. Além disso, as resistências à compressão de 3 dias, 7 dias e 28 dias devem ser iguais ou superiores a 10, 20 e 32 MPa, respectivamente. O peso unitário do cimento foi determinado a partir de três amostras (1.158, 1.107, 1.102) e 1.122 kg/m<sup>3</sup>. A areia utilizada era uma areia fina e limpa encontrada no Estado de São Paulo. Realizou-se uma análise granulométrica e a porcentagem acumulada retida foi de 0, 0,2, 8,2, 21,1, 47,3 e 89,2 nas peneiras 4,75; 2,36; 1,18; 0,6; 0,3 e 0,15 (mm), respectivamente. A areia atendia aos requisitos da norma brasileira ABNT-NBR NM 24820. O peso unitário da areia foi determinado a partir de três amostras (1.586; 1.594; 1.588) e 1.589 kg/m<sup>3</sup>; O peso unitário em massa foi determinado seguindo a exigência da norma brasileira ABNT-NBR NM 52 (2009). A cal utilizada teve peso unitário maioritário de 640 kg/m<sup>3</sup>, o qual também foi determinado usando a especificação da norma brasileira ABNT-NBR NM 52 (2009) usando três amostras (638; 640; 641). Utilizou-se água potável para misturar a argamassa.

Parsekian *et al.* (2012) sugerem que a resistência à compressão da argamassa deve ser menor do que a resistência à compressão dos blocos utilizadas para acomodar as deformações e induzir a fissuração nas juntas de argamassa. Neste estudo, foram utilizadas três misturas de argamassa e concebidas para ter uma resistência à compressão de aproximadamente 30 por cento da resistência à compressão dos blocos. A proporção das misturas seguiu as recomendações da norma brasileira ABNT-NBR 15961-2 (2011). As proporções de volume e massa (cimento Portland: cal: areia), bem como a relação água / cimento e a resistência à compressão esperada das misturas de argamassa são mostradas na Tabela 33.

Tabela 33. Traço de argamassa

Tipo	Proporção		W/C	$f_a$ Esperado (MPa)
	Volume	Peso		
M <sub>1</sub>	1:1.0:5.0	1:1.42:4.25	1.05	12.0
M <sub>2</sub>	1:0.5:4.0	1:1.21:3.40	0.86	18.0
M <sub>3</sub>	1:0.5:3.5	1:1.21:2.98	0.77	24.0

### 3.1.3 GRAUTE

Como acima mencionado, a resistência à compressão do graute, Parsekian *et al.* (2012) deve ser aproximadamente a mesma da resistência à compressão dos blocos ociosos com um valor mínimo de 15 MPa. O cálculo da resistência à compressão dos blocos é feito usando a área líquida do mesmo. O limite inferior sugerido tem a intenção de fornecer uma resistência mínima para a ligação graute-armadura, enquanto o limite superior é devido a fatores econômicos. Romagna (2000), no entanto, determinou que o uso de graute com resistência à compressão superior que a dos blocos não aumenta a resistência à compressão da alvenaria. Os resultados dessa pesquisa confirmam a sugestão de Parsekian *et al.* (2012) de que a melhor relação entre a resistência à compressão da alvenaria e a resistência à compressão dos blocos (calculada usando a área líquida dos blocos) é obtida quando o graute e o bloco têm aproximadamente a mesma resistência à compressão.

O graute utilizada nesta pesquisa foi feito seguindo as recomendações das normas brasileiras ABNT-NBR 5738 (2003) e ABNT-NBR 5739 (2007), bem como a sugestão de que a resistência à compressão do graute deve ser aproximadamente a mesma do bloco, cálculo utilizando a área líquida. O agregado grosso utilizado foi a brita 0 típico de 9,5 mm encontrado no Estado de São Paulo. A análise de peneiração também foi realizada de acordo com a exigência da norma brasileira ABNT-NBR NM 248 (2003) e a porcentagem acumulada retida foi de 0, 2,4, 45,3, 67,8 nos peneiros 4,76, 6,3, 9,5 e 12,5, respectivamente. O peso unitário da brita também foi determinado de acordo com a exigência da norma brasileira ABNT-NBR NM 52 (2009), utilizando-se três amostras (1.427; 1.399; 1.431) e 1.419 kg/m<sup>3</sup>. O cimento Portland, areia e cal usados para fazer graute foram os mesmos usados para fazer a argamassa e foi utilizada água potável para misturar o graute. Foram utilizadas três misturas de graute e as proporções volumétricas (cimento Portland: cal: areia: brita), bem como a relação água/cimento, slump e a resistência à compressão esperada das misturas são mostradas na Tabela 34.

Tabela 34. Traço do graute

Tipo	Proporção		W/c	Proporção	$f_g$ Esperado (MPa)
	Volume	Peso			
G <sub>1</sub>	1:0,1:1,6:1,8	1:0,06:2,27:2,28	0,68	22,5 – 24,5	25,0
G <sub>2</sub>	1:0,1:1,5:1,6	1:0,06:1,98:2,02	0,58	22,5 – 24,5	30,0
G <sub>3</sub>	1:0,1:1,0:1,3	1:0,06:1,42:1,64	0,45	22,5 – 23,0	45,0

A retração plástica e a secagem do graute pode resultar em um graute resistindo a uma parte menor da carga aplicada por compressão aos prismas devido à retração do graute na direção longitudinal, a qual, num ambiente laboratorial, pode ser remediada através do capeamento da amostra. A retração do graute na direção lateral provoca a separação entre o graute e o bloco de concreto, que não pode ser adequadamente remediada através de meios convencionais. Para reduzir a retração, pode ser utilizado um cimento expansivo ou um aditivo compensador de retração. Estes tipos de produtos promovem essencialmente a formação de grandes quantidades de estringite, o que provoca uma expansão inicial lenta do graute para compensar a retração inicial do graute.

Na pesquisa aqui apresentada, os grautes foram feitos com 0, 1 e 2% de um aditivo compensador de retração (referida adiante como aditivo) com o objetivo de promover a expansão lenta do graute para compensar a retração inicial do graute. Diferentes porcentagens foram utilizadas para permitir que os pesquisadores determinassem a influência do aditivo sobre a resistência à compressão da alvenaria. O aditivo utilizado foi um pó de óxido de cálcio fabricado utilizando um tratamento térmico específico e isento de cloretos e outros componentes nocivos. A característica expansiva da mistura foi demonstrada DRY®D1 (2015) para diminuir a porosidade e a redução da permeabilidade, aumentar a resistência à compressão e aumentar a aderência entre os elementos.

### 3.1.4 CONSTRUÇÃO DOS PRISMAS

Prismas ocós e prismas grauteados foram construídos conforme especificados pela norma brasileira ABNT-NBR 15961-221. Os blocos, argamassas e graute foram combinados para montar prismas ocós e grauteados. Cada prisma foi montado com dois blocos de altura e um bloco de comprimento e com argamassamento total (em todas as paredes dos blocos). A Figura 19 mostra a construção dos prismas. A espessura da junta de assentamento foi de

aproximadamente 10 mm e um pedreiro profissional construiu todos os prismas. O pedreiro exerceu um cuidado extra durante a construção dos prismas para garantir que os prismas fossem nivelados e prumados.



Figura 19. Construção dos prismas

### 3.1.5 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA

Para determinar a evolução da resistência à compressão da argamassa, graute e prismas, o número de corpos-de-prova montados foi duplicado, de modo que os ensaios pudessem ser realizados em 14d e 28d. As resistências à compressão dos blocos, no entanto, foram determinadas apenas em 28d, sendo a razão que a data de fabrico dos blocos era desconhecida. Os blocos foram recebidos no início do programa de ensaios e aproximadamente 6 meses se passaram antes da construção dos prismas. Além disso, para ter em conta a evolução da resistência dos blocos e determinar a sua influência na evolução da resistência dos prismas, os prismas teriam que ser construídos no dia da fabricação dos blocos, o que não seria realista. Portanto, pressupõe-se que a resistência à compressão dos blocos seja constante na pesquisa aqui apresentada.

## 3.2 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS DE CONCRETO

As resistências à compressão dos blocos foram determinadas utilizando 6 blocos por grupo. O capeamento dos blocos foi feito utilizando uma pasta de cimento de acordo com a norma brasileira ABNT-NBR 12118 (2011) e ABNT-NBR 15961-2 (2011) em vez do enxofre ou gesso de alta resistência, conforme sugerido pela ASTM C617 / C617M (2011b). A pasta de cimento é utilizada devido as preocupações de saúde e meio ambiente. Esta foi misturada

utilizando um cimento de alta resistência de modo a obter uma resistência igual ou superior à dos blocos. A Figura 20 mostra um bloco capeado.

Os ensaios de compressão dos blocos foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com capacidade de 2000 kN. Cada bloco foi carregado a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo. Os blocos romperam geralmente em um modo em forma de cone. A Figura 20 mostra vários blocos após o ensaio. Os modos de ruptura observados são típicos para corpos-de-prova sujeitos a carga de compressão e confinados nas extremidades pelas placas de carregamento da máquina. Não foram observadas fissuras durante o carregamento até muito próximo da ruptura, que foi geralmente súbita e frágil sem qualquer aviso. Barbosa e Hanai (2005) observaram o mesmo tipo de ruptura e atribuíram o modo de ruptura ao efeito de confinamento produzido pelos pratos de ensaio da máquina e à fissuração por cisalhamento diagonal.



Figura 20. Ilustração do capeamento dos prismas e modo de ruptura do bloco

Os resultados dos ensaios, incluindo os coeficientes de variação, estão resumidos na Tabela 35. As resistências dos blocos B1, B2, B3 são aproximadamente 41, 59 e 75 MPa, respectivamente, excedendo a resistência esperada em 28, 23 e 15%, e a resistência aos 28d dos blocos B2 e B3 são 46 e 84% maiores do que a resistências do bloco B1. O coeficiente de variação (CV) da resistência à compressão medida dos blocos variou de aproximadamente 0,1 a aproximadamente 9 por cento. Os resultados mostram uma variabilidade ligeiramente maior na resistência à compressão para o grupo de blocos B2, aproximadamente 9 por cento. Uma

variabilidade razoavelmente pequena na resistência à compressão para o grupo de blocos B1, aproximadamente 6 por cento e essencialmente nenhuma variabilidade na resistência à compressão para o grupo de blocos B3.

Tabela 35. Resultados da resistência à compressão dos blocos ensaiados

<b>Bloco</b>	$f_b$ (MPa)	<b>Media (MPa)</b>	<b>CV (%)</b>
B <sub>1</sub> (32 MPa)	37,7	40.7	5.9
	37,9		
	40,7		
	42,0		
	42,1		
	43,6		
B <sub>2</sub> (48 MPa)	54,9	59.4	9.0
	66,9		
	64,5		
	56,5		
	59,7		
	53,8		
B <sub>3</sub> (68 MPa)	74,9	74.9	0.1
	74,9		
	74,7		
	74,9		
	75,0		
	74,8		

### 3.2.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA

Os corpos-de-prova de argamassa foram feitos e ensaiados de acordo com a norma US ASTM C10927, que especifica uma amostra de cubo de 40 x 40 x 40 mm. Para cada grupo de argamassa, foram ensaiados seis cubos de argamassa. Os ensaios foram conduzidos utilizando uma máquina de ensaio com capacidade de 600 kN e uma velocidade de ensaio de 50 Newtons por segundo. A Figura 21 mostra a máquina com um cubo de argamassa a ser ensaiado e o modo típico de ruptura. Todos os cubos de argamassa experimentaram um único modo de ruptura.

A Tabela 36 apresenta os resultados dos ensaios de compressão de argamassa. Os grupos com os valores esperados entre parênteses estão na coluna 1. Os resultados individuais

estão nos pilares 2 e 5 para 14d e 28d, respectivamente. As resistências médias estão nas colunas 3 e 6 para 14d e 28d, respectivamente. E os coeficientes de variação (CV) estão nas colunas 4 e 7, para 14d e 28d, respectivamente. O aumento (ou diminuição) da resistência de 14d para 28d é dado na coluna 8.

Tabela 36. Resultados das argamassas

Argamassa	14 dias			28 dias			$f_a$ , gain (%) 14d-28d
	$f_a$ (MPa)	Resistências Médias (MPa)	CV (%)	$f_a$ (MPa)	Resistências Médias (MPa)	CV (%)	
M <sub>1</sub> (12 MPa)	14,4	14,0	5,6	16,1	15,4	5,6	10,4
	15,2			16,7			
	13,9			15,3			
	12,9			14,2			
	13,9			15,4			
	13,6			14,9			
M <sub>2</sub> (18 MPa)	21,2	20,3	4,9	23,5	22,2	5,0	9,3
	18,5			20,3			
	20,3			22,6			
	20,6			22,4			
	19,9			21,6			
	21,1			22,7			
M <sub>3</sub> (24 MPa)	30,9	29,2	9,6	34,2	32,0	10,3	9,4
	24,7			27,1			
	31,8			35,3			
	31,2			33,9			
	30,0			32,5			
	26,9			28,9			

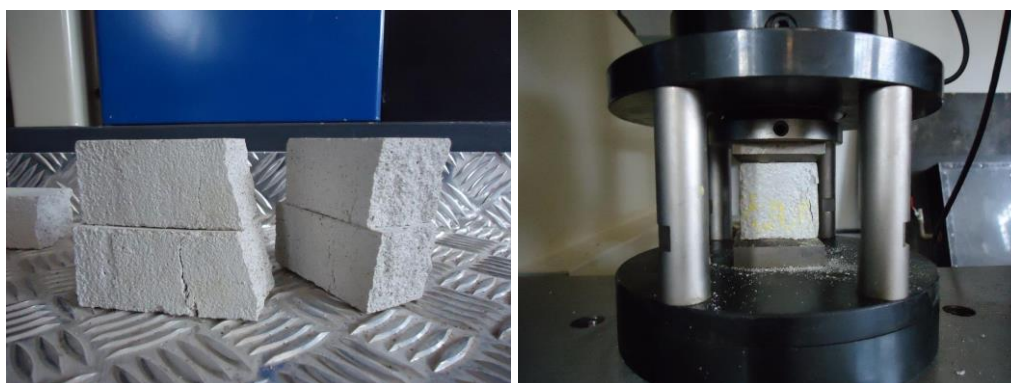


Figura 21 – Ilustração do ensaio e da forma de ruptura dos corpos de prova de argamassa



As três argamassas atingiram a resistência esperada. As resistências de compressão médias em 14d foram de aproximadamente 14, 20 e 29 MPa para M1, M2 e M3, respectivamente e a 28d as resistências de compressão médias foram de 15, 22 e 32 MPa para M1, M2 e M3, respectivamente. O aumento das resistências de 14d para 28d foi de aproximadamente 10, 9 e 9 por cento para M1, M2 e M3, respectivamente. Coincidentemente, os coeficientes de variação eram quase idênticos para 14d e 28d. Existe uma variabilidade ligeiramente maior na resistência à compressão para a argamassa M3, aproximadamente 10 por cento e uma pequena variabilidade na resistência à compressão para as argamassas M1 e M2, aproximadamente 6 e 5 por cento, respectivamente.

Realizou-se uma análise unidirecional da variância da resistência à compressão para 14d e 28d utilizando cada argamassa para determinar se os resultados obtidos para 28d são estatisticamente diferentes dos obtidos para 14d. Os valores de p calculados foram 0,012, 0,011 e 0,152 para M1, M2 e M3, respectivamente, indicando que a hipótese nula de médias iguais foi rejeitada para a argamassa M1 e M2 mas aceita para argamassa M3. Por outras palavras, não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média de 14d e 28d para a argamassa M3, mas existem dados estatísticos que sugerem que a resistência à compressão média em 14d é diferente daquela de 28d para as argamassas M1 e M2.

### 3.2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE

Durante o grauteamento dos prismas, corpos de prova de graute foram moldados para ensaios de resistência à compressão. Corpos de prova cilíndricas, 100 mm de diâmetro x 200 mm de altura para cada grupo de graute foram retiradas, sendo 3 amostras conforme especificado pela ABNT-NBR 5738 (2003). As resistências à compressão medidas obtidas a partir do ensaio do cilindro não correspondem às resistências reais do graute se os corpos de prova de graute prismáticos fossem usados. No entanto, como a pesquisa foi comparativa, o esforço significativo na preparação dos prismas de graute foi considerado desnecessário.

Os corpos de prova dos grautes não foram capeados, mas sim suavemente retificados nas superfícies superior e inferior de acordo com a ABNT-NBR 573929. Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com uma capacidade de 2000 kN e as amostras foram carregadas a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo. A Figura 22 mostra vários corpos-de-prova suavemente retificados e vários corpos-de-prova após o ensaio. Os modos de

ruptura observados foram cone, cone e esmagamento, cone e cisalhamento, e cisalhamento - Nenhuma falha colunar foi observada.

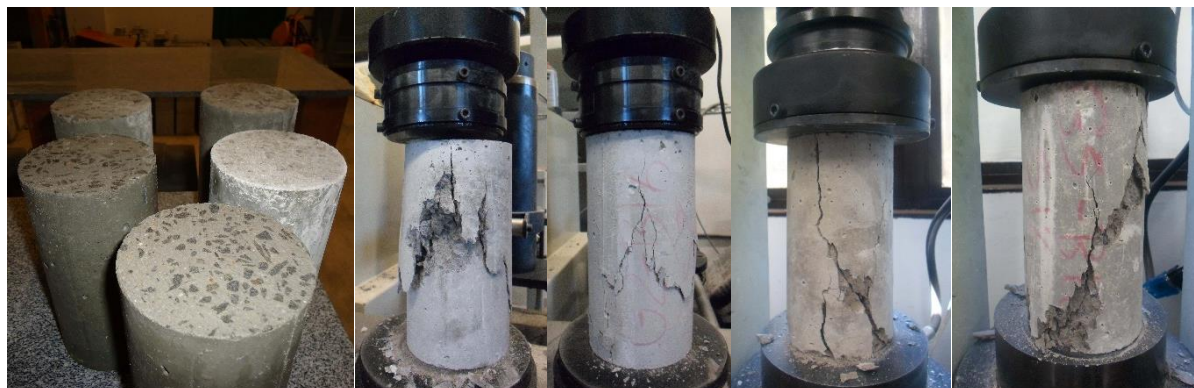


Figura 22. Corpos de prova de graute antes e depois dos ensaios

Múltiplos pequenos lotes de graute foram feitos porque os prismas de alvenaria foram montados em dias diferentes devido ao grande número de prismas construídos. Havia 54 lotes de pequenos de graute feitos, e para cada lote, três corpos-de-prova cilíndricos foram moldados.  
A

Tabela 37, apresenta a resistência à compressão de cada amostra de graute, e as correspondentes média e os coeficientes de variação, enquanto a Tabela 38 apresenta os resultados de acordo com os lotes de graute - a resistência à compressão dos grautes, a correspondente média e os coeficientes de variação.

Tabela 37. Resultados dos corpos de prova de graute

Bloco	Idades (dias)	Graute	0% aditivo			1% Aditivo			2% Aditivo		
			$f_g$ (MPa)	Resistên- -cia Média (MPa)	CV (%)	$f_g$ (MPa)	Resistên- -cia Média (MPa)	CV (%)	$f_g$ (MPa)	Resistên- -cia Média (MPa)	CV (%)
B <sub>1</sub>	14	G <sub>1</sub> (25 MPa)	23,7	27,0	10,72	27,9	28,7	3,82	30,0	29,5	1,66
			29,1			29,9			29,5		
			28,2			28,2			29,1		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	40,7	38,2	5,69	34,5	34,9	6,66	35,8	37,6	4,12
			37,3			37,4			38,5		
			36,6			32,8			38,5		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	35,8	40,7	10,71	44,1	43,3	7,33	44,4	46,1	3,50
			42,3			45,9			46,4		
			44,1			39,8			47,6		
	28	G <sub>1</sub> (25 MPa)	30,0	28,9	7,75	27,2	27,8	3,56	28,0	27,4	6,82
			30,5			27,3			28,9		
			26,4			29,0			25,3		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	40,3	37,2	9,31	35,0	34,8	0,37	34,2	34,7	1,42
			37,7			34,8			35,1		
			33,5			34,7			34,8		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	40,9	41,0	0,14	39,1	40,1	2,81	41,4	43,3	5,23
			41,0			41,3			42,7		
			40,9			39,8			45,8		
B <sub>2</sub>	14	G <sub>1</sub> (25 MPa)	—	30,1	1,98	—	30,2	0,71	44,4	46,1	3,50
			29,7			30,1			46,4		
			30,5			30,4			47,6		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	—	36,2	5,29	—	35,0	0,67	29,9	30,8	4,18
			37,5			35,2			31,7		
			34,8			34,9			—		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	48,5	47,6	2,76	37,2	38,7	5,55	34,9	36,6	7,21
			46,7			40,2			35,3		
			—			—			39,7		
	28	G <sub>1</sub> (25 MPa)	33,3	32,6	3,30	31,9	32,9	2,98	41,4	43,3	5,23
			33,0			33,0			42,7		
			31,3			33,8			45,8		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	39,8	39,3	3,52	36,2	38,2	5,04	33,2	33,3	1,43
			37,7			38,6			33,8		
			40,3			40,0			32,8		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	49,4	49,4	0,18	40,5	41,5	3,47	35,6	37,3	5,61
			49,3			42,5			36,6		
			—			—			39,7		
B <sub>3</sub>	14	G <sub>1</sub> (25 MPa)	40,2	40,1	0,28	36,9	37,0	0,90	34,8	35,8	2,93
			40,0			37,3			35,8		
			0,0			36,6			36,9		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	42,9	41,1	8,47	43,3	42,2	3,73	38,6	39,9	4,55
			37,1			41,1			41,1		
			43,3			—			—		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	48,4	49,5	2,91	51,9	49,0	5,21	50,4	51,4	2,80
			50,5			47,9			52,4		
			—			47,1			—		
	28	G <sub>1</sub> (25 MPa)	44,0	43,1	1,92	37,7	38,6	3,01	36,3	38,3	4,52
			43,0			38,3			39,5		
			42,4			39,9			39,1		
		G <sub>2</sub> (30MPa)	45,5	45,6	2,02	45,7	45,1	2,05	44,5	42,8	3,93
			46,5			44,4			41,2		
			44,7			45,2			42,6		
		G <sub>3</sub> (40 MPa)	49,3	49,4	1,75	51,9	49,0	5,21	51,2	52,0	4,28
			48,5			47,9			50,4		
			50,3			47,1			54,6		

Tabela 38. Resultado das amostras de graute

Graute	Idade (dias)	0% aditivo			1% Aditivo			2% Aditivo		
		$f_g$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)	$f_g$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)	$f_g$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)
G <sub>1</sub> (25 MPa)	14	27,0	32,4	21,13	28,7	32,0	13,77	29,5	37,2	22,54
		30,1			30,2			46,1		
		40,1			37,0			35,8		
	28	28,9	34,9	21,15	27,8	33,1	16,31	27,4	36,3	22,39
		32,6			32,9			43,3		
		43,1			38,6			38,3		
G <sub>2</sub> (30 MPa)	14	38,2	38,5	6,43	34,9	37,4	11,21	37,6	36,1	13,03
		36,2			35,0			30,8		
		41,1			42,2			39,9		
	28	37,2	40,7	10,77	34,8	39,4	13,33	34,7	36,9	13,91
		39,3			38,2			33,3		
		45,6			45,1			42,8		
G <sub>3</sub> (40 MPa)	14	40,7	45,9	9,99	43,3	43,6	11,77	46,1	44,7	16,75
		47,6			38,7			36,6		
		49,5			49,0			51,4		
	28	41,0	46,6	10,43	40,1	43,5	10,97	43,3	44,2	16,74
		49,4			41,5			37,3		
		49,4			49,0			52,0		

Embora três corpos-de-prova tenham sido moldados para cada grupo de graute, em alguns casos, apenas dois exemplares são relatados. Os resultados foram descartados devido a falha mecânica da máquina ou quando a resistência à compressão de uma amostra era inferior a 30% da resistência à compressão média dos outros dois corpos-de-prova. O coeficiente de variação não foi calculado quando apenas dois corpos-de-prova estavam disponíveis. Os grautes obtiveram a resistência esperada e, em geral, os coeficientes de variação para os resultados individuais são baixos, exceto em dois casos em que os valores são superiores a 10% - A maioria é inferior a 5%. Tal resultado era esperado uma vez que os corpos-de-prova dentro de um grupo de graute vieram do mesmo lote de graute. Em contraste, os coeficientes de variação para os lotes, que foram feitos em dias diferentes, são muito maiores, com apenas dois casos em que os valores estão abaixo de 10%.

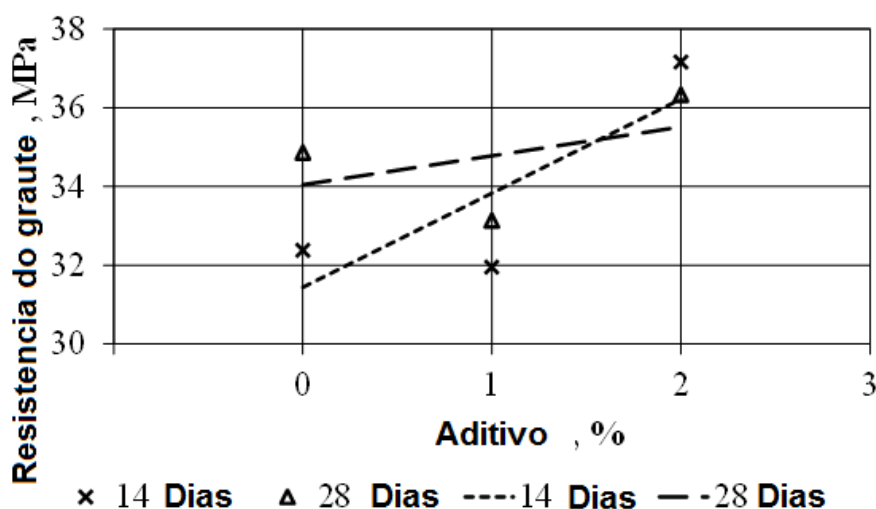
A Tabela 39 resume a resistência dos grautes a 14d e 28d e o ganho de resistência de 14d a 28d. A Figura 23 mostra a tendência geral entre as resistências à compressão dos grautes em 14d e 28d. Os grautes com 0 e 1% de aditivo experimentaram um ligeiro aumento na resistência enquanto que o graute com adição de 2% experimentou uma ligeira diminuição da resistência de 14d para 28d. Realizou-se uma análise unidireccional da variância da resistência

à compressão para 14d e 28d utilizando cada graute para determinar se os resultados obtidos para 28d eram estatisticamente diferentes dos obtidos para 14d. Os valores de p calculados foram 0,691, 0,495 e 0,877 para G1, G2 e G3, respectivamente, indicando que a hipótese nula de médias iguais foi aceita para todos os grautes. Em outras palavras, não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média de cada graute em 14d e 28d.

Tabela 39. Comparação dos resultados de graute

Graute	0% Aditivo			1% Aditivo			2% Aditivo		
	$f_g$ (MPa)		$f_{g, gain}$ (%)	$f_g$ (MPa)		$f_{g, gain}$ (%)	$f_g$ (MPa)		$f_{g, gain}$ (%)
	14d	28d	14d-28d	14d	28d	14d-28d	14d	28d	14d-28d
G <sub>1</sub>	32,4	34,9	7,7	32,0	33,1	3,7	37,2	36,3	-2,2
G <sub>2</sub>	38,5	40,7	5,7	37,4	39,4	5,4	36,1	36,9	2,3
G <sub>3</sub>	45,9	46,6	1,4	43,6	43,5	-0,3	44,7	44,2	-1,1

A Figura 23 também mostra para cada graute o aumento (ou diminuição) da resistência à compressão do graute em relação ao aumento na porcentagem do aditivo em ambos, 14d e 28d. Os resultados mostram um pequeno aumento na resistência à compressão para o graute G1 e uma pequena diminuição na resistência à compressão para os grautes G2 e G3 com porcentagem crescente da mistura. O aditivo compensador de retração promove expansão lenta para compensar a retração inicial.



a) Graute G<sub>1</sub>

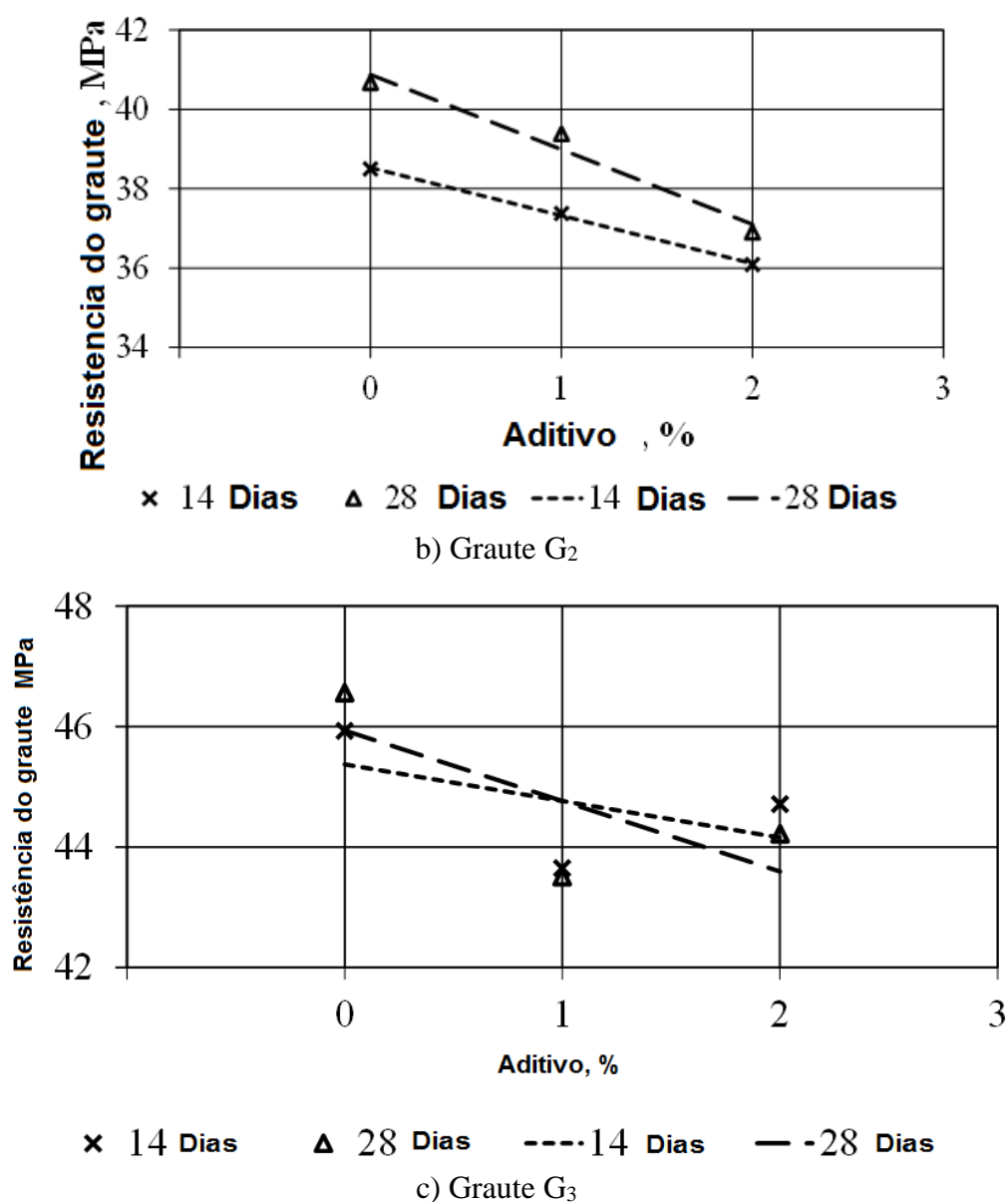


Figura 23. Resistência do prisma grauteado versus Porcentagem de aditivo

Realizou-se uma análise unidireccional da variância da resistência à compressão para determinar se os resultados obtidos foram estatisticamente diferentes para os grautes com diferentes porcentagens de aditivo. A análise foi realizada para o 14d e 28d separadamente. Os valores de  $p$  calculados para o 14d foram 0,602, 0,760 e 0,895 e para o 28d foram 0,860, 0,656 e 0,804 para G1, G2 e G3, respectivamente. Os valores de  $p$  indicam que a hipótese nula de médias iguais foi aceita para todos os casos. Por outras palavras, não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média de cada lote com as diferentes porcentagens de aditivos nem a 14d nem a 28d.

### 3.2.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS PRISMAS OCOS

Seguindo a especificação da ABNT-NBR 15961-2 (2011), 48 prismas ocos foram construídos e ensaiados. Antes do ensaio, os prismas foram capeados com uma pasta de cimento de acordo com a ABNT-NBR 15961-2 (2011). Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com uma capacidade de 2000 kN e os prismas foram carregados a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo.

A Figura 23 mostra vários prismas ocos após o ensaio. Provavelmente por causa dos blocos de alta resistência usados nos prismas, os prismas ocos não romperam nos modos típicos listados na ASTM C1314 (2012), mas romperam tanto devido ao desenvolvimento de fissuras verticais ao longo da sua altura, seguidas pela separação das paredes transversais dos blocos ou por esmagamento em torno da junta de argamassa, logo após, pela separação das paredes transversais dos blocos.



Figura 24. Prisma oco

A razão (h/t) dos prismas foi de 2,79 e, para ser consistente com os outros resultados aqui apresentados, os resultados dos ensaios foram multiplicados pelo fator altura/espessura (h/t) de 1,06, conforme prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência medida do prisma a de um prisma com uma razão h/t de 2,0. A resistência à compressão medida para os prismas ocos é resumida na Tabela 40. Também são apresentados os coeficientes de variação em percentual e o aumento (ou diminuição) de resistência de 14 dias a 28 dias. Realizou-se uma análise unidireccional da variância da resistência à compressão para determinar se os resultados obtidos para 28d eram estatisticamente diferentes dos obtidos para 14d. Os valores de p calculados foram 0,406, 0,188 e 0,855 indicando que a hipótese nula de médias iguais foi

aceita para todos os casos. Em outras palavras, não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média de 14d e 28d para os prismas ocós.

Tabela 40. Resultados dos prismas ocós

Prismas	14 dias	Resistência Média (MPa)	CV (%)	28 dias	Resistência Média (MPa)	CV (%)	$f_{m, gain}$ (%)
	$f_m$ (MPa)			$f_m$ (MPa)			14d-28d
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub>	21,1	23,2	8,96	24,2	22,0	12,57	-4,9
	21,3			19,6			
	22,8			27,2			
	23,1			19,6			
	22,1			20,5			
	24,7			21,3			
	27,0			21,7			
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub>	31,0	29,1	5,95	28,7	30,8	9,46	5,9
	28,2			35,0			
	28,7			30,7			
	28,2			30,6			
	26,9			34,0			
	31,9			32,8			
	28,9			28,0			
				28,6			
				33,6			
	26,3						
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub>	34,6	39,3	8,90	39,0	39,0	8,60	-0,8
	39,1			42,4			
	41,7			43,8			
	44,0			38,2			
	34,7			34,1			
	40,5			43,1			
	40,1			40,1			
				35,4			
				36,8			
				36,7			

A Tabela 41 resume todos os valores relacionados aos componentes e aos valores obtidos para os prismas ocós. O aumento (ou diminuição) da resistência à compressão da resistência do bloco B1, o aumento (ou diminuição) da resistência à compressão de 14d para 28d e o aumento (ou diminuição) da resistência a 28d na resistência da argamassa M1 também são apresentados. Adicionalmente, para os prismas, é dado o aumento (ou diminuição) da resistência à compressão de 14d para 28d e o aumento (ou diminuição) da resistência a 28d do prisma PB1M1. Muitos fatores influenciam a resistência à compressão dos prismas, incluindo



a geometria e a resistência do bloco; a área de assentamento da argamassa, espessura e resistência; a relação h/t do prisma; a configuração do ensaio; e o padrão de ligação Drysdale e Hamid (2008). O aumento da resistência da argamassa de 14d para 28d não resultou em um aumento consistente e equivalente na resistência do prisma de 14d para 28d. De fato, de 14d a 28d, os prismas PB1M1 experimentaram pequena diminuição na resistência, os prismas PB2M2 experimentaram pequeno aumento na resistência, e os prismas PB3M3 experimentaram diminuição insignificante na resistência. Assim, o aumento da resistência dos prismas (de 14d a 28d assim como quando comparado com a resistência do prisma PB1M1) não pode ser explicado pelo aumento da resistência da argamassa mesmo que o aumento da resistência dos prismas a partir de PB1M1 seja semelhante ao aumento da resistência da argamassa para argamassa M1. De fato, os resultados dos ensaios, Drysdale e Hamid (1979), indicam que a resistência da argamassa não tem um efeito apreciável na resistência dos prismas ociosos.

Tabela 41. Comparação dos prismas ociosos

Bloco (fb)			Argamassa (fa)					Prismas				
Tipo	$f_b, 28d$ (MPa)	$f_b, gain$ (%)	Tipo	$f_a$ (MPa)		$f_a, gain$ (%)		tipo	$f_m$ (MPa)		$f_m, gain$ (%)	
				14d	28d	14d-28d	fa		14d	28d	14d-28d	Prisma
B <sub>1</sub>	40,7	—	M <sub>1</sub>	14,0	1,4	10,4	—	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub>	23,2	22,0	-4,9	—
B <sub>2</sub>	48,6	19,5	M <sub>2</sub>	20,3	22,2	9,3	43,6	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub>	29,1	30,8	5,9	40,0
B <sub>3</sub>	74,9	84,1	M <sub>3</sub>	29,2	32,0	9,4	107,2	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub>	39,3	39,0	-0,8	76,8

A resistência dos prismas de alvenaria está relacionada e parece aumentar linearmente com a resistência dos blocos, ASTM C1019 (2011). Em comparação com os prismas PB1M1, os prismas PB2M2 experimentaram um aumento de 40 por cento na resistência enquanto os prismas PB3M3 experimentaram um aumento de aproximadamente 77 por cento na resistência e em comparação com os blocos B1, os blocos B2 experimentaram um aumento de aproximadamente 46 por cento na resistência enquanto os blocos B3 experimentaram um aumento de aproximadamente 84 por cento. A resistência dos prismas ociosos será sempre menor do que a dos blocos utilizados para construir os prismas devido à relação h/t maior do prisma maior, em comparação com a de um bloco. Assim, o aumento da resistência experimentado pelos prismas parece ser razoável por ser ligeiramente menor do que o aumento de resistência experimentado pelos blocos. A resistência dos prismas ociosos será sempre menor do que a dos

blocos, tal como aqui obtido, devido à relação h/t maior do prisma. Os resultados obtidos estão de acordo com os obtidos por outros pesquisadores, ABNT-NBR 5738 (2003)

### 3.2.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS PRISMAS GRAUTEADOS

Seguindo a especificação da ABNT-NBR 15961-2 (2011), 162 prismas grauteados foram construídos e ensaiados. O grauteamento foi realizado aproximadamente 24 horas após a construção dos prismas. Antes do grauteamento, as rebarbas de argamassa e os excedentes foram removidos do interior dos prismas e os prismas foram em seguida molhados antes do grauteamento. O pedreiro foi cuidadoso para não perturbar os blocos durante o grauteamento. A graute foi vertida para dentro dos vazados em duas camadas e compactada com 12 golpes por camada como descrito em ABNT-NBR 5738 (2003). Depois que o processo de grauteamento foi completado, a superfície da graute foi nivelada e alisada usando uma espátula e imediatamente coberta com um impermeável filme plástico.

Antes do ensaio, os prismas foram capeados com uma pasta de cimento de acordo com a ABNT-NBR 15961-2 (2011). Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com uma capacidade de 2000 kN e os prismas foram carregados a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo. A Figura 25 mostra vários prismas grauteados após o ensaio. Os modos típicos de ruptura listados na ASTM C1314 (2012) são a ruptura cônica, o cone e o cisalhamento, a ruptura por tração, a ruptura semi-cônica, a ruptura de cisalhamento. Todos estes modos de ruptura foram observados com exceção do modo de ruptura por tração.



Figura 25. Prismas grauteados

A relação h/t dos prismas grauteados também foi de 2,79 e, para ser consistente com os outros resultados aqui apresentados, os resultados dos ensaios foram multiplicados pelo fator altura-espessura de 1,06, conforme prescrito pela ASTM C1314 (2012), para converter a resistência medida do prisma a de um prisma com uma relação h/t de 2,0. A resistência à compressão medida para todos os prismas grauteados é resumida na Tabela 42. Também são apresentados os coeficientes de variação (CV) em porcentagem. Em geral, os CVs são baixos dando alguma confiabilidade aos resultados obtidos.

Tabela 42. Resultados dos prismas grauteados

Idade (dias)	Prismas	0% Aditivo			1% Aditivo			2% Aditivo		
		$f_m$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)	$f_m$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)	$f_m$ (MPa)	Resistência Média (MPa)	CV (%)
14	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	18,5	17,7	5,21	20,6	19,5	4,99	19,2	18,0	5,79
		18,0			18,8			17,7		
		16,7			19,1			17,2		
	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	15,5	18,1	15,94	18,4	19,6	6,07	20,5	20,8	4,71
		21,2			20,7			20,0		
		17,5			19,7			21,9		
	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	20,5	19,0	10,37	21,1	20,7	3,85	21,2	21,8	3,92
		16,8			19,8			21,5		
		19,8			21,2			22,8		
28	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	20,0	19,5	5,72	18,7	18,5	0,93	18,3	19,1	5,11
		18,2			18,5			18,9		
		20,3			18,4			20,2		
	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	18,1	19,7	12,80	18,9	20,3	9,48	24,1	21,8	9,82
		18,3			19,4			21,4		
		22,6			22,5			19,9		
	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	21,5	20,7	4,04	20,0	20,7	5,29	24,4	23,7	4,75
		20,6			20,1			24,3		
		19,9			22,0			22,4		
14	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	25,6	23,8	6,84	24,8	25,6	11,20	27,0	26,2	2,38
		23,1			28,8			25,8		
		22,6			23,2			26,0		
	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	26,6	26,8	0,61	26,2	27,4	3,85	25,7	25,8	3,50
		26,8			28,3			26,8		
		26,9			27,6			25,0		
	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	29,4	29,1	4,92	30,0	31,2	3,35	30,3	31,2	3,26
		30,4			32,1			31,0		
		27,5			31,4			32,3		
28	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	26,7	26,4	2,00	27,2	27,5	1,96	23,6	25,2	6,91
		26,6			27,2			24,9		
		25,8			28,1			27,0		
	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	28,5	27,5	2,96	28,5	28,4	1,02	31,1	27,8	10,87
		27,2			28,7			25,1		
		27,0			28,1			27,3		
	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	28,7	28,3	1,56	34,2	30,9	9,55	28,0	28,0	1,64
		27,8			30,1			27,5		
		28,5			28,5			28,4		
14	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	28,3	27,7	2,12	30,0	30,2	0,77	28,0	29,6	6,65
		27,6			30,2			29,0		
		27,2			30,4			31,8		
	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	33,0	30,9	6,53	28,6	29,7	3,54	29,7	28,3	4,54
		29,0			29,8			28,0		
		30,5			30,7			27,2		
	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	31,0	31,2	3,27	31,3	30,6	2,14	34,3	32,2	6,30
		32,3			30,5			32,0		
		30,3			30,0			30,2		
28	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	30,3	30,3	4,32	31,8	31,2	5,65	30,9	31,5	4,37
		29,0			29,2			33,1		
		31,6			32,5			30,5		
	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	29,8	31,5	7,34	32,1	32,0	2,17	30,0	29,7	5,95
		34,2			31,3			31,3		
		30,6			32,7			27,8		
	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	33,3	33,3	0,17	34,4	34,3	3,68	33,3	33,1	0,52
		33,4			35,5			32,9		
		33,4			33,0			33,1		

A Tabela 43 resume os valores médios de resistência para os prismas grauteados com o aumento (ou diminuição) da resistência à compressão de 14d a 28d e o aumento (ou

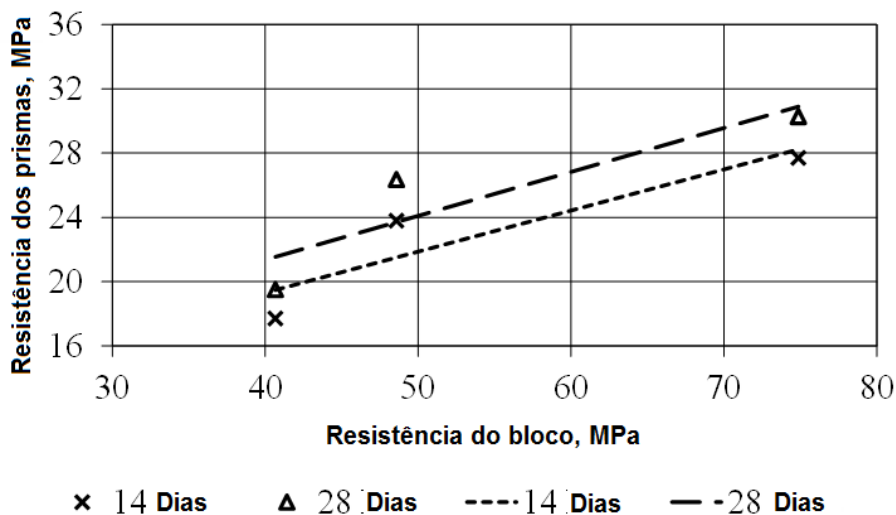
diminuição) da resistência à compressão a 28d para os diferentes prismas e diferentes porcentagens de aditivo utilizando a resistência à compressão do primeiro prisma da série como ponto de partida. Os blocos foram ensaiados apenas em 28d, mas os ensaios da argamassa e do graute, bem como os prismas grauteados, foram ensaiados em 14d e 28d. Os mesmos fatores que influenciam a resistência à compressão dos prismas ociosos, nomeadamente a geometria e resistência do bloco, a área da argamassa de assentamento, a espessura e a resistência, a relação altura/espessura do prisma, a configuração do ensaio e o padrão de ligação também influenciam a resistência dos prismas. Além disso, o graute influencia a resistência à compressão dos prismas grauteados. Conforme explicado acima, no entanto, o aumento na resistência de argamassa de 14d a 28d e da resistência da argamassa de linha de base não contribuiu significativamente para o aumento de resistência experimentado pelos prismas ociosos. O mesmo raciocínio pode ser usado para mostrar que a argamassa também não contribuiria significativamente para o aumento da resistência experimentado pelos prismas grauteados. Assim, na pesquisa aqui apresentada, o bloco e o graute são os únicos componentes que podem ter tido um efeito significativo sobre a resistência dos prismas grauteados.

Tabela 43. Comparação dos prismas grauteados

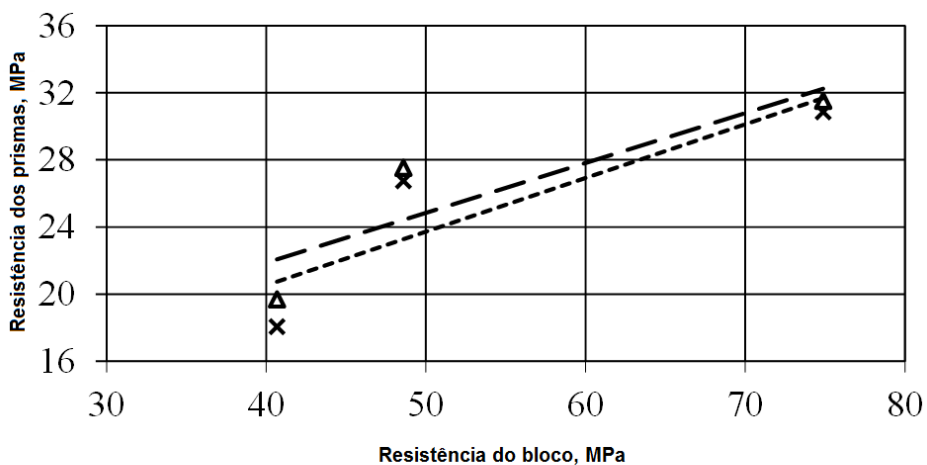
Prismas	0% Aditivo				1% Aditivo				2% Aditivo			
	$f_m$ (MPa)		Média (MPa)		CV (%)		$f_m$ (MPa)		Média (MPa)		CV (%)	
	14d	28d	14d-28d	Prisma	14d	28d	14d-28d	Prisma	14d	28d	14d-28d	Prisma
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	17,7	19,5	10,2	—	19,5	18,5	-5,0	—	18,0	19,1	6,0	—
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	23,8	26,4	10,8	35,1	25,6	27,5	7,4	48,4	26,2	25,2	-4,1	31,6
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	27,7	30,3	9,3	55,2	30,2	31,2	3,3	68,3	29,6	31,5	6,4	64,6
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	18,1	19,7	9,1	—	19,6	20,3	3,4	—	20,8	21,8	4,8	—
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	26,8	27,5	2,9	41,1	27,4	28,4	3,9	53,4	25,8	27,8	7,8	45,5
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	30,9	31,5	2,1	61,6	29,7	32,0	7,8	72,7	28,3	29,7	4,9	55,2
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	19,0	20,7	8,6	—	20,7	20,7	0,1	—	21,8	23,7	8,6	—
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	29,1	28,3	-2,6	45,2	31,2	30,9	-0,7	66,9	31,2	28,0	-10,3	46,3
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	31,2	33,3	6,8	70,8	30,6	34,3	12,2	85,2	32,2	33,1	2,9	73,1

Conforme ilustrado na Tabela 43, todos os prismas grauteados, independentemente da porcentagem de aditivo utilizada, experimentaram um aumento significativo na resistência a partir da resistência do prisma de linha de base e, em geral, o aumento foi ligeiramente menor do que o aumento experimentado pelos blocos (como mostrado na Tabela 43). Estas observações são consistentes com aquelas feitas para os prismas ociosos e com aquelas feitas por outros pesquisadores.

A Figura 26 mostra a resistência de 14d e 28d para os prismas grauteados feitos com graute com aditivo a 0%. Linhas de tendência linear são mostradas para facilidade de visualização. Obtiveram-se resultados semelhantes para os prismas com as outras porcentagens de aditivo. A resistência dos prismas parece aumentar linearmente com a resistência dos blocos, o que confirma as observações feitas por outros pesquisadores, ABNT NBR 5738 (2003). Todos os prismas grauteados experimentaram um pequeno aumento na resistência de 14d para 28d, embora os próprios grautes não experimentassem um aumento de resistência de 14d para 28d. O pequeno aumento observado na resistência do prisma grauteado é devido aos aumentos combinados na resistência do graute e do bloco (bem como da argamassa). A Figura 27 mostra a resistência de 14d e 28d para os prismas grauteados com 0% de aditivo em relação à resistência de graute. Linhas de tendência linear também são mostradas para facilidade de visualização. Obtiveram-se resultados semelhantes para os prismas grauteados com as outras porcentagens de aditivo. Os resultados globais mostrados são mistos: em alguns casos, há um aumento muito pequeno, enquanto em outros casos há uma diminuição muito pequena na resistência do prisma com o aumento da resistência do graute.

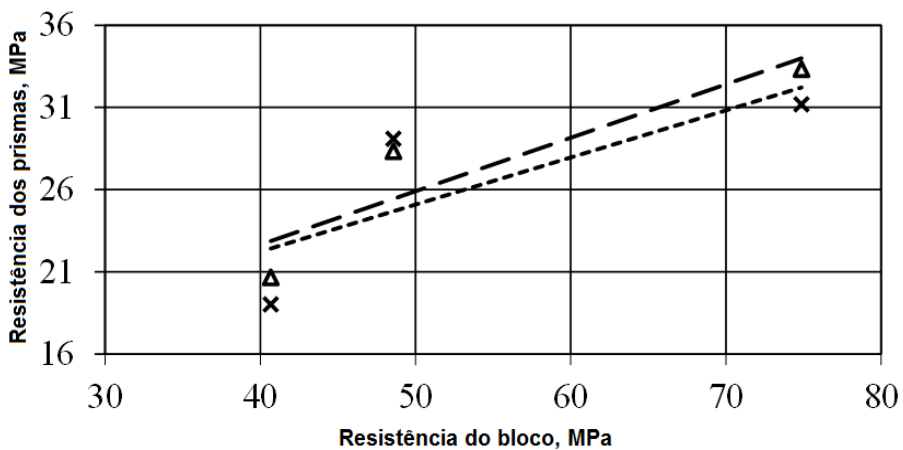


a) Para graute G<sub>1</sub>-0%



x 14 Dias    Δ 28 Dias    - - - - 14 Dias    - - - - 28 Dias

b) Para Graute G<sub>2</sub>-0%



x 14 Dias    Δ 28 Dias    - - - - 14 Dias    - - - - 28 Dias

c) For Grout G<sub>3</sub>-0%

Figura 26. Resistência dos prismas grauteados versus Resistência dos Blocos

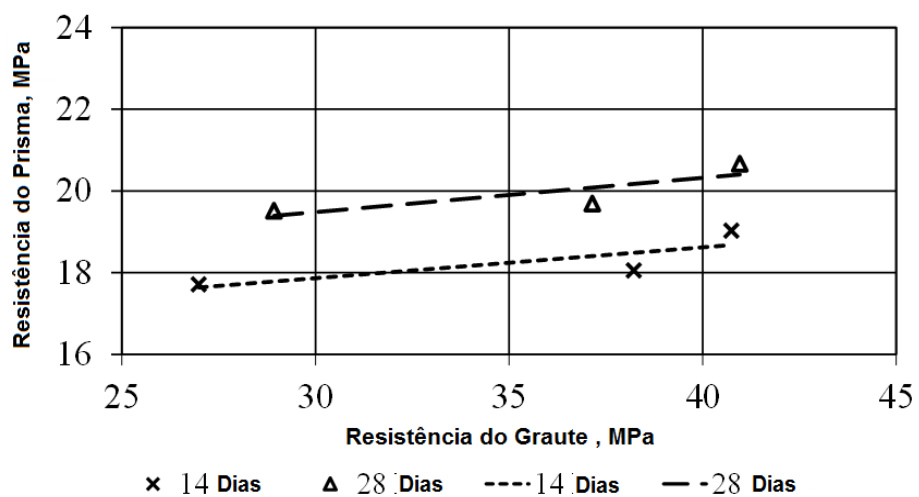
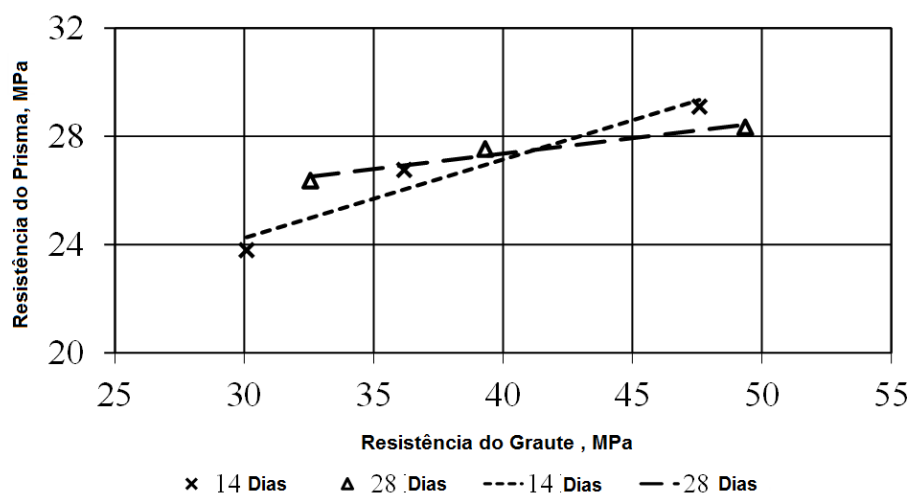
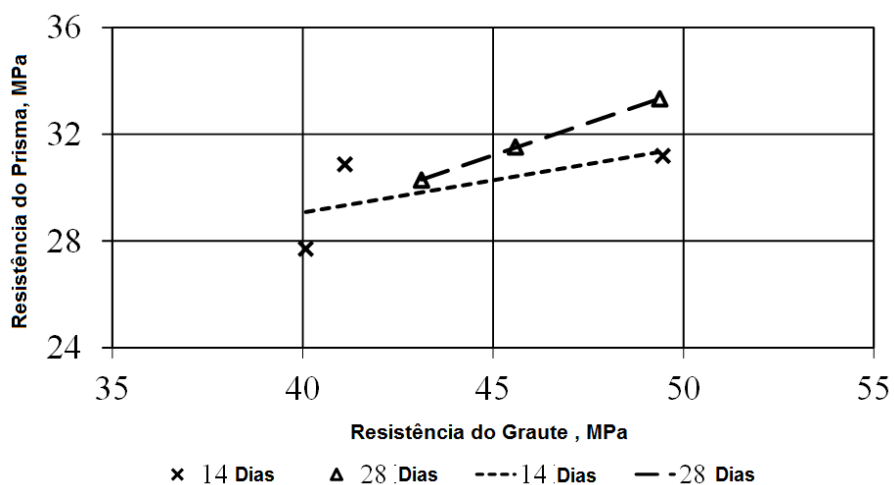
a) PB<sub>1</sub>M<sub>1</sub>G<sub>i</sub>-0%b) PB<sub>2</sub>M<sub>2</sub>G<sub>i</sub>-0%c) PB<sub>3</sub>M<sub>3</sub>G<sub>i</sub>-0%

Figura 27. Resistência do Prisma Grauteado versus Resistência do Graute



Uma ANOVA para os prismas PB1M1G1-0% foi conduzida para determinar se as resistências de 28d eram diferentes das 14d. O valor p foi 0,618 indicando que não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência média 14d e a resistência média 28d para os prismas PB1M1G1-0%. Análises semelhantes foram realizadas para os outros prismas grauteados e os resultados indicaram que não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência média 14d e a 28d para cada grupo de prisma.

### 3.2.6 EFICIÊNCIA

A Tabela 44 apresenta um resumo da resistência à compressão dos blocos, argamassas, prismas ocós e prismas grauteados. São também apresentadas a eficiência, que foi definida como a razão entre a resistência à compressão dos prismas e a dos blocos. A relação entre a resistência à compressão dos prismas grauteados com 0% de adição e a resistência à compressão dos prismas ocós (mostrada na Tabela 44 como relação G/H) mostra diretamente que os prismas grauteados são menos eficientes do que os prismas ocós.

Tabela 44. Eficiência

Bloco (MPa)	Idades	Prismas ocós			Prismas Grauteados											
		Tipo	$f_m$ (MPa)	Eff.	Type	0% Aditivo			1% Aditivo		2% Aditivo					
						$f_m$ (MPa)	G/H Razão	Eff.	$f_m$ (MPa)	Eff.	$f_m$ (MPa)	Eff.				
40.7	14d	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub>	23,2	0,57	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	17,7	0,76	0,79	0,47	0,45	19,5	0,52	0,48	18,0	0,48	0,50
					PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	18,1	0,78		0,48		19,6	0,52		20,8	0,55	
					PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	19,0	0,82		0,50		20,7	0,55		21,8	0,58	
	28d	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub>	22,0	0,54	PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	19,5	0,89	0,91	0,52	0,49	18,5	0,49	0,49	19,1	0,51	0,53
					PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	19,7	0,89		0,52		20,3	0,54		21,8	0,58	
					PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	20,7	0,94		0,55		20,7	0,55		23,7	0,63	
59.4	14d	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub>	29,1	0,49	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	23,8	0,82	0,91	0,51	0,45	25,6	0,54	0,47	26,2	0,56	0,47
					PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	26,8	0,92		0,57		27,4	0,58		25,8	0,55	
					PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	29,1	1,00		0,62		31,2	0,66		31,2	0,66	
	28d	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub>	30,8	0,52	PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	26,4	0,85	0,89	0,56	0,46	27,5	0,58	0,49	25,2	0,53	0,45
					PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	27,5	0,89		0,58		28,4	0,60		27,8	0,59	
					PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	28,3	0,92		0,60		30,9	0,66		28,0	0,59	
74.9	14d	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub>	39,3	0,52	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	27,7	0,71	0,76	0,37	0,40	30,2	0,40	0,40	29,6	0,40	0,40
					PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	30,9	0,79		0,41		29,7	0,40		28,3	0,38	
					PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	31,2	0,79		0,42		30,6	0,41		32,2	0,43	
	28d	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub>	39,0	0,52	PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	30,3	0,78	0,81	0,40	0,42	31,2	0,42	0,43	31,5	0,42	0,42
					PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	31,5	0,81		0,42		32,0	0,43		29,7	0,40	
					PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	33,3	0,86		0,44		34,3	0,46		33,1	0,44	

Embora os prismas grauteados possam resistir a mais carga axial devido à área aumentada de resistência à carga, as tensões finais dos prismas grauteados são inferiores às dos prismas ocós. A proporção para PB1M1 / PB1M1Gj a 14d é ligeiramente inferior à de 28d,

mas, em geral, o prisma grauteado é 10% menos eficiente do que os prismas ocios quando os blocos B1 e B2 são utilizados e 20% menos eficientes quando os blocos B3 são utilizados. Vários fatores causam menor resistência dos prismas grauteados, incluindo a tensão inicial devido à retração moderada de secagem do graute, os efeitos dos vazios devido a compactação incompleta do graute e a retração plástica do graute. Além disso, a incompatibilidade entre as propriedades tensão-deformação graute e as do bloco pode causar forças laterais no bloco resultando em ruptura prematura do sistema. Além disso, a forma afunilada das paredes dos blocos pode resultar na ação da graute como uma cunha e causar uma ruptura mais precoce do sistema, ABNT-NBR NM 52 (2009).

A eficiência dos prismas ocios construídos com os blocos B1 é de aproximadamente 0,55 enquanto que a dos prismas ocios construídos com os blocos B2 e B3 é de aproximadamente 0,52. A eficiência dos prismas PB1M1Gj-0% a 14d é ligeiramente inferior à de 28d com uma média de 0,47. Para prismas PB2M2Gj-0%, a eficiência é 0,45 enquanto que para prismas PB3M3Gj-0% é 0,4. O aditivo compensador de retração foi utilizado para determinar se a eficiência dos prismas grauteados aumentaria com o aumento da porcentagem de aditivo. A eficiência média dos prismas PB1M1Gj-0% é 0,47 e a eficiência média dos prismas PB2M2Gj-0% e PB3M3Gj-0% são 0,45 e 0,41, respectivamente. As eficiências médias dos prismas PB1M1Gj-1%, PB2M2Gj-1% e PB3M3Gj-1% são 0,48, 0,48 e 0,42, respectivamente, enquanto a eficiência média dos prismas PB1M1Gj-2%, PB2M2Gj-2% e PB3M3Gj-2% são 0,52, 0,46 e 0,41, respectivamente. Há um ligeiro aumento na eficiência para os prismas grauteados construídos com blocos B1 e B2 com porcentagem de aditivo crescente, mas para os prismas grauteados construídos com bloco B3, não há diferença entre as eficiências com porcentagem de aditivo crescente. A eficiência, no entanto, é reduzida significativamente para prismas construídos com blocos B3. Em outras palavras, blocos de alta resistência não são tão eficientes.

### 3.2.7 ADITIVO COMPENSADOR DE RETRAÇÃO

Outro objetivo desta pesquisa foi determinar a influência do aditivo sobre a resistência à compressão dos prismas grauteados. A Tabela 98 resume os valores médios de resistência para os prismas grauteados com o aumento correspondente (ou diminuição) da resistência para 14d e 28d utilizando como linha de base a resistência dos prismas com aditivo a 0%. As Figura 28, Figura 29 e a Figura 30 mostram para G1, G2 e G3 e para cada combinação de blocos e

argamassas o aumento (ou diminuição) da resistência dos prismas em relação ao aumento na porcentagem para ambos em 14d como em 28d.

Tabela 45. Efeito do aditivo na resistência dos prismas grauteados

Prismas	0% Aditivo		1% Aditivo				2% Aditivo			
	$f_m$ (MPa)		$f_m$ (MPa)		$f_{m, gain}$ (%)		$f_m$ (MPa)		$f_{m, gain}$ (%)	
	14d	28d	14d	28d	14d	28d	14d	28d	14d	28d
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>1</sub>	17,7	19,5	19,5	18,5	10,2	-5,0	18,0	19,1	1,9	-2,0
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>1</sub>	23,8	26,4	25,6	27,5	7,6	4,3	26,2	25,2	10,3	-4,5
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>1</sub>	27,7	30,3	30,2	31,2	9,0	3,0	29,6	31,5	6,8	4,0
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>2</sub>	18,1	19,7	19,6	20,3	8,6	3,0	20,8	21,8	15,2	10,6
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>2</sub>	26,8	27,5	27,4	28,4	2,3	3,3	25,8	27,8	-3,5	1,1
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>2</sub>	30,9	31,5	29,7	32,0	-3,8	1,6	28,3	29,7	-8,3	-5,8
PB <sub>1</sub> M <sub>1</sub> G <sub>3</sub>	19,0	20,7	20,7	20,7	8,8	0,3	21,8	23,7	14,7	14,7
PB <sub>2</sub> M <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	29,1	28,3	31,2	30,9	7,1	9,2	31,2	28,0	7,2	-1,2
PB <sub>3</sub> M <sub>3</sub> G <sub>3</sub>	31,2	33,3	30,6	34,3	-2,0	3,0	32,2	33,1	3,2	-0,6

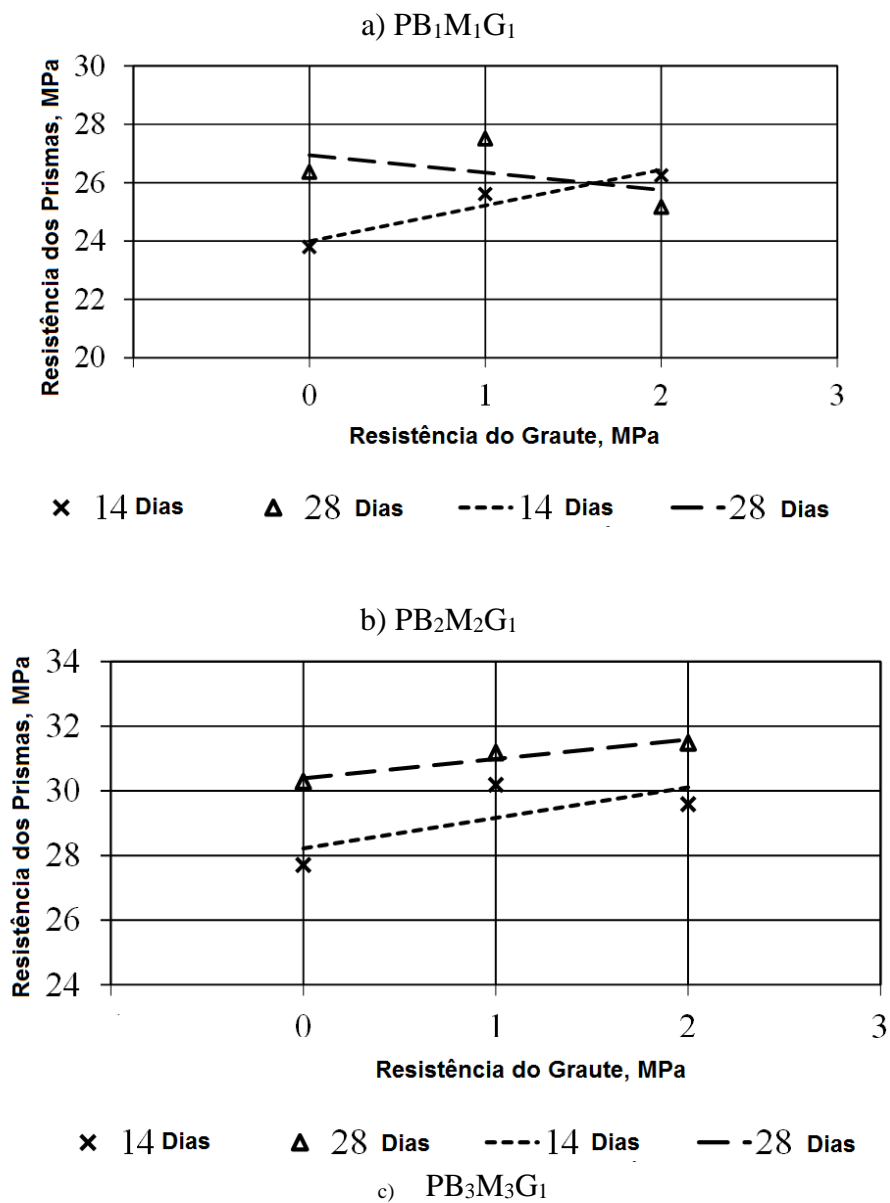


Figura 28. Resistência dos Prismas Grauteados versus Porcentagem de aditivo

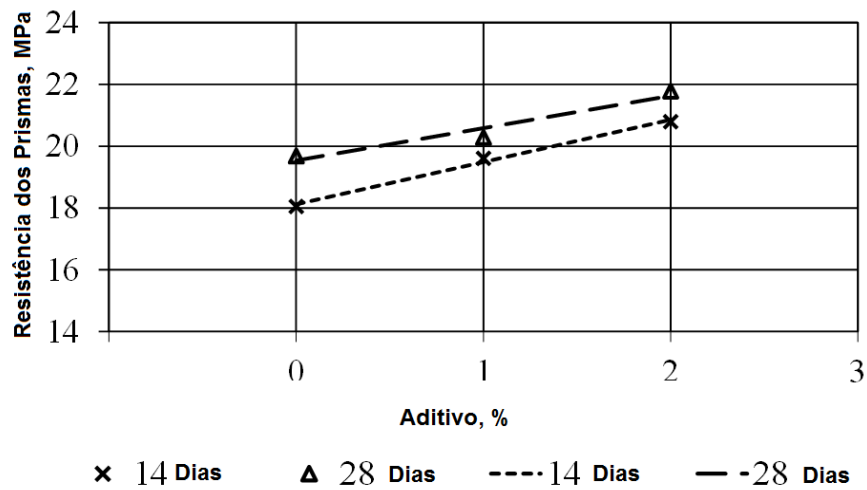
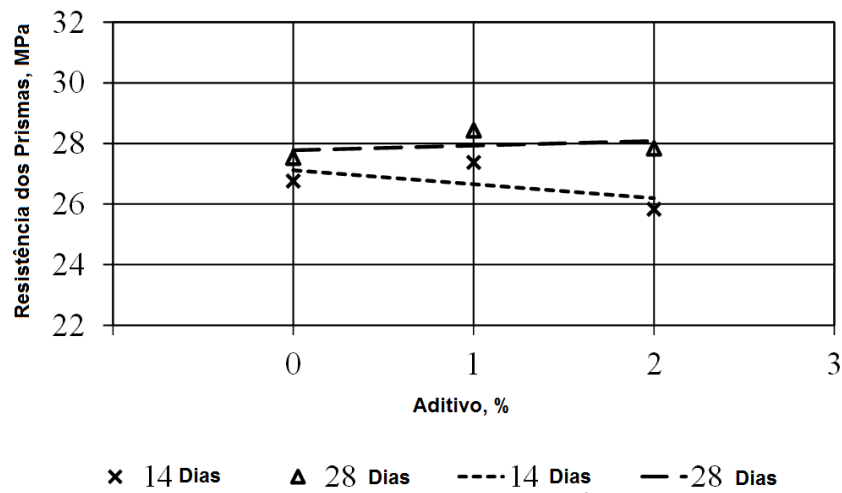
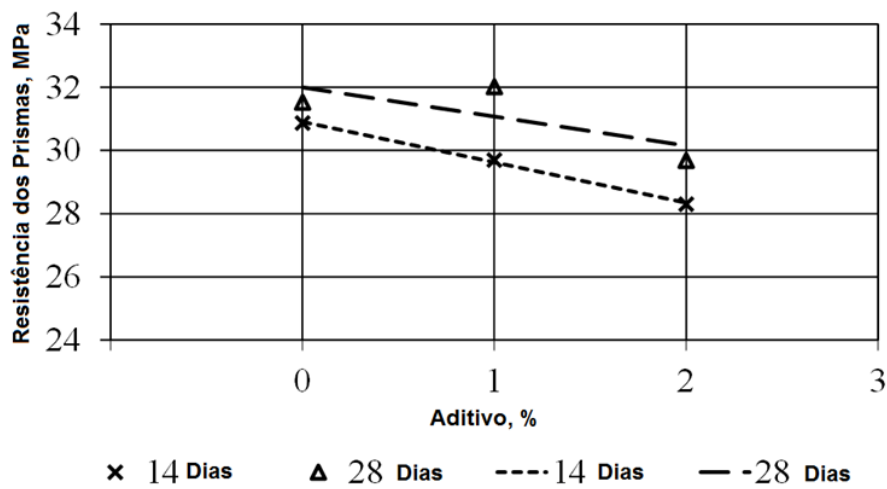
a) PB<sub>1</sub>M<sub>1</sub>G<sub>2</sub>b) PB<sub>2</sub>M<sub>2</sub>G<sub>2</sub>c) PB<sub>3</sub>M<sub>3</sub>G<sub>2</sub>

Figura 29. Resistência do Prisma Grauteado versus Porcentagem de Aditivo

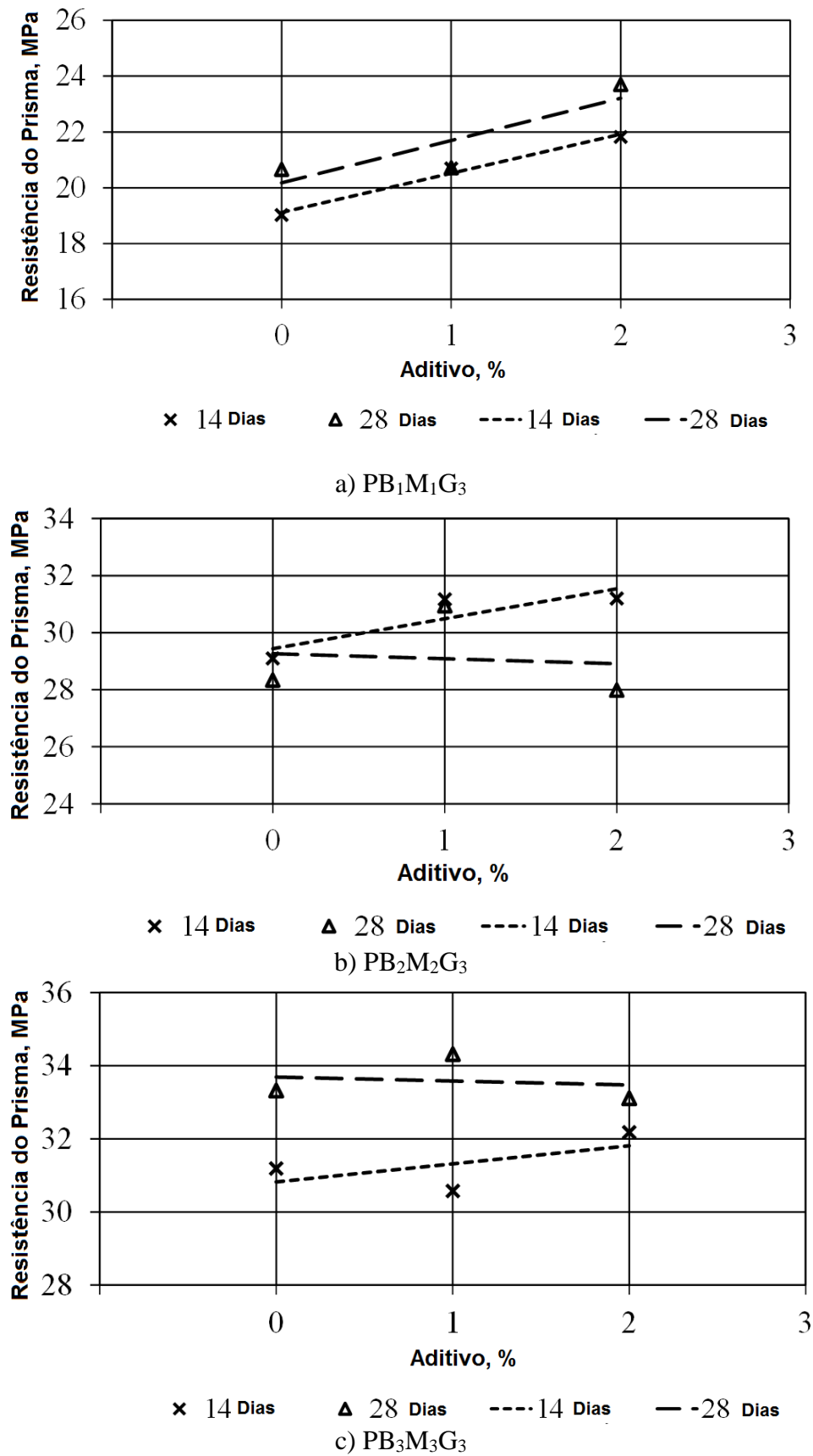


Figura 30. Resistência do Prisma Grauteado versus Porcentagem Aditivo

Os resultados obtidos são mistos: em alguns casos, há um aumento na resistência do prisma, enquanto em outros há uma diminuição na resistência do prisma com o aumento da porcentagem de aditivo. Além disso, em alguns casos, há uma diminuição pequena na resistência do prisma de 14d para 28d, o que é uma anomalia, uma vez que a resistência dos materiais cimentícios deve aumentar com a idade. Realizou-se uma análise de variância unidireccional da resistência à compressão 28d para determinar se os resultados obtidos para os prismas com os três grautes com porcentagens de aditivo crescentes eram estatisticamente diferentes uns dos outros. Os valores de  $p$  calculados foram os mesmos para os três casos - 0,995, indicando que a hipótese nula de igualdade de médias foi aceita para os três casos. Essencialmente, não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência média dos prismas PB1M1G1-0%, PB2M2G1-1% e PB3M3G1-3%. Entre a resistência média dos prismas PB1M1G2-0%, PB2M2G2-1% e PB3M3G2-3%. E entre a resistência média dos prismas PB1M1G3-0%, PB2M2G3-1% e PB3M3G3-3%.

### **3.3 CONCLUSÃO**

Foi desenvolvido um programa experimental abrangente para avaliar a influência da resistência à compressão do graute na resistência à compressão da alvenaria grauteada construída com blocos de alvenaria de concreto de alta resistência. Utilizaram-se três diferentes resistências à compressão de argamassa, graute e blocos de alvenaria de concreto. Os grautes foram também feitos com três porcentagens diferentes de um aditivo compensador de retração para compensar a retração inicial do graute e para determinar o seu efeito sobre a resistência à compressão dos prismas grauteados.

A resistência dos prismas foi avaliada em termos de tempo, da resistência dos blocos de concreto, argamassas e graute utilizados, e da porcentagem do aditivo compensador de retração.

As principais conclusões desta pesquisa são as seguintes:

- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para os 14d e 28d para cada tipo de graute.
- Não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas ocos em 14d e 28d.
- Não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados em 14d e 28d.

- Os prismas grauteados são menos eficientes do que os prismas ocós.
- Blocos de concreto de alta resistência não são tão eficientes quanto os blocos de moderada resistência.
- Existe uma diferença de resistência significativa entre a alvenaria oca e a alvenaria grauteada.
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados com diferentes porcentagens de aditivo, nem em 14d nem em 28d para cada tipo de graute.
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados construídos com o mesmo graute, mas com diferentes porcentagens correspondente de aditivo em 14d e 28d.
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados construídos com o mesmo graute, mas com porcentagens diferentes de aditivo compensador de retração.

#### **4. ENSAIOS ESTRUTURAIS – PARTE 2**

O estudo aqui apresentado foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento da alvenaria estrutural de alta resistência. Para tanto foram estudadas a resistência à compressão e o módulo de elasticidade em paredes de blocos de concreto ensaiadas sob carregamento axial, divididas em ocas, grauteadas, com cinta grauteada a meia altura e com assentamento parcial e total, construídas e ensaiadas no laboratório da CESP e no laboratório de Estruturas do Dep. De Engenharia Civil da UNPESP de Ilha Solteira (NEPAE). Foram utilizados blocos de concreto com valores nominais de resistência à compressão de 32 (B<sub>1</sub>), 48 (B<sub>2</sub>) e 68 (B<sub>3</sub>) MPa. As paredes ocas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 120 cm, enquanto as paredes grauteadas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 80 cm, utilizando argamassa tradicional de cimento, areia e cal.. Foram ensaiados 36 blocos, 18 prismas, 9 paredes ocas (6 com argamassa apenas na lateral dos blocos e 6 com argamassa sobre toda a face desses), 9 paredes grauteadas, e 12 paredes ocas onde foi introduzida uma canaleta grauteada a meia altura.



#### 4.1 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Trinta paredes de alvenaria, Tabela 46, incluindo alvenaria oca, grauteada, com cinta grauteada na quinta fiada e ainda com assentamento parcial e total foram ensaiadas sob carga de compressão.

Os seguintes parâmetros foram considerados:

- Ensaio à compressão simples de paredes de alvenaria com blocos de 32, 48 e 68 MPa:
  - Não-grauteados com cinta a meia altura (canaletas de menor resistência – 12 MPa);
  - Não-grauteados, com argamassamento parcial (apenas nas laterais dos blocos);
  - Não-grauteados, com argamassamento total (em toda a face horizontal dos blocos);
  - Paredes grauteadas, com cinta a meia altura;

Ensaio à compressão simples de prismas e blocos de alvenaria de concreto com blocos de 32, 48 e 68 MPa, ensaios de corpos de prova de argamassa e graute.

A Tabela 46 indica as características e quantidade de ensaios de parede realizados.

Tabela 46 Ensaio de paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede.

Nome	Cinta	Arg. Lateral ou Total	Oca ou grauteada	$f_{bk}$	$f_a$	$f_{gk}$	Número de Cps
B1-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B1	A1	G1	3
B1-O-AP	Não	Lateral	Oca	B1	A1	-	3
B1-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B1	A1	G1	3
B2-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B2	A2	G2	3
B2-O-AP	Não	Lateral	Oca	B2	A2	-	3
B2-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B2	A2	G2	3
B3-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B3	A3	G3	3
B3-O-AT	Não	Total	Oca	B3	A3	-	3
B3-O-AP	Não	Lateral	Oca	B3	A3	-	3
B3-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B3	A3	G3	3



Figura 31. Ilustração das paredes ensaiadas.

#### 4.1.1 BLOCOS DE ALVENARIA DE CONCRETO

Foram utilizados blocos de concreto de alta resistência de lotes fornecidos pela mesma empresa, como especifica a norma NBR 6136 (2007), de geometria uniforme, e resistências nominais de 32, 48 e 68 MPa, denominadas respectivamente de B1, B2 e B3. Para todos os ensaios foram utilizadas amostras de doze blocos para as três resistências. As amostras não apresentaram quebras, trincas, deformações ou irregularidades nas arestas. Blocos canaletas, fornecidos pela mesma empresa, de única resistência nominal, MPa, foram utilizados na construção da cinta para todas as paredes, com B1, B2 e B3. Blocos inteiros foram cortados para serem utilizados como meio blocos. A Figura 32, mostra o bloco inteiro, o bloco cortado ao meio e a canaleta.



Figura 32. Ilustração dos blocos de concreto inteiros e cortados, e as canaletas utilizadas.

#### 4.1.2 ARGAMASSA

Foram empregados três dosagens de argamassa de assentamento com resistência à compressão de acordo com a resistência dos blocos. Os traços de argamassa utilizados aqui são os mesmos já testados em Fortes *et al.* (2014), em massa, iguais a 1:0,42:4,25; 1:0,21:3,40, 1:0,21:2,98, conforme Tabela 47. A Figura 33 mostra a moldagem e os corpos de provas da argamassa. Utilizou-se o cimento Portland CP II-Z-32, cal hidratada e areia média, cujas massas unitárias foram determinadas durante o estudo. Para cada traço de argamassa foram retirados seis corpos-de-prova para controle de resistência e do processo de produção.

Tabela 47 Caracterização das argamassas.

Denominação	Traço em volume	Traço em massa	a/c	Resistência esperada (MPa)
A <sub>1</sub>	1:1,0:5,0	1:0,42:4,25	1,05	12
A <sub>2</sub>	1:0,5:4,0	1:0,21:3,40	0,86	18
A <sub>4</sub>	1:0,5:3,5	1:0,21:2,98	0,77	24

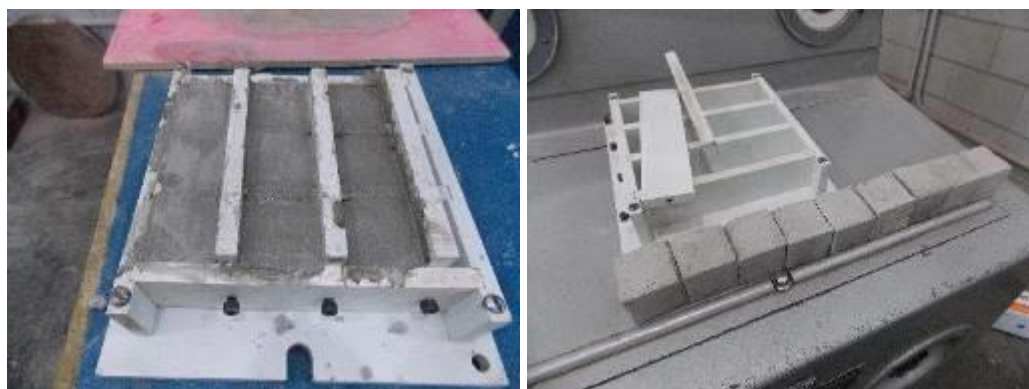


Figura 33. Moldagem dos corpos de prova cúbicos de argamassa.

#### 4.1.3 GRAUTE

Para o grauteamento das paredes e enchimento das cintas grauteadas foi utilizado o aditivo dry d1 c "compact", já testado por Fortes *et al.* (2014), no traço do graute para diminuir a retração do graute e consequentemente a separação do graute das paredes dos blocos. O respectivo aditivo é um produto em pó inorgânico, isento de cloretos e de outros componentes prejudiciais para o concreto. É um aditivo a base de óxido de cálcio submetidos a tratamento térmico com uma granulometria específica e selecionada e com propriedade expansiva para ser

utilizada em argamassa e concreto. A característica expansiva induz a diminuição de porosidade e a redução de permeabilidade, um incremento de resistência à compressão, e uma maior aderência entre os elementos.

Três traços de grautes de resistências distintas, conforme o bloco utilizado, foram adotados de Fortes *et al.* (2014) para o grauteamento das paredes e enchimento das cintas. Os traços dos grautes em massa utilizados foram 1:0,06:0,01:1,60:1,80; 1:0,06:0,01:1,98:2,02; 1:0,06: 0,01:1,42:1,64 (cimento: cal: aditivo: areia: brita); cujas resistências nominais à compressão são respectivamente 25 (G<sub>1</sub>), 30 (G<sub>2</sub>) e 40 (G<sub>3</sub>) MPa. A Figura 34 traz as denominações, os traços em massa e em volume e as resistências esperadas e a Figura 34 mostra os corpos de prova e o grauteamento das paredes.

Tabela 48 Denominações dos grautes, traços e resistências esperadas.

Designação	Traço em volume	Traço em massa	a/c	Resistência esperada (MPa)
G <sub>1</sub>	1:0,1 :0,009 :1,6:1,8	1:0,06:0,01:1,60:1,80	0,68	25
G <sub>2</sub>	1:0,1:0,009:1,4:1,6	1:0,06:0,01:1,98:2,02	0,58	30
G <sub>3</sub>	1:0,1:0,009:1,0:1,3	1:0,06:0,01:1,42:1,64	0,45	40



Figura 34. Moldagem dos corpos de prova cilíndricos de graute e grauteamento das paredes.

#### 4.1.4 CAPEAMENTO

Para os ensaios de compressão das paredes, foi feito um capeamento com argamassa, como mostra a Figura 35 conforme prescrições da NBR 8949 (2008). Foi utilizado um traço de argamassa 1:2:0,5 (cimento, areia e cal) de forma a obter uma resistência igual ou superior

à resistência dos blocos. Os blocos foram capeados com uma chapa dura, conforme Fortes *et al.* (2014) e os prismas foram capeados com pasta de cimento.



Figura 35. Ilustração do capeamento das paredes com argamassa.

## **4.2 DETALHES CONSTRUTIVOS**

### **4.2.1 MONTAGEM DOS PRISMAS**

Prismas ocós e grauteados, foram construídos como especificado pela norma brasileira ABNT NBR 15961-2 (2011). Os blocos, argamassa e os grautes foram combinados para montar os prismas. Cada prisma foi montado com dois blocos e assentos com argamassa total. A Figura 36 mostra os prismas construídos e um prisma grauteado. A junta de argamassa foi de 10 mm de espessura e o mesmo pedreiro foi utilizado para construção de todos os prismas. O pedreiro teve todo o cuidado durante a construção para garantir o prumo e o nível dos prismas de acordo com a norma NBR 15961-2 (2011).



Figura 36. Ilustração dos prismas ocios e grauteados

O grauteamento dos prismas foi realizado com aproximadamente 24 horas depois da construção dos prismas. Antes do grauteamento, rebarbas de argamassa e resto de argamassas foram removidos do interior dos prismas, e os prismas foram molhados antes do grauteamento. O pedreiro teve todo o cuidado para não afetar a aderência bloco/argamassa durante o grauteamento. O grauteamento foi realizado em duas camadas e compactados com 12 golpes por camada, conforme recomendações da ABNT NBR 15961-2 (2011). Depois de completado o grauteamento, a superfície do graute foi nivelado e alisado com uso de uma espátula e coberta imediatamente com filme plástico impermeável.

#### 4.2.2 MONTAGEM DAS PAREDES

A Figura 37 mostra a montagem das paredes. Para a montagem das paredes, seguiram-se as prescrições da norma NBR 15961-2 (2011). As paredes foram construídas sob uma base de concreto de resistência superior a capacidade resistente esperada das paredes. Para evitar qualquer carregamento excêntrico nas paredes que pudesse alterar a resistência do conjunto, a montagem das paredes exigiu muitos cuidados para assegurar o nivelamento e prumo das alvenarias o mais correto possível. Portanto, foi adotada a utilização de escantilhões para manter a verticalidade das paredes, e também o uso de dois fios de pedreiro para manter o nivelamento das paredes. Durante toda a montagem foi utilizado um único pedreiro. O esquema utilizado na construção das paredes e mostrado da Figura 37 a Figura 43.



Figura 37. Escantilhões para auxiliar na construção das paredes



Figura 38. Sequência de montagem das paredes



Figura 39. Ilustração das Paredes ocas (sem grauteamento)



Figura 40. Ilustração das paredes grauteadas com cinta a meia altura



Figura 41. Ilustração das paredes com cinta a meia altura



Figura 42. Ilustração das paredes com assentamento total (argamassa em todas as paredes dos blocos)





Figura 43. Ilustração das paredes com assentamento parcial (argamassa somente nas as paredes longitudinais dos blocos)

### **4.3 CONFIGURAÇÃO DAS PAREDES**

As paredes ensaiadas foram divididas em três grupos de acordo com a resistência dos blocos. No primeiro grupo foram ensaiadas doze paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 68 MPa ( $B_3$ ), sendo três paredes ocas com assentamento total, três paredes ocas com assentamento parcial, três paredes ocas com assentamento total e com cinta a meia altura e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. No segundo grupo foram ensaiadas nove paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 48 ( $B_2$ ), sendo três paredes ocas com assentamento total e com uma cinta grauteada na quinta fiada, três paredes ocas com assentamento parcial e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. No terceiro grupo foram ensaiados mais nove paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 32 MPa ( $B_1$ ), sendo três paredes ocas com assentamento total e com uma cinta grauteada na quinta fiada, três paredes ocas com assentamento parcial e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. Não foi utilizado qualquer tipo de armadura nas paredes grauteadas, somente uma barra de aço horizontal de 10 mm nas cintas colocadas na quinta fiada.

As paredes ocas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 120cm, enquanto as paredes grauteadas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 80 cm, devido a capacidade de carga máxima da prensa e elevada resistência dos blocos e grautes.

Argamassa tradicional, cimento, areia e cal, foram utilizadas para a construção das paredes e dos prismas. A argamassa foi concebida para ter uma resistência à compressão aos vinte e oito dias de idade igual a 70% da resistência dos blocos, considerando a área bruta.

O graute utilizado no grauteamento das paredes e para enchimento das cintas foi concebido para ter uma resistência à compressão aos 28 dias de 40 (G<sub>3</sub>); 30 (G<sub>2</sub>) e 25 (G<sub>1</sub>) MPa, respectivamente para as paredes construídas com blocos de 68 (B<sub>3</sub>), 48 (B<sub>2</sub>) e 32 (B<sub>1</sub>) MPa. Para reduzir a retração do graute e possível descolamento das paredes dos blocos foi utilizado um aditivo compensador de retração na mistura do graute.

Para cada grupo de paredes, doze blocos de concreto e seis prismas ocos e seis grauteados foram ensaiadas na altura dos ensaios das paredes.

Para diferenciar as paredes, foi utilizado um sistema de designação, como Par-B-O-G-AT-AP-CT. As letras iniciais Par refere-se a própria parede. A letra B refere-se ao tipo de bloco utilizado. As letras O e G referem-se a parede oca ou grauteada, respectivamente. As letras AT e AP referem-se ao tipo de Assentamento, total ou parcial, respectivamente. Por último, as letras CT referem-se a colocação de uma cinta grauteada a meia altura da parede. Para ajudar a observar melhor as fissuras, todas às paredes foram pintadas com tinta branca. A Figura 44 mostra algumas paredes prontas.



Figura 44. Ilustração das paredes construídas para os ensaios de compressão.

#### **4.4 CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS E DA INSTRUMENTAÇÃO**

Uma prensa hidráulica analógica com capacidade de 500 toneladas (5000 kN), como mostra a Figura 45, foi usada para o ensaio das paredes referentes ao grupo 1 e 2. Para os ensaios do grupo 3 foi montado um sistema de pórtico autoportante, como mostra a Figura 46. Durante os ensaios das paredes, foram medidos os deslocamentos verticais em ambas as faces (Face 1 e Face 2) das paredes usando transdutores de deslocamento (LVDTs), como mostra a Figura 47, com comprimentos de 25 milímetros e uma precisão de 0,00001 milímetros. Os deslocamentos verticais na lateral da parede foram monitorizados continuamente por meio de relógio comparador sem fio montado sobre as paredes, mostrado também na Figura 47.



Figura 45. Configuração do ensaio das paredes, grupo 1 e 2.



Figura 46 - Configuração do ensaio das paredes, grupo 3.

Para eliminar quaisquer erros devido a torção das paredes, as medidas foram tomadas tanto na parte da frente e de trás das paredes em região determinada, conforme Figura 47, e o valor médio das duas medidas foi utilizada para a análise. Antes de cada ensaio, a parede a ser ensaiada foi centrada na posição de ensaio e alinhado verticalmente e transversalmente com a ajuda de um nível a laser e com o fio de prumo. A parede foi então carregada-descarregada duas vezes usando uma carga nominal de 5% da carga máxima prevista para garantir que as paredes e a instrumentação fossem corretamente colocadas antes de se iniciar o ensaio. Durante cada ensaio, um carregamento vertical foi aplicado gradualmente, a uma taxa de cerca 1tf/s até a ruptura ocorrer.

a. Grupo 3



b. Grupo 1 e 2



Figura 47. Instrumentação das paredes.

#### ***4.5 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL***

No início dos ensaios, duas descargas inferiores a 50% da carga de ruptura prevista foram efetuadas. As cargas foram aplicadas segundo incrementos de 10% da carga de ruptura

provável até 50% da carga de ruptura prevista, com o tempo de permanência de cada carregamento de 5 minutos, para que fosse possível o traçado dos gráficos carga-encurtamentos e dos gráficos tensão-deformação. Após o carregamento inicial, a carga axial foi gradualmente aumentada monotonicamente até a ruptura. O histórico dos carregamentos foi tomado através do relógio analógico da prensa de ensaio para as paredes dos grupos 1 e 2 e por bloco de aquisição de dados para as paredes do grupo 3. Leituras dos LVDTs foram tomadas e gravado por uma bloco de aquisição de dados controlado por computador. A aquisição de dados e taxas de gravação foram definidas para ocorrer a cada segundo. Os LVDTs foram deixados até o final do ensaio e precauções foram tomadas para evitar danos. Em todos os casos, a ruptura última foi considerada quando as fissuras verticais formavam e a parede não sustentava aumento da carga vertical, ou quando a parede exibia grande deflexão lateral com diminuição da carga vertical. Os procedimentos adotados em cada ensaio são descritos na Tabela 49.

Tabela 49 Procedimentos utilizados na caracterização da argamassa, graute, bloco, prisma e parede.

<b>Designação</b>	<b>Procedimentos</b>	<b>Ensaio</b>
Blocos	ABNT NBR 6136/2014	Especificação
	ABNT NBR 12118/2013	Absorção total
		Resistência à compressão
Paredes	ABNT NBR 8949/1985	Ensaio à compressão simples
Paredes Argamassa Prismas	ABNT NBR 15961-2/2011	Ensaio, execução e controle
Graute	ABNT NBR 5738	Procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-prova
	ABNT NBR 5739	Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos
	ABNT NBR 7211	Especificações
Argamassa	ABNT NBR 13279	Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão

## **4.6 RESULTADOS E DISCUSSÕES**

Uma descrição detalhada dos resultados obtidos nos ensaios dos componentes e dos elementos prismas e paredes é apresentada abaixo.

### **4.6.1 BLOCOS DE ALVENARIA DE CONCRETO**

Para cada grupo de parede foram ensaiados também à compressão 12 blocos de concretos. Os ensaios dos blocos foram feitos no mesmo dia dos ensaios das paredes. A Figura

48 mostra um bloco sendo ensaiado e o típico modo de ruptura dos blocos. Na Tabela 50 são apresentados os valores de resistência média à compressão e os coeficientes de variação obtidos para os ensaios dos blocos de concreto, capeados com pasta de cimento.

Tabela 50 Resistências à compressão média dos blocos, B<sub>1</sub>; B<sub>2</sub> e B<sub>3</sub>, considerando a área líquida.

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
B <sub>1</sub>	40,7	1,1	5,9
B <sub>2</sub>	59,3	3,0	11,0
B <sub>3</sub>	75,0	0,4	1,0



Figura 48. Ensaio dos blocos de concreto.

#### 4.6.2 ARGAMASSA

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 15961-2 (2011), as resistências à compressão média das argamassas foram fixadas em 70% da resistência à compressão dos blocos utilizados. Para melhor atingir as resistências esperadas, foram utilizados os traços utilizados por Fortes et al. (2014). Foram moldados e ensaiados seis corpos-de-prova de argamassa à compressão para cada grupo de paredes. A Figura 49 mostra alguns corpos de provas da argamassa e um dos ensaios. Na Tabela 51 são apresentados os valores de resistência à compressão média obtidos nos ensaios.

Tabela 51 Resistências à compressão média das argamassas.

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
A <sub>1</sub>	13,4	0,69	5,3
A <sub>2</sub>	21,8	0,65	3,0
A <sub>3</sub>	26,9	0,80	3,0

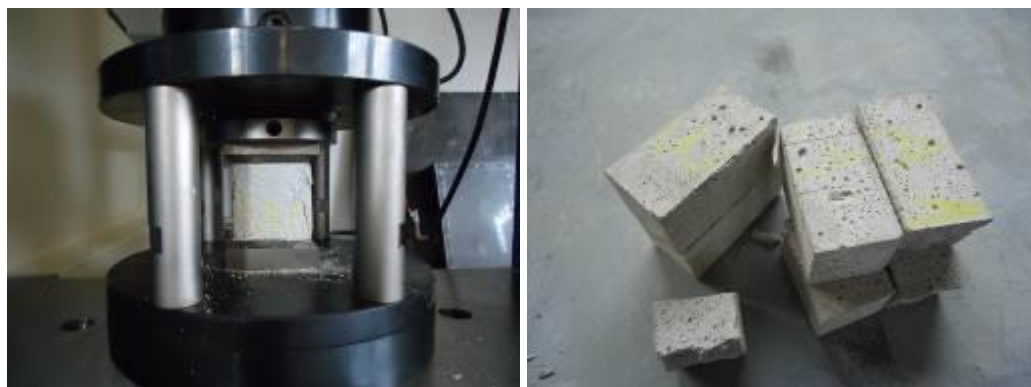


Figura 49. Ilustração dos ensaios das argamassas utilizadas.

#### 4.6.3 GRAUTE

Seguiram-se as recomendações da NBR 5739 (2008) para o ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova dos grautes. Os corpos de prova foram retificados antes dos ensaios e apresentavam idade de 28 dias no momento dos ensaios. A Figura 50 mostra os corpos de provas retificados e o modo de ruptura de um deles. As respectivas resistências alcançadas pelos corpos-de-prova referentes ao grauteamento das paredes e do enchimento das cintas, para os diferentes grupos de parede, Grupo 1, 2 e 3, estão ilustrados Tabela 52.

Tabela 52 Resistências à compressão dos grautes, G<sub>1</sub>; G<sub>2</sub> e G<sub>3</sub>.

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
G <sub>1</sub>	31,3	2,35	7,5
G <sub>2</sub>	34,9	3,92	11,2
G <sub>3</sub>	42,4	2,68	6,3





Figura 50. Ilustração dos ensaios dos corpos de provas cilíndricos de grautes

#### 4.6.4 PRISMAS

Seguindo as especificações da ABNT NBR 15961-2 (2011), 18 prismas ocós e 18 prismas grauteados foram construídos e ensaiados. Antes do ensaio, os prismas foram capeados com pasta de cimento de acordo com a ABNT NBR 15961-2 (2011). Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com capacidade de 2000 kN e os prismas foram carregados com uma velocidade de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo.



Figura 51 ilustra os prismas ocós e grauteados, respectivamente após os ensaios. Provavelmente, devido alta resistência dos blocos utilizados nos prismas, os prismas ocós não tiveram uma ruptura típica, conforme a norma e resultados apresentados na literatura. Os prismas ocós romperam devido ao desenvolvimento de fissuras verticais ao longo da altura seguida de separação das paredes laterais dos blocos ou pelo esmagamento da junta de argamassa seguido de separação lateral das paredes laterais dos blocos.



Figura 51. Ilustração dos ensaios prismas ocós e grauteados.

A resistência à compressão medida para os prismas ocós e grauteados são apresentadas na Tabela 53 e Tabela 54, respetivamente, e também são apresentados os desvios padrões e os coeficientes de variação em percentagem.

Tabela 53 Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas ocós ensaiados.

Designação	Ensaio dos Prismas ocós - Duas fiadas		
	B <sub>1</sub> - A <sub>1</sub>	B <sub>2</sub> - A <sub>2</sub>	B <sub>3</sub> - A <sub>3</sub>
Média (MPa)	21,7	28,9	36,7
Coef. Variação (%)	8,96	9,46	8,6

Tabela 54 Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas grauteados ensaiados.

Designação	Ensaio dos Prismas grauteados - Duas fiadas		
	B <sub>1</sub> - A <sub>1</sub> - G <sub>1</sub>	B <sub>2</sub> - A <sub>2</sub> - G <sub>2</sub>	B <sub>3</sub> - A <sub>3</sub> - G <sub>3</sub>
Média (MPa)	22,3	29,0	32,2
Coef. Variação (%)	4,75	9,6	3,7

#### 4.6.5 PAREDES

Os valores apresentados nas Tabela 55 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B<sub>3</sub>., Tabela 56 e Tabela 57 são  $f_{pa}$ ,  $\Delta_u$  e  $\Delta_{u50\%}(50\%f_{pa})$ ,  $\epsilon_u$ ,  $\epsilon_{50\%}(50\%f_{pa})$ ,

representando a tensão de compressão máxima média, o encurtamento médio último, a deformação média última, e a deformação a 50% da carga última, respetivamente. Os resultados numéricos, a relação tensão-deformação para alvenaria em compressão, a relação força-encurtamento para a carga última), o efeito da cinta a meia altura da parede, o tipo de assentamento da argamassa, o efeito do grauteamento das paredes e o modo de ruptura são discutidos nas seções seguintes.

### Grupo 1

Os resultados dos ensaios do grupo 1 são apresentados na

Tabela 55. Para as paredes ocas e com assentamento total de argamassa, a tensão de ruptura média foi de 24.8 MPa. Já para as paredes ocas com assentamento parcial, a tensão de ruptura média foi de 24.6 MPa, sendo praticamente semelhante a comparação das duas configurações. Os encurtamentos médios,  $\Delta_u$ , em 50% de  $f_{pa}$  de todas as paredes do grupo 1, varia em média de 0,46 a 0,49. É evidente que o encurtamento das paredes é indiferente das variáveis consideradas. As deformações médias,  $\epsilon_u$ , em 50% de  $f_{pa}$  são praticamente semelhantes, sendo os valores de 0,0006, 0,0006, 0,0005 e 0,0006 respetivamente para as paredes ocas com assentamento total, paredes ocas com assentamento parcial, paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta a meia altura.

Tabela 55 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B<sub>3</sub>.

Designação das Paredes	$f_{pa}$ (MPa)	$\Delta_u(50\%f_{pa})$ (mm)	$\epsilon_u(50\%f_{pa})$ (mm/mm)
<b>Par-B3-O-AT</b>			
Média	24,8	0,49	0,0006
Coefficiente variação	4,45	28,90	27,98
<b>Par-B3-O-AP</b>			
Média	25,6	0,48	0,0006
Coefficiente variação	4,89	17,69	19,16
<b>Par-B3-O-AT-CT</b>			
Média	24,1	0,46	0,0005
Coefficiente variação	3,88	7,93	5,09
<b>Par-B3-G-AT-CT</b>			
Média	19,0	0,49	0,0006
Coefficiente variação	14,03	24,44	19,58

Quando se compara as paredes ocas com assentamento total, com tensão de compressão máxima de ruptura de 24,8 MPa com as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura com tensão de compressão máxima de ruptura de 24,1 MPa, percebe-se uma diminuição de apenas 3,3% na tensão de ruptura à compressão máxima. Essa diferença é menor do que o coeficiente de variação dos resultados para se concluir se a colocação da cinta grauteada a meia altura da parede afeta ou não a capacidade máxima de compressão para as paredes não grauteadas, com blocos de concreto de alta resistência.

A norma brasileira de alvenaria estrutural com blocos de concreto, NBR 15961-2 (2011), prescreve que a capacidade máxima de compressão das paredes com assentamento parcial deve ser considerada 20% inferior as paredes com assentamento total. Os resultados apresentados aqui não justificam a redução requerida pela norma.

A tensão de compressão de ruptura média foi de 19,0 e 24,1 MPa para as paredes grauteadas e não grauteadas (com cinta e assentamento total de argamassa), respectivamente, representando um aumento em resistência de aproximadamente 66% para as paredes não grauteadas.

## ■ Grupo 2

Os resultados dos ensaios do grupo 2 são apresentados na Tabela 56. Para as paredes ocas com assentamento total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a tensão de compressão de ruptura média foi de 25,7 MPa enquanto para as paredes ocas com assentamento parcial e sem cinta grauteada, a carga de ruptura média foi de 23,3 MPa. Percebe-se um aumento de 10% na carga de ruptura máxima para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura em relação as paredes ocas com assentamento parcial e sem cinta grauteada a meia altura.

Tabela 56 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para Bloco B2.

Designação das Paredes	$f_{pa}$ (MPa)	$\Delta_u$ (mm/mm)	$\epsilon_u$ (mm/mm)
<b>Par-B2-O-AP</b>			
Média	23,3	0,78	0,0008
Coefficiente variação	0,9	15,68	19,60
<b>Par-B2-O-AT-CT</b>			
Média	25,7	0,97	0,0012
Coefficiente variação	3,3	22,22	19,64
<b>Par-B2-G-AT-CT</b>			
Média	19,8	1,20	0,0013
Coefficiente variação	10,7	18,65	16,31

Os encurtamentos últimos médios,  $\Delta_u$ , foram respetivamente 0,78, 0,97 e 1,20 para as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, paredes ocas com assentamento parcial e paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura. Percebe-se, portanto, uma variabilidade no encurtamento médio considerando ambas as paredes. As deformações médias,  $\epsilon_u$ , são 0,0008, 0,0012, e 0,0013 respetivamente para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta à meia altura.

Quando se compara as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura de 25,7 MPa com as paredes grauteadas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura com tensão de compressão máxima de ruptura de 19,8 MPa, observa-se que a capacidade de ruptura média das paredes grauteadas é aproximadamente 30% menor do que as das paredes ocas.

### Grupo 3

Os resultados dos ensaios do grupo 1 são apresentados na Tabela 57. A tensão de compressão de ruptura média foi 17,0 MPa as paredes ocas independentemente do método de assentamento da argamassa e do uso da cinta grauteada.

Tabela 57 Descrição e Resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B<sub>1</sub>.

Designação das Paredes	$f_{pa}$ (MPa)	$\Delta_u$ (mm)	$\epsilon_u$ (mm/mm)
<b>Par-B1-O-AT-CT</b>			
Média	17,0	0,72	0,0008
Coeficiente variação	6,19	23,45	19,60
<b>Par-B1-O-AP</b>			
Média	17,0	0,98	0,0011
Coeficiente variação	8,35	21,75	23,47
<b>Par-B1-G-AT-CT</b>			
Média	11,5	1,06	0,0012
Coeficiente variação	20,22	24,88	27,39

Os encurtamentos últimos médios,  $\Delta_u$ , foram respetivamente 0,72, 0,98 e 1,06 para as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, paredes ocas com assentamento parcial e paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura.

Como aconteceu com as paredes do grupo 2, percebe-se uma pequena variabilidade no encurtamento médio considerando ambas as paredes. As deformações médias,  $\epsilon_u$ , são 0,0008, 0,0011, e 0,0012 respetivamente para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta a meia altura.

Quando se compara as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura de 17,0 MPa, com as paredes grauteadas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura de 11,53 observa-se que as paredes grauteadas são aproximadamente 32% superior as paredes ocas.

#### 4.6.6 RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Para avaliar o efeito da cinta a meia altura, do grauteamento e do assentamento parcial ou total na relação tensão-deformação da alvenaria de alta resistência em compressão, foram plotadas as curvas tensão-deformação das amostras para os grupos 1, 2 e 3. As deformações médias últimas (Grupo 2 e Grupo 3) foram calculadas utilizando os deslocamentos verticais até ruptura dentro de uma medição do comprimento calibrado sobre a face das paredes. As

deformações últimas médias (Grupo 2 e 3) e as deformações médias (grupo 1 - considerando 50% da carga de ruptura) são apresentadas nas

Tabela 55; Tabela 56 e Tabela 57. As deformações médias últimas (Grupo de paredes 2 e 3) variou de 0,001 - 0,0015. Para as paredes do Grupo 1 os deslocamentos médios foram medidos até 50% da carga de ruptura prevista e variou de 0,0005 a 0,0006.

Relações tensão-deformação para as paredes com as mesmas características de cada grupo estão apresentadas nas Figura 52; Figura 53 e Figura 54. A tensão de compressão para as paredes foi determinada diretamente através da divisão da carga aplicada pela área bruta das paredes.

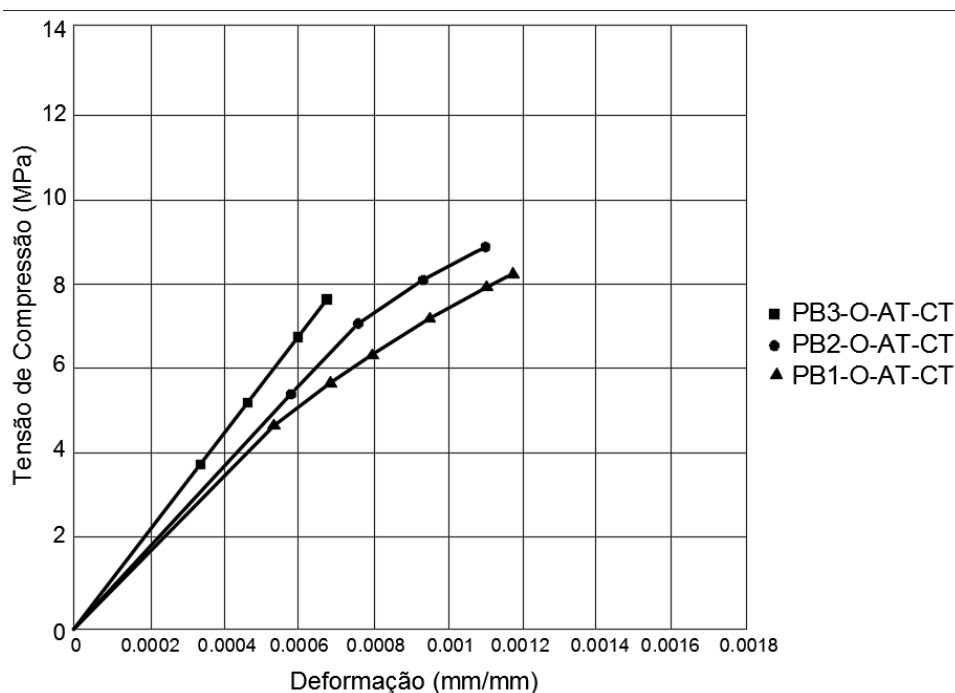


Figura 52. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AT-CT, considerando as três resistências de blocos (área bruta)

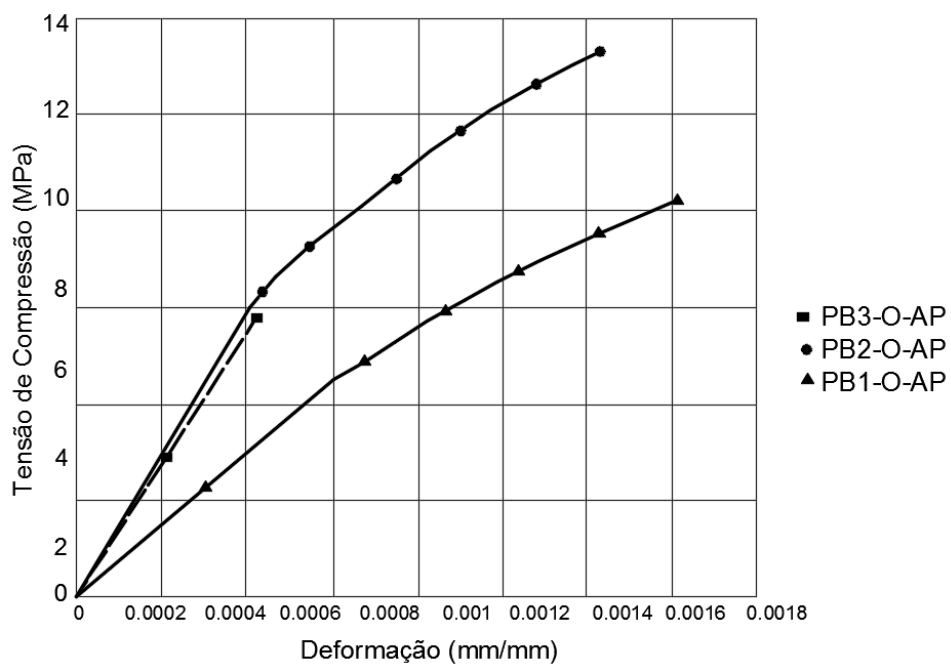


Figura 53. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AP, considerando as três resistências de blocos (área bruta)

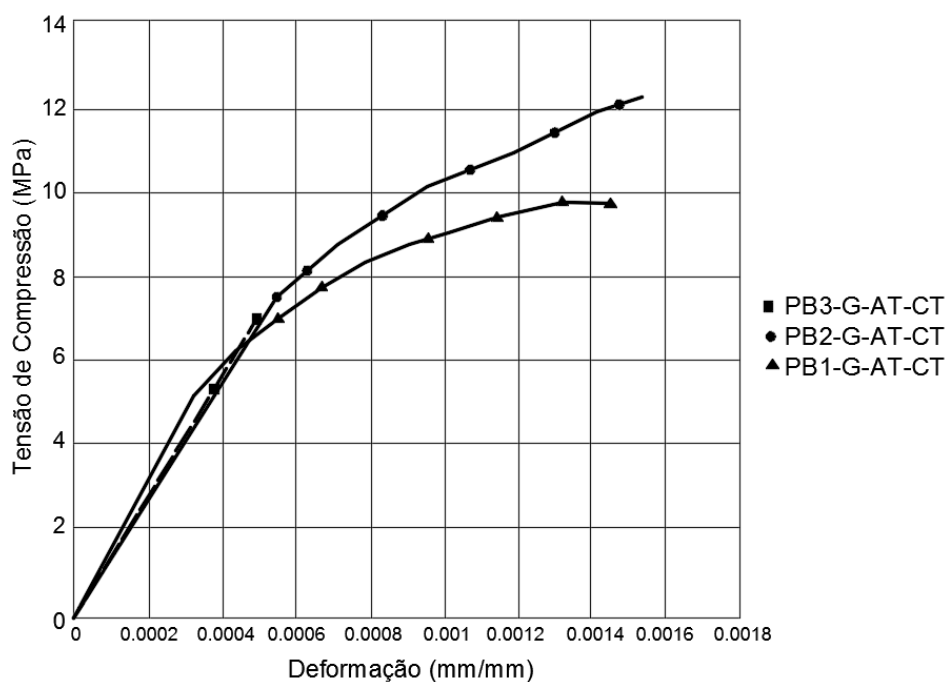


Figura 54. Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-G-AT-CT, considerando as três resistências de blocos (área bruta)



Para o caso das paredes, PB3-O-AT-CT; PB3-O-AP e PB3-G-AT-CT, a relação tensão-deformação foi considerada até 50% da carga de ruptura, enquanto para as restantes paredes essa relação foi considerada até a ruptura da parede.

Os gráficos tensão-deformação, plotados acima, mostram uma ruptura frágil de todas as paredes ensaiadas.

Para as paredes ocas assentas com argamassa total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a curva tensão-deformação, 52, manteve-se linear aproximadamente 75% da carga de ruptura. Enquanto que as paredes ocas assentes com argamassa parcial e sem cinta a meia altura, a curva tensão-deformação Figura 53, manteve-se linear aproximadamente até 70% da carga de ruptura. Já no caso das paredes grauteadas assentes com argamassa total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a curva tensão-deformação, 54, manteve-se linear aproximadamente até 60% da carga de ruptura, indicando que a colocação da cinta a meia altura da parede, a forma de assentamento, argamassamento parcial ou total, e o grauteamento das paredes tem um pequeno efeito na forma da curva tensão-deformação para paredes.

Uma comparação da curva tensão-deformação entre as paredes ocas e grauteadas indica que no geral a forma das curvas tensão-deformação é similar, enquanto que as paredes grauteadas mostram um comportamento não linear mais pronunciado.

#### 4.6.7 MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS PAREDES

Utilizando a região linear da curva de tensão-deformação, o módulo de elasticidade secante de cada parede entre 5 e 30% da tensão de ruptura foi obtida. O módulo de elasticidade ainda pode ser calculado como uma função da resistência à compressão da alvenaria, e essas estimativas são encontrados em normas de construção para dimensionamento. A NBR 15961-1 (2011) prescreve que o módulo de elasticidade da alvenaria com blocos de concreto pode ser estimado como sendo  $800 f_{pk}$ .

A Tabela 58 mostra os resultados médios do módulo de elasticidade obtida através dos ensaios de compressão das paredes pela análise da região linear dos gráficos de tensão-deformação.

Tabela 58 Resumo dos resultados médios máximos do módulo de elasticidade dos ensaios das paredes.

<b>Designação</b>	<b>Grupo 1 Par - B<sub>3</sub></b>	<b>Grupo 2 Par - B<sub>2</sub></b>	<b>Grupo 3 Par - B<sub>1</sub></b>
<b>Par-O-AT</b>			
E (média) (MPa)	20631	-	-
Ea (800 f <sub>p</sub> ) (MPa)	13520	-	-
Coefficiente de variação	26,05%	-	-
<b>Par-O-AP</b>			
E (média) (MPa)	20283	19658	14327
Ea (800 f <sub>p</sub> ) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficiente de variação	8,31%	8,07%	4,76%
<b>Par-O-AT-CT</b>			
E (média) (MPa)	23438	20473	15781
Ea (800 f <sub>p</sub> ) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficiente de variação	13,96%	6,71%	4,68%
<b>Par-G-AT-CT</b>			
E (média) (MPa)	24219	23927	15394
Ea (800 f <sub>p</sub> ) (MPa)	25760	23200	17840
Coefficiente de variação	17,14%	34,17%	12,97%

Em média, os resultados do módulo secante dos ensaios de compressão do grupo 1 variou de 20,2 GPa para as paredes ocas a 24,2 GPa para paredes grauteados. Observou-se também que os resultados do módulo secante dos ensaios de compressão do grupo 2 variou em média de 19,6 GPa para paredes ocas a 23,9 GPa para as paredes grauteadas. Já para as paredes do grupo 3, em média os resultados do módulo secante dos ensaios de compressão variou de 14,3 GPa para paredes ocas a 15,4 GPa para as paredes grauteados.

#### 4.6.8 ESTIMATIVA E COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DAS ALVENARIAS

A resistências à compressão das paredes ensaiadas foram calculadas utilizando as equações apresentadas na seção 2.3 e são incluídas na Tabela 59 a Tabela 62 e são apresentados em valores médios e considerando a área líquida do bloco.

Tabela 59– Estima dos resultados da resistência das paredes ensaiadas

Designação das paredes ensaiadas	Programa experimental						Estimativa da resistência à compressão das paredes (MPa) – Equações		
	$f_{gm}$	$f_{bm}$	$f_a$	$f_{pm}$	$f_{pm}^*$	$f_{pa}$	Eurocode 2005	Norma Brasileira	Pesquisadores
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	EN 1996-1-1 (2005)	NBR 15961-2	Lumantarna et al. (2014)
B1-O-AT-CT	-	40,7	13,4	23,0	22,3	17,0	14,6	16,1	16,6
B1-O-AP	-					17,0		16,1	
B1-G-AT-CT	31,3					-	15,6	-	
B2-O-AT-CT	-	59,3	21,8	23,0	29,0	25,7	22,0	16,1	26,8
B2-O-AP	-					23,3		16,1	
B2-G-AT-CT	34,9					-	20,3	-	
B3-O-AT-CT	-	75,0	26,9	38,9	32,2	24,1	27,6	27,3	33,8
B3-O-AT	-					24,8		27,3	
B3-O-AP	-					25,7		22,5	
B3-G-AT-CT	42,4					19,0	-	22,54	-

Tabela 60 – Comparação dos resultados de resistências à compressão – Equações versus experimental

Designação das paredes ensaiadas	Comparação da resistência à compressão das paredes - Equações/Experimental		
	Eurocode 2005	Norma Brasileira	Pesquisadores
	EN 1996-1-1 (2005)	NBR 15961-2	Lumantarna et al. (2014)
B1-O-AT-CT	0,86	0,95	0,98
B1-O-AP	0,86	0,95	0,98
B1-G-AT-CT	-	-	-
B2-O-AT-CT	0,86	0,63	1,05
B2-O-AP	0,94	0,69	1,15
B2-G-AT-CT	-	1,03	-
B3-O-AT-CT	1,14	1,13	1,40
B3-O-AT	1,11	1,10	1,36
B3-O-AP	1,07	0,88	1,32
B3-G-AT-CT	-	1,19	-

Os resultados de resistência à compressão das paredes ensaiadas e apresentadas na Tabela 59, foram comparados com as equações apresentadas pelo Eurocode, pela normalização

brasileira e pelos pesquisadores Lumantarna *et al.* (2014). Contudo, os resultados experimentais não foram comparados com os valores proposto pelas normalizações internacionais, tabelas apresentadas na seção 2,3, nomeadamente, a norma Americana, a Canadense, a Mexicana e a Australiana, visto que tais normas não apresentam valores de resistência à compressão para paredes de alvenaria de blocos de concreto com blocos de alvenaria com resistência superiores a 40MPa (considerando a área líquida dos blocos ou aproximadamente 16 MPa na área bruta).

Observa-se que quando se estima a resistência à compressão das paredes de alvenaria utilizando as equações propostas pela normalização europeia, brasileira e pelos pesquisadores Lumantarna *et al.* (2014), e quando se considera os blocos B1- 40,7 MPa e B2 – 59,3 MPa, os resultados de resistência à compressão medidos nos ensaios são superiores em 0% a 38%. No entanto, para blocos de mais alta resistência, no caso o B3 – 75,0 MPa, os valores estimados pelas equações propostas pelas normas e pesquisadores agora são superiores em 7% a 40%. De novo, essa mudança de cenário pode ser justificada pelo fato das especificações de norma se referirem a blocos de resistência à compressão não superiores a 40 MPa na área líquida.

O módulo de deformação das paredes ensaiadas foram calculadas utilizando as equações apresentadas na seção 2.3 e são incluídas nas Tabela 61 e na Tabela 62, utilizadas na análise e comparação dos resultados obtidos experimentalmente.

Tabela 61 - Estima dos resultados do módulo de elasticidade das paredes ensaiadas

Designação das paredes ensaiadas	Programa Experimental				Estimativa do módulo de elasticidade (MPa)						
	$f_{pm}$	$f_{pm}^*$	$f_{pa}$	$E_a$	Brasileira	Eurocode		Americana	Canadense	Mexicana	Pesquisador
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	NBR 15961-1	CEN 2005		ACI 2011	CSA S304,1-04	NMX-C-404	Dhanasekar (1995)
B1-O-AT-CT	23	22	17	15781	18435	12717	16957	15261	14413	5935	12366
B1-O-AP			17	14327	18435	12717	16957	15261	14413	5935	12366
B1-G-AT-CT			12	15394	17840	8625	11500	10350	9775	4025	8959
B2-O-AT-CT	23	29	26	20473	18435	19239	25652	23087	21804	8978	17436
B2-O-AP			23	19658	18435	17446	23261	20935	19772	8141	16076
B2-G-AT-CT			20	23927	23200	14850	19800	17820	16830	6930	14064
B3-O-AT-CT	39	32	24	23438	31155	18098	24130	21717	20511	8446	16573
B3-O-AT			25	20631	31155	18587	24783	22304	21065	8674	16944
B3-O-AP			26	20283	31155	19239	25652	23087	21804	8978	17436
B3-G-AT-CT			19	24219	25760	14250	19000	17100	16150	6650	13591

Tabela 62 - Comparação dos resultados do módulo de elasticidade – Equações versus experimental

Designação das paredes ensaiadas	Comparação do módulo de elasticidade das paredes - Equações/Experimental						
	Brasileira	Eurocode		Americana	Canadense	Mexicana	Pesquisador
	NBR 15961-1	CEN 2005		ACI 2011	CSA S304,1-04	NMX-C-404	Dhanasekar (1995)
B1-O-AT-CT	1,2	0,8	1,1	1,0	0,9	0,4	0,8
B1-O-AP	1,3	0,9	1,2	1,1	1,0	0,4	0,9
B1-G-AT-CT	1,2	0,6	0,7	0,7	0,6	0,3	0,6
B2-O-AT-CT	0,9	0,9	1,3	1,1	1,1	0,4	0,9
B2-O-AP	0,9	0,9	1,2	1,1	1,0	0,4	0,8
B2-G-AT-CT	1,0	0,6	0,8	0,7	0,7	0,3	0,6
B3-O-AT-CT	1,3	0,8	1,0	0,9	0,9	0,4	0,7
B3-O-AT	1,5	0,9	1,2	1,1	1,0	0,4	0,8
B3-O-AP	1,5	0,9	1,3	1,1	1,1	0,4	0,9
B3-G-AT-CT	1,1	0,6	0,8	0,7	0,7	0,3	0,6

O módulo de deformação para a alvenaria segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 pode ser estimado como sendo  $800 \times f_{pk}$  (resistência característica à compressão do prisma, limitado a 16 GPa, observa-se que os valores medidos nos ensaios para o módulo de deformação na compressão são inferiores aos valores estimados pela normalização brasileira em 0 a 30% (bloco B1 – 40,7 MPa e B2 – 59,3 MPa), excetuado o caso das paredes ocas com argamassamento total e cinta grauteada a meia altura da parede e da parede oca com argamassamento total construídas com o bloco B2, onde os valores medidos no ensaio são superiores em 10%. No caso das paredes construídas com bloco B3, o valor do módulo de deformação da alvenaria medidos nos ensaios é inferior aos valores estimados pela norma em 10% a 50%.

No entanto, quando se compara os valores do módulo de deformação medidos nos ensaios das paredes ocas com aqueles calculados com a equação especificada pela normalização americana, europeia e canadense, observa-se valores muito semelhantes, com diferenças de 10%. Para a alvenaria grauteada, os valores calculados são bem inferiores comparado com os valores medidos nos ensaios, apresentando diferenças de 30% para a norma americana, 20% a 40% para a norma europeia e 30% a 40% para a norma canadense.

As equações propostas pela normalização mexicana e pelos pesquisadores Dhanasekar (1995), apresentam valores muito inferiores, em 30% a 70%, comparados com os resultados medidos nos ensaios.

A grande diferença observada quando se compara os resultados do módulo de deformação medidos nos ensaios e aqueles estimados pelas equações proposta pelas normalizações e por alguns pesquisadores pode ser justificada pelo fato de se utilizar blocos, argamassas e grautes de alta resistência durante o desenvolvimento do programa experimental. Durante a revisão da literatura, observou-se que as equações propostas pelas normas e códigos de alvenaria se referem a blocos de resistência à compressão não superiores a 40 MPa (considerando a área líquida dos blocos).

Para a alvenaria de blocos de concreto de alta resistência, a análise dos resultados dos ensaios, conforme Tabela 61, mostra grande semelhança nos valores do módulo de deformação independentemente do tipo de assentamento, alvenaria grauteada ou oca, com o sem cinta a meia altura da parede. Conclui-se que para a alvenaria de blocos de concreto de alta resistência

não existe influência do grauteamento, do tipo de assentamento ou colocação de cinta grauteada a meia altura da parede, no módulo de deformação da alvenaria.

#### 4.6.9 MODO DE RUPTURA

O modo de ruptura de alvenaria em compressão é geralmente causado por uma fissura de tração que se propaga através dos blocos e da argamassa na direção da força aplicada, como mostrado na Figura 55. Esta fissura é causada por tensões de tração secundários resultantes da deformação contida da argamassa nas juntas da alvenaria (Hendry *et al.* 2004).

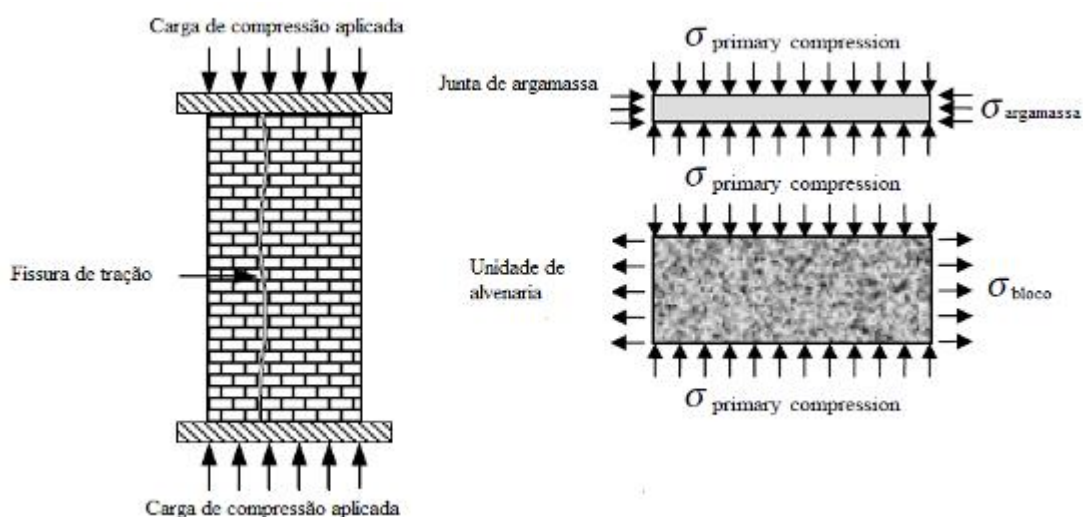


Figura 55. Modo de ruptura da alvenaria (Hendry *et al.*, 2004).

As tensões de tração que induzem a fissura são desenvolvidas nas interfaces argamassa-blocos e são devido à deformação restrita da argamassa. Na maioria dos casos, a resistência da alvenaria é consideravelmente menor do que a resistência dos blocos, essa, contudo, é consideravelmente mais elevada do que a da argamassa. A melhoria aparente na resistência da argamassa é devido ao estado biaxial ou triaxial de tensões impostas sobre a argamassa quando atua em conjunto com os blocos.

O modo de ruptura observado nos ensaios foi uma ruptura de compressão típica iniciada por fissuras verticais através das faces longitudinais e transversais das paredes como mostrado da Figura 56 a Figura 60, controlado por tração iniciada por fissuração de tração, com alguma

evidência de esmagamento da alvenaria, como mostra a Figura 56. Observou-se, conforme mostra as formas de ruptura que em alguns casos o desenvolvimento das fissuras acontece bem no centro das paredes e as vezes um pouco afastado do centro.



Figura 56. Modo de ruptura das paredes ocas com cinta grauteada



Figura 57 - Ilustração da ruptura das paredes ocas





Figura 58. Ilustração da ruptura com fissuração vertical e esmagamento da alvenaria.



Figura 59. Ilustração da fissuração vertical das paredes Grupo 1 e 2.



Figura 60. Modo de ruptura das paredes grauteadas

Para as paredes grauteadas com cinta grauteada, o modo de ruptura caracterizou-se por fissuras de separação verticais nas paredes transversais dos blocos, conforme mostra a Figura 60. Para as paredes do grupo 1 e 2, a primeira fissura surgiu aproximadamente quando a carga era 60% da carga de ruptura, enquanto que para as paredes do grupo 3, o aparecimento das primeiras fissuras aconteceu quando a carga era aproximadamente 75% da carga de ruptura.

As paredes grauteadas, com cinta à meia altura, apresentaram uma forma de ruptura atípica daquele observada para paredes de alvenaria sem cinta, conforme Figura 58 e a Figura 60.

Portanto conclui-se pela análise das fissuras apresentadas pelas paredes durante e no final do ensaio, que o grauteamento e a forma de assentamento, não influenciam a forma de ruptura das paredes de alvenaria de blocos de concreto de alta resistência. No entanto, a introdução de uma cinta grauteada a meia altura da parede tem influência significativa na forma de ruptura da alvenaria.

#### 4.6.10 EFICIÊNCIA

A normalização brasileira admite que a resistência da parede,  $f_k$ , seja igual a 70% da resistência do prisma,  $f_{pk}$ . Paredes em escala real normalmente tem resistência inferior à do prisma e a do prisma inferior à do bloco, devido à esbeltez e possibilidade de distribuição não

uniforme do carregamento. Fortes (2012) observou em seus ensaios com diversas resistências de blocos uma diminuição da resistência do prisma a medida que a resistência do bloco aumenta e calculou valores de eficiência de 0,8 a 0,5 respectivamente para blocos de 13,0 MPa a 74,0 MPa (considerando a área líquida dos blocos). A Tabela 63 apresenta um resumo da resistência à compressão dos blocos, argamassa, dos prismas ocos e grauteados e das paredes. Também são apresentadas as eficiências, aqui definida como a razão entre a resistência à compressão das paredes e a resistência à compressão dos prismas.

Tabela 63– Resumo das resistências e eficiências dos materiais e elementos ensaiados.

$f_b$ (MPa)	$f_p$ (MPa)		Parede	Parede oca		Parede grauteada		Parede Oco/ Parede grauteada
	Oco	Grauteado		f (MPa)	f/f <sub>p</sub>	f (MPa)	f/f <sub>p</sub>	
40,7	21,7	22,3	B1-O/G-AT-CT	17,0	0,8	11,53	0,5	1,47
			B1-O-AP	17,0	0,8	-	-	-
59,3	28,9	29,0	B2-O/G-AT-CT	23,3	0,8	19,79	0,7	1,18
			B2-O-AP	25,7	0,9	-	-	-
75,0	36,7	32,2	B3-O/G-AT-CT	24,8	0,7	18,98	0,6	1,31
			B3-O-AT	25,7	0,7	-	-	-
			B3-O-AP	24,1	0,7	-	-	-

Para as paredes construídas com o uso do bloco B3 – 75,0 MPa, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocas com assentamento total e a resistência à compressão dos prismas ocos (assentamento total) é de 0,7. Quando se inclui uma cinta grauteada a meia altura da parede ou quando se realiza um assentamento parcial, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocas e a resistência à compressão dos prismas ocos permanece igual a 0,7. A razão entre a resistência à compressão média das paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede e a resistência à compressão dos prismas grauteados é de 0,6.

Já para as paredes construídas com o uso do bloco B2 – 59,3 MPa, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura e os prismas ocos é de 0,8, enquanto que para as paredes ocas com assentamento parcial e sem cinta essa razão é de 0,9. Para as paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura e os prismas grauteados, observa-se uma relação de resistência à compressão de 0,7.

E finalmente, para as paredes construídas com o uso do bloco B1 – 40,7 MPa, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocas com assentamento parcial e a resistência à compressão dos prismas ocas é de 0,8. Observa-se a mesma razão para as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura da parede. A razão entre a resistência à compressão das paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede e a resistência à compressão dos prismas grauteados é apenas 0,5.

Conclui-se pela análise dos resultados que a resistência à compressão da alvenaria de concreto de alta resistência pode ser estimada como sendo 70% da resistência à compressão dos prismas e deve ser considerada uma perda de resistência de 50% para as paredes grauteadas em comparação com a alvenaria não grauteada. A revisão da literatura mostrou que as especificações dos códigos e normas de alvenaria para a análise do comportamento e dimensionamento da alvenaria estrutural são referentes a blocos de concreto com resistência à compressão não superiores a 40 MPa (considerando a área líquida dos blocos, ou aproximadamente 16 MPa na área bruta, dependendo da geometria do bloco).

#### **4.7 CONCLUSÃO**

Foi apresentado um programa experimental abrangente com o objetivo de avaliar o comportamento à compressão de alvenaria com bloco de concreto de alta resistência, em paredes não-grauteadas e grauteadas. Também foi verificada a influência do tipo de assentamento da argamassa e a introdução de uma cinta grauteada a meia altura da parede. Blocos de resistência média de 40,7; 59,3 e 75,0 MPa foram utilizados. O graute foi produzido com aditivo compensador de retração. A resistência à compressão das paredes foi avaliada considerando da resistência à compressão dos blocos, o tipo de assentamento da argamassa, e uso ou não de uma cinta grauteada a meia altura da parede.

As principais conclusões da pesquisa apresentada aqui são:

- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas com assentamento de argamassa parcial (disposta apenas nas laterais dos blocos) ou total (disposta sobre toda a face dos blocos);
- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas, com argamassa total e com argamassa parcial, com e sem cinta grauteada;

- Todas as paredes ocas apresentaram relação parede/prisma superior a 0,7;
- Todas as paredes grauteadas apresentaram uma diminuição de resistência à compressão de pelos menos 50% em relação às paredes ocas, considerando a área líquida dos blocos;
- Os gráficos tensão-deformação mostram ruptura frágil de todas as paredes com deformação na ruptura entre 0,10 e 0,15% (compressão simples);
- Os resultados dos módulos de elasticidade medidos nas paredes ensaiadas foram sempre maiores que  $800 f_p$  para paredes ocas e entre 688 e 848 vezes  $f_p$  para paredes grauteadas e com vários resultados superiores ao limite de 16 GPa indicado na ABNT NBR 15961-1.

A partir dessas observações, pode-se sugerir, para alvenaria com blocos de resistência maior que 32 MPa, considerando a área líquida, que:

- O valor da relação parede prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência para paredes sem graute;
- Para paredes totalmente grauteadas, considerar uma diminuição de resistência à compressão de máximo de 50% em relação à parede não grauteada;
- Considerando a geometria do bloco utilizado, o uso de assentamento de argamassa em toda face do bloco não é eficiente, desta forma a recomendação é de considerar argamassa apenas na lateral, tanto no cálculo quanto na execução. Ressalva-se que eventuais outras geometrias de blocos, com perfeita sobreposição dos septos, podem trazer resultados diferentes do aqui relatado;
- O uso de cinta à meia altura para paredes não levou a diminuição da resistência à compressão;
- O valor do módulo de elasticidade indicado na normalização brasileira igual a  $800 f_{pk}$ , pode ser aferido para paredes não grauteadas, porém um valor menor foi verificado nos ensaios de paredes grauteadas. Entende-se que esse ponto deve ser melhor estudado em trabalhos futuros. Por precaução, recomenda-se adotar o valor de  $E = 600$  a  $650 f_{pk}$  para alvenaria com blocos de concreto de alta resistência (maior que 32 MPa);

- Em contrapartida, o valor limite para  $E = 16 \text{ GPa}$ , não foi verificado nos ensaios, sendo aqui sugerido eliminar esse limite da normalização brasileira.
- O grauteamento, o tipo de assentamento e a colocação de uma cinta grauteada a meia altura da parede não influenciam a resistência à compressão axial e a deformabilidade da alvenaria de alta resistência.

## 5. ENSAIOS ESTRUTURAIS – PARTE 3

As paredes de alvenaria e pilares são elementos estruturais comuns que tipicamente resistem às cargas de compressão, e um grande número de tais elementos são também necessários para resistir à carga axial combinada com flexão fora do plano, quer devido ao vento, terremoto ou excentricidade da carga de compressão axial. A resistência à compressão na flexão é geralmente maior do que a resistência à compressão axial e um conjunto razoável de dados experimentais está disponível para suportar tal afirmação. No entanto, existe pouca informação disponível para alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sujeita a cargas axiais e de flexão combinadas. Este programa experimental apresenta os resultados de ensaio medidos da resistência de compressão axial e de flexão e as propriedades de deformação da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência. Foram construídos setenta e duas prismas de alvenaria para avaliar a capacidade e o comportamento de alvenaria estrutural de alta resistência sujeita à compressão concêntrica e excêntrica; foram utilizados prismas grauteados e ocos. Foram consideradas as resistências de blocos de concreto de 44, 56 e 67 MPa (considerando a área líquida dos blocos de concreto).

### 5.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

72 prismas de alvenaria de concreto de cinco blocos de altura, como mostrado na Figura 61, foram construídos e ensaiados sob carregamento de compressão com duas excentricidades: 0 e  $t/6$ , onde  $t$  é a espessura dos prismas. A excentricidade,  $t/6$ , foi definida como a distância do centroide da seção transversal do bloco. Uma descrição detalhada dos prismas é apresentada na Tabela 64. Ambos os prismas ocos e grauteados, designados como H e G, respectivamente, foram ensaiados nas séries A e B. Os prismas da série A foram ensaiados sob uma carga axial concêntrica como amostras de controle. Os prismas dos corpos-de-prova da série B foram ensaiados sob carga de compressão excêntrica. Para cada combinação de parâmetros, seis prismas foram ensaiados. Ensaios complementares para avaliar as propriedades dos materiais dos componentes de alvenaria incluíram amostras de blocos, argamassas e graute. O número de ensaios realizados para cada combinação também é apresentado na Tabela 64. Todos os prismas foram construídos num padrão de ligação em execução utilizando blocos de concreto de alta resistência com dimensões de  $390 \times 190 \times 140$  mm. Utilizou-se argamassa de cimento-cal-areia, misturada no laboratório, na montagem dos prismas e assentos com argamassamento total, ou seja, em todas as paredes dos blocos.



Figura 61– Configuração dos prismas grauteados e ocos

Tabela 64 – Matriz dos ensaios

Bloco	Argamassa		Graute		Prismas não grauteados		Prismas grauteados		
					Carga concêntrica	Carga excêntrica	Carga concêntrica	Carga excêntrica	
B <sub>1</sub>	12	M <sub>1</sub>	6	G <sub>1</sub>	9	6	6	6	6
B <sub>2</sub>	12	M <sub>2</sub>	6	G <sub>2</sub>	9	6	6	6	6
B <sub>3</sub>	12	M <sub>3</sub>	6	G <sub>3</sub>	9	6	6	6	6
Total	36		18		27	18	18	18	18

## 5.2 CONFIGURAÇÃO E PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

A configuração do ensaio é mostrada na Figura 62. Uma máquina de compressão hidráulica com capacidade de 5000 kN foi usada para ensaiar os prismas. Uma viga rígida foi colocada na parte superior e inferior de cada prisma para assegurar a distribuição uniforme da carga e aplicar perfeitamente a carga excêntrica. As deformações verticais e horizontais foram medidas usando transdutores diferenciais variáveis lineares (LVDTs) como mostrado na Figura 63. As medições foram feitas nas faces frontal e posterior dos prismas para os prismas ensaiados concentricamente e o valor médio das duas medições foi utilizado para a análise. As deformações verticais foram também medidas ao longo dos lados dos prismas usando



transdutores analógicos, como mostrado na Figura 2, para monitorizar a distribuição da carga ao longo da largura dos prismas. As deformações verticais foram medidas dentro de um comprimento fixo de 800 mm. Antes de cada ensaio, o prisma foi centrado na máquina e alinhado vertical e transversalmente com a ajuda de um nível de laser. Os prismas foram carregados ciclicamente duas vezes para uma carga nominal de 50% da carga última prevista. Esta carga inicial foi utilizada para confirmar a capacidade de deformação do prisma e assegurar uma distribuição uniforme da carga. Após o carregamento inicial ter sido removido, o carregamento foi aplicado usando um incremento de 10% da carga final prevista a uma taxa de aproximadamente 50 kN/min até 50% da carga última prevista e depois o carregamento foi aplicado gradualmente a uma taxa de aproximadamente 50 KN/min até a falha. Considerou-se falha quando a carga diminuiu aproximadamente 20% da carga de pico. As cargas e deformações vertical e horizontal foram registradas usando um sistema eletrônico de aquisição de dados ao longo do histórico de carregamento.



Figura 62– Ensaio do prisma.



Figura 63–Instrumentação típica

### 5.3 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

#### 5.3.1 BLOCOS DE CONCRETO

O tamanho nominal dos blocos (ou simplesmente blocos) utilizados nesta pesquisa foi de  $140 \times 190 \times 390$  mm e a mesma empresa fabricou todos os blocos. A Figura 64 mostra o bloco típico usado nesta pesquisa. Utilizaram-se blocos com três resistências diferentes e o fabricante forneceu resistências (resistência esperada) para os blocos de 32 (B1), 48 (B2) e 68 MPa (B3).



Figura 64 – Ilustração do bloco de concreto utilizado.

Seguindo os requerimentos da ABNT NBR 6136 (2007) e da ABNT NBR 12118 (2011), foram medidas e verificadas a largura e a altura, a espessura das paredes, as dimensões dos vazados e as mísulas dos blocos de concreto. A área bruta dos blocos de concreto foi de 54.600 mm<sup>2</sup> e a área líquida foi de 25.116 mm<sup>2</sup>. Portanto, a relação entre as áreas líquida e bruta é de 0,46. A absorção total de água é de 4,33, 3,62 e 3,11% para B1, B2 e B3, respectivamente.

### 5.3.2 ARGAMASSA

A argamassa é tipicamente feita, combinando cimento Portland, cal, areia e água em diferentes proporções. Nesta pesquisa, o cimento Portland utilizado foi o CP II - Z - 32, brasileiro, que contém 6 a 14% de materiais pozzolânicos. Além disso, as resistências à compressão de 3 dias, 7 dias e 28 dias devem ser iguais ou superiores a 10, 20 e 32 MPa, respectivamente. O peso unitário do cimento foi determinado a partir de três amostras (1.158, 1.107, 1.102) e 1.122 kg/m<sup>3</sup>. A areia utilizada era uma areia fina e limpa encontrada no Estado de São Paulo. Realizou-se uma análise granulométrica e a porcentagem acumulada retida foi de 0, 0,2, 8,2, 21,1, 47,3, 89,2 e 98,9 nos peneiros 0,15, 0,30, 0,60, 1,18, 2,36 e 4,75 (mm), respectivamente; A areia atendia aos requisitos da norma brasileira ABNT-NBR NM 248<sup>20</sup>. O peso unitário da areia foi determinado a partir de três amostras (1.586; 1.594; 1.588) e 1.589 kg/m<sup>3</sup>; O peso unitário em massa foi determinado seguindo a exigência da norma brasileira ABNT-NBR NM 52<sup>19</sup>. A cal utilizada teve um peso unitário maioritário de 640 kg/m<sup>3</sup>, o qual também foi determinado usando a especificação da norma brasileira ABNT-NBR NM 52<sup>19</sup> usando três amostras (638; 640; 641). Utilizou-se água potável para misturar a argamassa.

Parsekian *et al.* (2014) sugerem que a resistência à compressão da argamassa deve ser menor do que a resistência à compressão dos blocos utilizadas para acomodar as deformações e induzir a fissuração nas juntas de argamassa. Neste estudo, foram utilizadas três misturas de argamassa e concebidas para ter uma resistência à compressão de aproximadamente 30 por cento da resistência à compressão dos blocos. A proporção das misturas seguiu as recomendações da norma brasileira ABNT-NBR 15961-2 (2011). As proporções de volume e massa (cimento Portland: cal: areia), bem como a relação água / cimento e a resistência à compressão esperada das misturas de argamassa são mostradas na Tabela 65.

Tabela 65– Mistura da argamassa

Tipo	Proporção		W/C
	Volume	Peso	
M <sub>1</sub>	1:1,0:5,0	1:1,42:4,25	1,05
M <sub>2</sub>	1:0,5:4,0	1:1,21:3,40	0,86
M <sub>3</sub>	1:0,5:3,5	1:1,21:2,98	0,77

### 5.3.3 GRAUTE

Romagna (2000) concluiu que o uso de graute com resistência à compressão superior à do bloco não aumenta a resistência à compressão da alvenaria. Os resultados dessa pesquisa confirmam a sugestão de Parsekian *et al.* (2012) que a melhor relação entre a resistência à compressão da alvenaria e a resistência à compressão do bloco é obtida quando o graute e o bloco têm aproximadamente a mesma resistência.

O graute utilizado nesta pesquisa foi produzida no laboratório com um agregado graúdo de n máximo de 9,5 mm (brita 0). A análise granulométrica foi realizada de acordo com a norma brasileira ABNT-NBR NM 248 e a porcentagem cumulativa retida foi de 0, 2,4, 45,3, 67,8 e 99,7 nos peneiros 4,76, 6,3, 9,5 e 12,5, respectivamente. O peso unitário da brita também foi determinado de acordo com as especificações da norma brasileiro ABNT-NBR NM 52 com três amostras de média igual a 1.419 kg/m<sup>3</sup>. A água, cimento Portland, areia e cal usados para o graute foram os mesmos que para a argamassa. Foram utilizados três traços de graute e as proporções volumétricas (cimento Portland: cal: areia: brita), bem como a relação água/cimento e slump são mostrados na Tabela 66.

Tabela 66– Grout Mixes

Tipo	Proporção		W/C	Slump
	Volume	Peso		
G <sub>1</sub>	1:0,1:1,6:1,8	1:0,06:2,27:2,28	0,68	22,5 – 24,5
G <sub>2</sub>	1:0,1:1,5:1,6	1:0,06:1,98:2,02	0,58	22,5 – 24,5
G <sub>3</sub>	1:0,1:1,0:1,3	1:0,06:1,42:1,64	0,45	22,5 – 23,0

A retração plástica e a secagem do graute pode resultar em que um graute resistindo a uma parte menor da carga aplicada por compressão aos prismas devido à retração do graute na direção longitudinal, a qual, num ambiente laboratorial, pode ser remediada através do capeamento da amostra. A retração do graute na direção lateral provoca a separação entre o graute e o bloco de concreto, que não pode ser adequadamente remediada através de meios convencionais. Para reduzir a retração, pode ser utilizado um cimento expansivo ou um aditivo compensador de retração. Estes tipos de produtos promovem essencialmente a formação de grandes quantidades de estrigite, o que provoca uma expansão inicial lenta do graute para compensar a retração inicial do graute.

Na pesquisa aqui apresentada, os grautes foram feitos com 2% de um aditivo compensador de retração (referida adiante como aditivo) com o objetivo de promover a expansão lenta do graute para compensar a retração inicial do graute. O aditivo utilizado foi um pó de óxido de cálcio fabricado utilizando um tratamento térmico específico e isento de cloretos e outros componentes nocivos. A característica expansiva da mistura foi demonstrada<sup>34</sup> para diminuir a porosidade e a redução da permeabilidade, aumentar a resistência à compressão e aumentar a aderência entre os elementos.

#### **5.4 CONSTRUÇÃO DOS PRIMAS**

Foram construídos prismas ocios e grauteados conforme especificado pela norma brasileira ABNT-NBR 15961-2 (2010). A Figura 65 mostra a construção e o capeamento dos prismas com argamassa. Utilizou-se o mesmo traço de argamassa para capear e nivelar o topo e a base de cada prisma. A espessura da camada de argamassa foi de aproximadamente 10 mm e um pedreiro profissional construiu todos os prismas. O pedreiro exerceu um cuidado extra durante a construção dos prismas para garantir que os prismas fossem nivelados e apurados.



Figura 65– Capeamento do prisma e construção

## 5.5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item são apresentados os resultados encontrados bem como uma interpretação e comparação com resultados encontrados por outros pesquisadores e considerando as especificações das normas nacionais e internacionais.

### 5.5.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO BLOCO DE CONCRETO

As resistências à compressão dos blocos de concreto foram determinadas ensaiando 6 blocos de concreto para cada resistência de bloco. Um capeamento seco com madeira compensada, foi usado (Fortes 2012, Fortes *et al.*, 2013, CSA S304.1-14 (2014), Osama e Ameer 2003), conforme mostrado na Figura 66. Os ensaios de compressão foram conduzidos utilizando a mesma máquina de ensaio utilizada para ensaiar os prismas. Cada bloco foi carregado a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo. Os blocos de concreto romperam geralmente em um modo de falha em forma de cone. A Figura 66 mostra vários blocos após o ensaio. Não foram observadas fissuras durante o carregamento até próxima a ruptura, que foi geralmente súbita e frágil sem qualquer aviso prévio.



Figura 66- Bloco capeado e modo de ruptura

Os resultados dos ensaios dos blocos de concreto, incluindo os coeficientes de variação, estão resumidos na Tabela 67. As três resistências dos blocos são aproximadamente 44, 57 e 67 MPa. Os resultados mostram uma variabilidade ligeiramente maior na resistência à compressão para o grupo de blocos B3, aproximadamente 11 por cento. Uma variabilidade razoável na resistência à compressão para o grupo de blocos B2, aproximadamente 9 por cento; E uma variabilidade razoavelmente pequena na resistência à compressão para o grupo de blocos B1, aproximadamente 5 por cento.

Tabela 67– Resultado dos blocos.

Cp's	f <sub>b</sub> (MPa)		
	B3	B2	B1
1	65,7	60,5	43,7
2	67,3	60,5	48,6
3	71,3	56,5	43,9
4	62,9	51,8	43,5
5	59,7	49,8	42,8
6	68,5	53,4	44,4
7	64,5	54,9	45,1
8	66,1	66,9	43,5
9	63,3	64,5	41,3
10	69,7	56,5	41,3
11	86,8	59,7	44,8
12	77,6	53,8	41,9
<b>Mean (MPa)</b>	<b>68,6</b>	<b>57,4</b>	<b>43,7</b>
<b>C.O.V (%)</b>	<b>10,7%</b>	<b>9,0%</b>	<b>4,6%</b>

### 5.5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA

Os corpos de prova de argamassa foram moldados e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 13279 (2005), que especifica o ensaio de prismas de argamassa para resistência à flexão e ensaios das metades dos prismas de argamassa para o ensaio de resistência à compressão axial. Para cada grupo de prismas de alvenaria de concreto, foram moldados três prismas de argamassa de 40 × 40 × 160 mm. Os prismas de argamassa foram primeiro ensaiados para flexão e depois as metades dos prismas de argamassa foram ensaiados para compressão. Os ensaios foram conduzidos usando uma máquina de ensaio com capacidade de 600 kN a uma taxa de ensaio de 50 Newtons por segundo. A Figura 67 mostra a máquina com o aparelho de ensaio de flexão e o modo de ruptura da argamassa após o ensaio de flexão.

A Tabela 68 apresenta os resultados dos ensaios de argamassa. As resistências à compressão médias aos 28 dias foram aproximadamente 14, 24 e 28 MPa para M1, M2 e M3, respectivamente. Os CVs eram aproximadamente 8; 6 e 3 por cento, respectivamente.

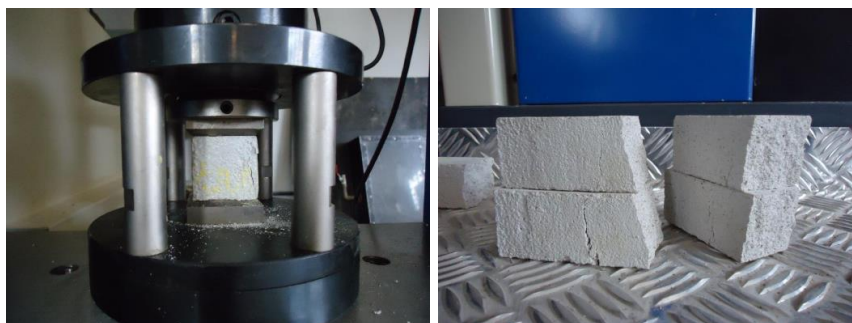


Figura 67- Ensaio da argamassa e modo de ruptura.

Tabela 68– Resultados das argamassas

Argamassa	28 dias		
	$f_a$ (MPa)	Resistência à compressão Média (MPa)	CV (%)
M <sub>1</sub>	14,5	13,8	7,8
	15,5		
	13,9		
	13,7		
	13,0		
	12,6		
M <sub>2</sub>	24,7	24,1	5,3
	23,7		
	23,1		
	25,9		
	24,4		
	22,3		
M <sub>3</sub>	27,7	28,1	2,7
	26,6		
	28,2		
	28,7		
	28,8		
	28,0		



### 5.5.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE

Nove corpos de prova cilíndricos de grautes, 100 mm de diâmetro x 200 mm de altura, foram moldados durante cada tipo de construção de prisma. Os corpos de prova dos grautes não foram capeados, mas sim suavemente retificados nas superfícies superior e inferior. Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com uma capacidade de 2000 kN e os corpos de prova foram carregados a uma taxa de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo. A Figura 68 mostra alguns corpos de prova após o ensaio. Os modos de ruptura observados foram cone, cone e cisalhamento. A Tabela 69 apresenta a resistência à compressão de cada corpo de prova de graute, a média correspondente e os coeficientes de variação.



Figura 68- Corpo de prova do graute e modos de ruptura

Tabela 69– Resultados dos grautes

Graute	28 dias		
	$f_g$ (MPa)	Resistência à compressão Média (MPa)	CV (%)
G <sub>1</sub>	29,5	32,7	5,3
	31,4		
	33,9		
	33,4		
	30,2		
	32,9		
	32,9		
	32,7		
	29,5		
G <sub>2</sub>	33,2	33,4	7,8
	40,1		
	31,9		
	37,4		
	33,0		
	33,4		
	32,8		
	35,3		
	35,3		
G <sub>3</sub>	39,4	42,5	6,2
	43,5		
	42,5		
	43,3		
	46,0		
	45,2		
	39,8		
	39,1		
	39,6		

#### 5.5.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO PRISMA OCO E GRAUTEADO

Os resultados dos ensaios dos prismas estão resumidos na Tabela 70. Para os prismas ocos com carga concêntrica de compressão, as cargas máximas médias foram de aproximadamente 550 kN, 860 kN e 1050 kN, respectivamente para os prismas B1, B2 e B3. Para os prismas ocos carregados com uma excentricidade de  $t/6$ , as cargas finais foram 478 kN,

720 kN e 805 kN, respectivamente para os prismas B1; B2 e B3. As reduções médias da carga final para os corpos-de-prova ocos carregados excêntricos foi de 13, 16 e 23% para os prismas B1, B2 e B3, respectivamente.

Para os prismas grauteados, ensaiados sob carga de compressão concêntrica, as cargas últimas médias foram de aproximadamente 841 kN, 1490 kN e 1550 kN, respectivamente para os prismas B1; B2 e B3.

Para os prismas grauteados carregados com uma excentricidade de  $t/6$ , as cargas finais médias foram de 752 kN, 1295 kN e 1320 kN, respectivamente para os prismas B1; B2 e B3. A da carga média última para os prismas carregados excêntrica foi de 15, 19 e 30% para os prismas ocos B1, B2 e B3, respectivamente, e 12, 15 e 17% para os prismas grauteados B1, B2 e B3, respectivamente.

Tabela 70– Resultados dos ensaios

Prismas	Nº de CP's	e (t/6) (mm)	Carga última média, $P_u$ (kN)	C.O.V (%)	Total de Momento, $M_u$ (kN.mm)
AH-B1	6	0	549	1,8	-
AH-B2	6	0	860	5,2	-
AH-B3	6	0	1050	8,0	-
AG-B1	6	0	841	1,7	-
AG-B2	6	0	1490	7,1	-
AG-B3	6	0	1550	7,4	-
BH-B1	6	23,3	478	11,4	11145
BH-B2	6	23,3	720	7,8	16800
BH-B3	6	23,3	805	11,6	18783
BG-B1	6	23,3	751	2,4	17535
BG-B2	6	23,3	1295	6,7	30217
BG-B3	6	23,3	1320	6,5	30800

Conforme mostrado na Tabela 70 e como esperado, a capacidade dos prismas aumentou com o aumento da resistência do bloco. A mesma observação foi feita por Liu *et al.* (2005), Hou e Liu (2007), Turkstra e Thomas (1978), Drysdale e Hamid (1983), Yokel *et al.* (1971), Brown e Young (1988) e Maurenbrecher (1983).

A Tabela 71 apresenta a tensão normal máxima  $f_{mc}$  e a resistência axial  $f'_m$  para ambos os prismas ocios e grauteados ensaiados concentricamente, enquanto a Tabela 72 apresenta as tensões de compressão máximas nas fibras de compressão mais comprimida para os prismas carregados excêntrica.

Tabela 71– Resultados dos ensaios em prismas concêntricos.

<b>Prismas</b>	<b>Resistência dos blocos (MPa)</b>	<b>e (t/6) (mm)</b>	<b>Carga última média, Pu (N)</b>	<b>Tensão de compressão normal máxima, <math>f_{mc}</math> (MPa)</b>	<b>Resistência à compressão axial, <math>f'_m</math> (MPa)</b>
<b>AH-B1</b>	43,60	0,00	549,523	21,88	26,69
<b>AH-B2</b>	56,50	0,00	860,000	34,24	41,77
<b>AH-B3</b>	66,70	0,00	1,050,000	41,81	51,00
<b>AG-B1</b>	43,60	0,00	840,614	15,40	18,78
<b>AG-B2</b>	56,50	0,00	1,490,000	27,29	33,29
<b>AG-B3</b>	66,70	0,00	1,550,000	28,39	34,63

Tabela 72– Resultados dos ensaios em prismas Excêntricos.

Prismas	e (t/6) (mm)	Carga última máxima, Pu (N)	Tensão máxima, $f_{me}$ (MPa)	Tensão de compressão na flexão, $f_{fe}$ (MPa)	Resistência à compressão na flexão, $f_{fm}$ (MPa)	$f_{fm}/f_m$
BH-B1	23,3	477,662	28,70	9,25	32,17	1,21
BH-B2	23,3	720,000	42,61	13,94	44,44	1,06
BH-B3	23,3	805,000	47,64	15,59	41,95	0,82
BG-B1	23,3	751,507	27,53	13,76	51,51	2,74
BG-B2	23,3	1.295,000	47,44	23,72	82,47	2,48
BG-B3	23,3	1.320,000	48,35	24,18	80,06	2,31

Para calcular a tensão de compressão na fibra mais comprimida dos prismas (Drysdale e Hamid 1983, Hou e Liu 2007), foi utilizada uma análise elástica linear assumindo uma resistência à tração nula para as alvenarias, de acordo com as equações 12; 13 e 14.

- Prisma grauteado
  - a) Seção não fissurada

$$f_{me} = (P/bt)[1 + \frac{6e}{t}] \quad (12)$$

- Prisma Oco
  - a) Seção não fissurada

$$f_{me} = (P/2bt_f)[1 + \frac{6e}{t\beta}] \quad (13)$$

Onde  $t_f$  é a espessura das paredes dos blocos de concretos,  $e$  é a excentricidade,  $b$  é a largura do bloco e  $\beta = 3 - 6t_f/t + 4(t_f/t)^2$

A Equação 14 dá a interação linear entre a resistência à compressão axial e à flexão (CSA), CSA S304.1-14 (2014), MSJC (2013) e ABNT-NBR 15961-1 (2011); Drysdale e Hamid 2008).:

$$\frac{\text{axial stress}}{\text{axial strength}} + \frac{\text{flexural stress}}{\text{flexural strength}} = 1.0, \quad \text{Equação} \quad (14)$$

A tensão axial,  $f_{mc}$ , foi calculado como  $P_u/A_n$  ou  $P_u/A_g$ , onde,  $P_u$ , é a carga última média do ensaio do prisma e  $A_n$  é a área líquida e  $A_g$  é a área bruta. A resistência axial,  $f'_m$  foi calculada multiplicando a resistência do ensaio,  $f_{mc}$  pelo fator de correção de esbeltez, 1,22, conforme especificado na ASTM C1314-12 (2002). A tensão de flexão,  $f_{fe}$  foi calculado como  $f_{me} - f_{mc}$ . Considerando a tensão axial no ensaio excêntrico  $P_{u,e} / A$ , a tensão de flexão como  $f_{me}$  e a resistência axial como a resistência média do ensaio concêntrico, a resistência à flexão,  $f_{fm}$ , para o ensaio excêntrico pode ser calculada usando a equação 15:

$$f_{fm} = \frac{f_{me} - \frac{P_{u,e}}{A}}{1 - \left( \frac{\frac{P_{u,e}}{A}}{\text{average concentric test strength}} \right)} \quad \text{Equação (15)}$$

Sob carga concêntrica, o prisma oco sofreu um aumento de tensões de compressão de 25 a 47% quando comparado com os prismas grauteados. Contudo, sob carga excêntrica, os prismas ocos e grauteados experimentaram tensões de compressão semelhantes.

Comparando-se a tensão de compressão última dos prismas concêntricos com os dos prismas excêntrico, observa-se um aumento de 29%, 24% e 15% para os prismas ocos, com aumentos de 79%, 74% e 70% para o prisma grauteados, para B1, B2 e B3, respectivamente.

Para os prismas de alvenaria oca, a resistência à flexão foi 92%, 85% e 69% maior do que a resistência axial dos prismas B1, B2 e B3, respectivamente. Para os prismas de alvenaria grauteada, os resultados de resistência à flexão foram 400, 395 e 387 superiores à resistência axial para os prismas B1; B2 e B3, respectivamente.

A relação entre a resistência à compressão simples e resistência à compressão na flexão resultou em valores de 1,21 a 0,82 para a alvenaria não grauteada e de 2,74 a 2,31 para a alvenaria grauteada.

A resistência à flexão,  $f_{fm}$ , diminuiu com o aumento da resistência do bloco de concreto. A resistência à flexão dos prismas ocos e grauteados diminuiu aproximadamente 21; 6 e -18% e 174; 148 e 131%, respectivamente, com um aumento da resistência dos blocos de B1; B2 e B3, o que indica que a resistência do bloco de concreto tem mais influência sobre a resistência à flexão da alvenaria oca do que sobre a resistência à flexão da alvenaria grauteada. O aumento

da tensão de flexão última quando comparado com a resistência axial parece ser mais significativo para o prisma grauteado do que para os prismas ocos.

Para os prismas grauteados, as tensões de compressão máximas calculadas na fibra mais comprimida na ruptura são significativamente mais elevadas do que a resistência à compressão obtida para a carga concêntrica. No entanto, para os prismas ocos, o aumento da tensão de compressão na fibra mais comprimida é menor, porém também significativo. Estas observações são semelhantes às feitas por Turkstra e Thomas (1978) e Drysdale e Hamid (1983). Para prismas ensaiados sob carga de compressão excêntrica, a deformação última e tensão última na fibra mais comprimida são maiores do que os ensaiados sob carga concêntrica. Liu *et al.* (2005) e Hou e Liu (2007) obtiveram resultados semelhantes.

### 5.5.5 RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Para avaliar o comportamento dos prismas, foram obtidas as curvas tensão-deformação dos prismas grauteados e ocos, ensaiados sob carga de compressão concêntrica e excêntrica. As deformações médias foram calculadas usando as deformações verticais dentro do comprimento calibrado medido em ambas as faces dos prismas. A Figura 69, Figura 70 e Figura 71, apresentam as curvas tensão-deformação para todos os prismas ensaiados.

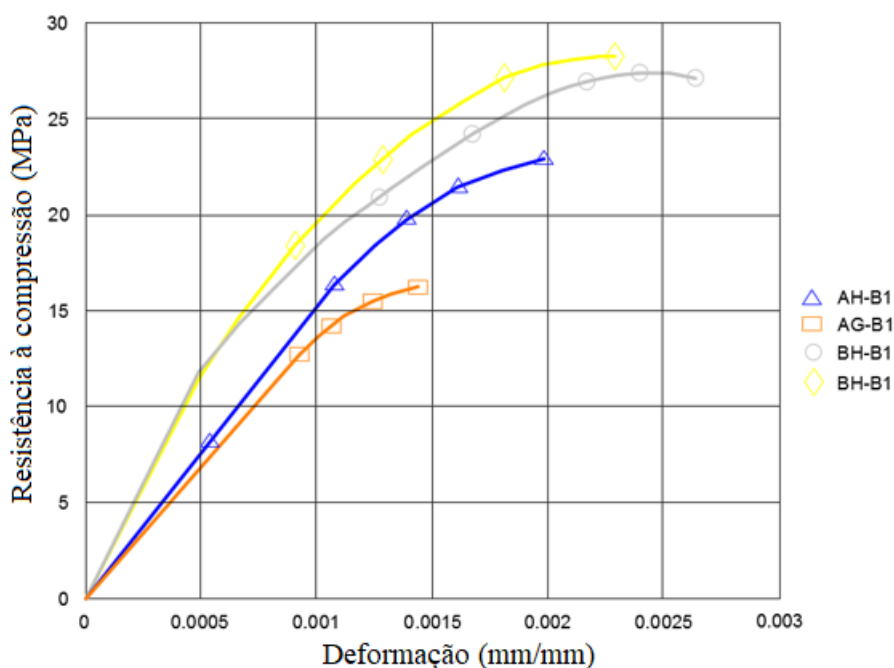


Figura 69– Curva Tensão -Deformação Prismas ocos – B1.

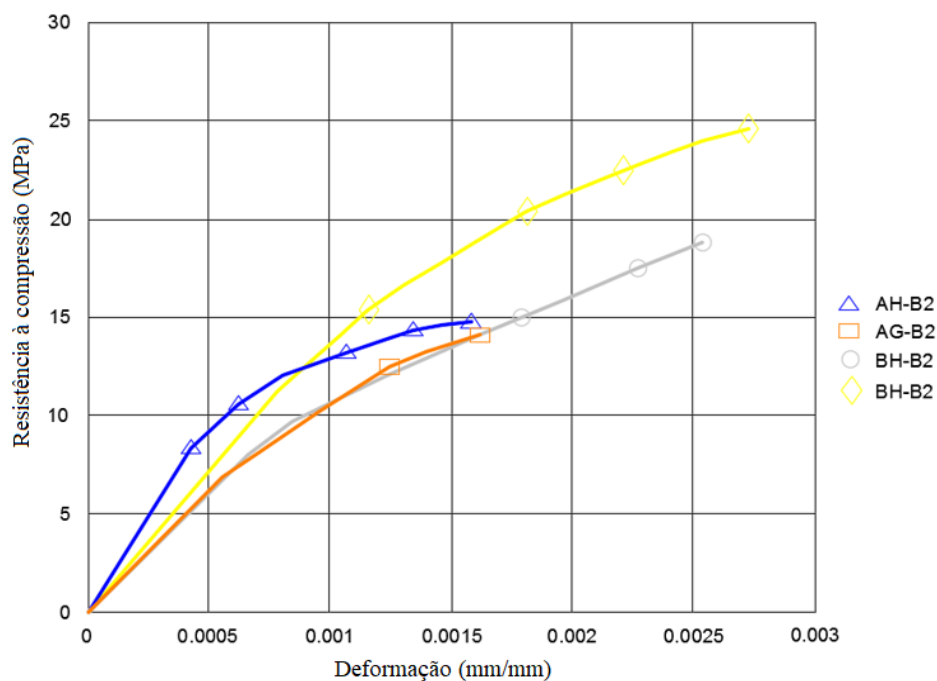


Figura 70– Curva Tensão -Deformação Prismas ocios – B2

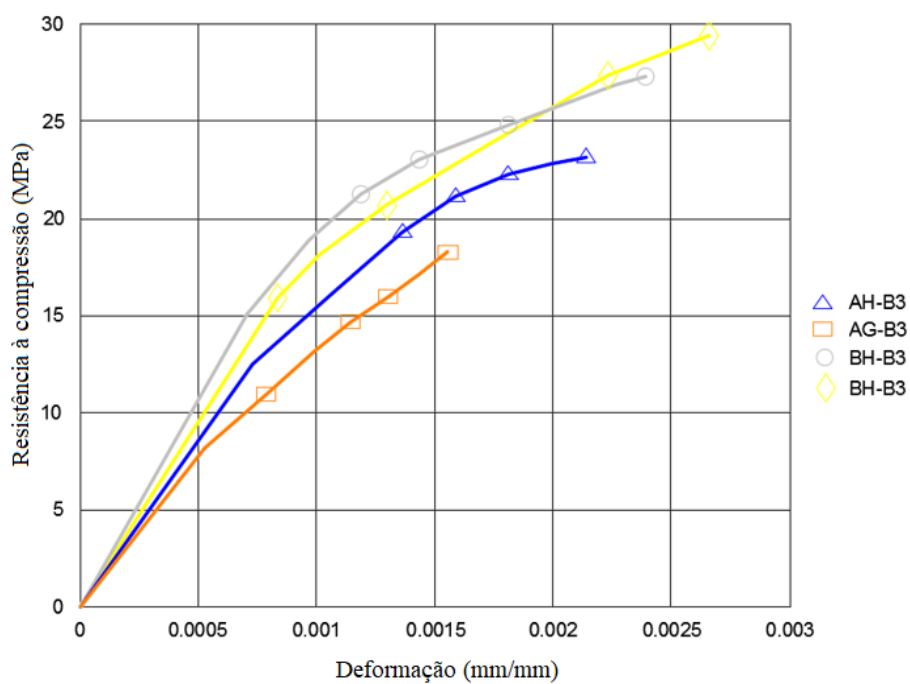


Figura 71– Curva Tensão -Deformação Prismas ocios – B3

As curvas tensão-deformação mostram claramente a resposta não-linear dos prismas, mesmo em uma fase de carregamento inicial, quando os prismas foram ensaiados sob carga



excêntrica, para ambos os prismas ocos e grauteados. Contudo, quando sujeitas a cargas concêntricas, as curvas de tensão-deformação para os prismas ocos e grauteados permaneceram lineares até aproximadamente 90% da carga última.

A Tabela 73 resume os resultados da tensão-deformação e o módulo de elasticidade calculado para todos os prismas.

Tabela 73– Tensão de compressão do prisma e as relações do módulo de elasticidade do prisma

<b>Prismas</b>	<b>Resistência à compressão do bloco (MPa)</b>	<b>Tensão máxima calculada, <math>f_{me}</math> (MPa)</b>	<b>Deformação última, <math>\epsilon_u</math></b>	<b>Módulo de elasticidade, E (MPa)</b>	<b><math>\alpha=E/f_{me}</math></b>
<b>AH-B1</b>	43,60	22,74	0,0019	14062,0	618
<b>AH-B2</b>	56,50	35,59	0,0016	21563,0	606
<b>AH-B3</b>	66,70	43,45	0,0018	31151,0	717
<b>AG-B1</b>	43,60	18,78	0,0018	14689,0	782
<b>AG-B2</b>	56,50	33,29	0,0014	20797,0	625
<b>AG-B3</b>	66,70	34,63	0,0014	22190,0	641
<b>BH-B1</b>	43,60	29,38	0,0025	24967,0	850
<b>BH-B2</b>	56,50	44,28	0,0022	22266,0	503
<b>BH-B3</b>	66,70	49,51	0,0023	40430,0	817
<b>BG-B1</b>	43,60	33,58	0,0020	24895,0	741
<b>BG-B2</b>	56,50	57,87	0,0024	29515,0	510
<b>BG-B3</b>	66,70	58,99	0,0025	27936,0	474

Os prismas concentricamente carregados experimentaram uma deformação última no intervalo de 0,0016 a 0,0019 para os prismas ocos e 0,0014 a 0,0018 para os prismas grauteados. Os prismas excêntricamente carregados experimentaram uma deformação última num intervalo de 0,0022 a 0,0025 para os prismas ocos e 0,0020 a 0,0025 para os prismas grauteados, que são mais elevados do que os prismas concentricamente carregados. Os valores de deformação medidos para a alvenaria de alta resistência são menores do que aqueles medidos por outros pesquisadores (Hilsdorf 1969, Hou e Liu 2007) usando blocos de resistência moderada. O módulo elasticidade foi calculado como o módulo da corda entre 5% e 33% do modo de ruptura.

Uma estimativa realista do módulo de elasticidade da alvenaria é essencial para uma determinação realista da rigidez e capacidade de deformação das paredes de alvenaria. Esta propriedade pode ser determinada por meio de ensaios em pequenos elementos tais como as definidas em códigos e normas para estruturas de alvenaria e várias relações empíricas e analíticas simples também foram propostas para determinar o valor de  $E$  em função da resistência à compressão da alvenaria. Em vários códigos e normas (norma CSA S304.1-14 2014, MSJC 2013 e norma brasileira ABNT-NBR 15961-1 2011), o módulo de elasticidade da alvenaria de resistência normal é expresso como uma função da resistência à compressão, isto é,  $E_m = \alpha f_m$ . No entanto, o valor e o efeito deste parâmetro não foram suficientemente investigados nos estudos sobre blocos de alvenaria de alta resistência.

A relação média entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão dos prismas situa-se entre 618 a 850 MPa para o bloco B1; 503 a 624 MPa para o bloco B2 e 474 a 817 MPa para o bloco B3. Relações similares tem sido observado por outros investigadores (Grimm (1984), Lacika e Drysdale (1995), Kaushik *et al.* (2007), Lobato (2009) e Mohammed e Hughes, (2011)). As relações obtidas aqui são inferiores em relação aos frequentemente utilizadas em cálculos práticos e pelos sugeridas códigos e normas de cálculo da alvenaria.

É importante notar que o bloco aqui relatado é um bloco de alta resistência à compressão axial, e geralmente não cumpre com algumas especificações de códigos e normas nacionais e internacionais. A norma canadense CSA S304-14 (CSA 2014), especifica, na ausência de ensaio experimental, para alvenaria construída com blocos de concreto um  $E_m = 850f_m$ , mas não superior a 20GPa. Da mesma forma, a norma brasileira ABNT-NBR 15961-1 (2011) e a norma Americana MSJC (2013), especificam valores de,  $E_m = 900f_m$ , limitados a 20 GPa, para alvenaria de concreto. Muito provavelmente, estes limites máximos atuais são devidos à falta de investigação envolvendo, por exemplo, blocos de alvenaria de alta resistência.

Para os prismas ensaiados sob carga concêntrica, os valores do módulo de elasticidade são 2 a 32% menores do que o sugerido pela norma brasileira ABNT-NBR 15961-1 (2011); 9 a 40% menor do que o sugerido pela norma CSA S304.1-14 (2014) da Associação Canadense de normas (CSA); E 15 a 49% menor do que o sugerido pela norma MSJC (2013). Contudo, os valores dados nestas normas são aplicáveis a alvenaria de resistência moderada enquanto os valores aqui dados são para alvenaria de alta resistência.

Para se ter em conta a variação do valor de  $\alpha$  e para considerar a utilização de blocos de alta resistência, o módulo de elasticidade para a alvenaria de alta resistência deve ser expresso como:  $E_m = 600 f'_m$  mas sem limite superior como recomendado pelas normas acima mencionados.

### 5.5.6 MODO DE RUPTURA

Três formas de ruptura foram observadas: compressão, combinação de compressão-tração, e tração. Exemplos dessas rupturas são mostrados das Figura 72 a Figura 75.



Figura 72– Prismas ocos ensaios com carregamento concêntrico – ruptura por compressão.



Figura 73 – Prismas grauteados ensaios com carregamento concêntrico – ruptura por compressão.



Figura 74 – Prismas ocos ensaios com carregamento excêntrico – ruptura pela combinação de compressão-tração.



Figura 75 – Prismas grauteados ensaios com carregamento excêntrico –ruptura por tração.

Para os prismas não grauteados e grauteados, ensaiados sob uma carga axial concêntrica, a forma de ruptura típica foi de compressão iniciada por fissuras verticais iniciadas nas paredes longitudinais e transversais dos blocos como mostrado na Figura 72 e na Figura 73.

Para os prismas não grauteados, ensaiados com carga excêntrica, a ruptura foi uma ruptura de compressão-tração com fissuração por tração, como mostrado na Figura 74. Este tipo de ruptura pode ser classificado como uma ruptura de compressão-tração e é devido à maior excentricidade de kern para a seção transversal não-grauteada do que para uma seção transversal grauteada. Para prismas grauteados, ensaiados sob carga de compressão excêntrica,

a forma de ruptura foi controlada por tração iniciado por fissuração por tração ao longo da junta de argamassa, sem evidência de esmagamento da alvenaria, como mostrado na Figura 75. Formas de rupturas similares foram observados por outros pesquisadores (Hou e Liu, 2007, Sandoval *et al.*, 2011, Drysdale *et al.*, 1994 e Wang *et al.* 1997).

### 5.5.7 EFICIÊNCIA

Muitas vezes a resistência do prisma é assumida a partir da resistência do bloco para fins de projeto. Os resultados dos ensaios dos prismas e blocos para blocos de alta resistência não estão amplamente disponíveis, sendo relevante observar esses resultados.

A Tabela 74 apresenta um resumo da resistência à compressão dos blocos, argamassas, prismas ocos e prismas grauteados. São também apresentadas a eficiência, que é aqui definida como a razão entre a resistência à compressão dos prismas e a dos blocos. A relação entre a resistência à compressão dos prismas grauteados e a resistência à compressão dos prismas ocos (mostrada na Tabela 75 como relação G/H) mostra diretamente que os prismas grauteados são menos eficientes do que os prismas ocos.

A resistência do prisma oco varia de 61% a 74% da resistência do bloco, enquanto que a resistência do prisma grauteado foi de 43% a 59% da resistência do bloco. Deste modo, os prismas grauteados têm uma resistência de 69% a 79% em comparação com os dos prismas ocos.

Tabela 74 -Relação de resistência Prisma ocos e grauteados/resistência à compressão dos blocos - concêntrico

Designação dos prismas ensaiados	Programa Experimental -Resistência à compressão axial				Eficiência Prisma/bloco
	$f_a$ (MPa)	$f_{gm}$ (MPa)	$f_{bm}$ (MPa)	$f_{pm}$ (MPa)	
<b>Prisma oco-B1</b>	14	33	44	27	0,61
<b>Prisma oco-B2</b>	24	33	57	42	0,73
<b>Prisma oco-B3</b>	28	43	69	51	0,74
<b>Prisma grauteado-B1</b>	14	33	44	19	0,43
<b>Prisma grauteado-B2</b>	24	33	57	33	0,58
<b>Prisma grauteado-B3</b>	28	43	69	35	0,50

Tabela 75–Relação de resistência Prisma Grauteado/Prisma oco - concêntrico

Carga aplicada	Resistência à compressão média (MPa)								
	B1			B2			B3		
	Prisma oco	Prisma grauteado	G/H Ratio	Prisma oco	Prisma grauteado	G/H Ratio	Prisma oco	Prisma grauteado	G/H Ratio
Concêntrica	27	19	0,7	42	33	0,79	51	35	0,69

Considerando agora a relação de resistência à compressão prisma grauteado/prisma oco, observa-se que a alvenaria grauteada não é eficiente, quando se compara as tensões na alvenaria considerando o cálculo das tensões na área líquida dos blocos. Deve-se ressaltar que a normalização brasileira admite que o cálculo da tensão de compressão na alvenaria oca seja feito na área bruta dos blocos, enquanto se calcula a tensão de compressão da alvenaria grauteada na área bruta. Tal especificação traz algumas confusões na interpretação dos resultados de ensaio.

A revisão da literatura mostra que a normalização internacional considera o cálculo da alvenaria oca na área líquida do elemento.

## 5.6 CONCLUSÃO

O programa experimental desenvolvido ao longo dessa fase e aqui apresentada teve como objetivo avaliar a capacidade e o comportamento de alvenaria estrutural de alta resistência sujeita à compressão concêntrica e excêntrica; onde foram ensaiados prismas grauteados e ocos para auxiliar nesse estudo. Foram consideradas as resistências de blocos de concreto de 44, 56 e 67 MPa (considerando a área líquida dos blocos de concreto). A capacidade e o comportamento das alvenarias de alta resistência submetidas a cargas combinadas, axial e flexão fora do plano, têm sido investigados e as seguintes conclusões são tiradas desta pesquisa:

- A capacidade de carga dos prismas aumenta com o aumento da resistência do bloco;
- Para os prismas ensaiados sob carga excêntrica, a deformação última e a tensão última na fibra mais comprimida são maiores do que as dos prismas carregados concentricamente;
- A redução na capacidade de carga devido ao carregamento excêntrico é mais significativa para a alvenaria grauteada do que para as alvenarias ocas;

- Para os prismas grauteados, o fator de relação resistência à compressão na flexão/ resistência a compressão axial aumenta com um aumento da excentricidade. No entanto, o aumento não é tão significativo quanto para os prismas ocos;

- O fator de relação resistência à compressão na flexão/ resistência à compressão axial diminui com o aumento da resistência do bloco. A diminuição é mais significativa para prismas ocos;

- O módulo de elasticidade para alvenaria construída com blocos de alta resistência pode ser expresso de forma confiável como  $E_m = 600 f'_m$ , sem limites superiores, como atualmente recomendado para alvenaria de resistência moderada por normas de projeto de alvenaria.

- As deformações últimas dos prismas concentricamente carregados variam de 0,0016 a 0,0019 para prismas ocos e de 0,0014 a 0,0018 para prismas grauteados;

- As deformações últimas dos prismas carregadas excentricamente variam de 0,0022 a 0,0025 para prismas ocos e de 0,0020 a 0,0025 para prismas grauteados.

- A relação entre a resistência à compressão simples e resistência à compressão na flexão resultou em valores de 1,21 a 0,82 para a alvenaria não grauteada e de 2,74 a 2,31 para a alvenaria grauteada.

## 6. ENSAIOS ESTRUTURAIS – PARTE 4

Esta pesquisa procura responder às perguntas: Como as paredes de contraventamento dotadas de aberturas e parcialmente grauteadas podem contribuir para a estabilidade da carga lateral de edifícios em alvenaria estrutural? Será que essas paredes se comportam como pórticos ou as regiões sob as aberturas se comportaram como uma biela? Quais são as diferenças entre a concepção de uma viga rígida de concreto armado ou viga de alvenaria para acoplar as paredes de contraventamento?

Os resultados dos ensaios do programa experimental aqui apresentados, desenvolvido na Brigham Young University, em paredes de alvenaria de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas foram analisados e comparados com os resultados de ensaio dos programas experimentais, desenvolvidos Shedid (2009) e Banting (2013), em paredes de alvenaria de contraventamento armada e totalmente grauteadas e sem aberturas. As paredes aqui referidas e comparadas, para ambas as pesquisas, foram construídas com o mesmo tipo de bloco, escala 1/2, e entregues pelo mesmo fabricante.

Os resultados dos ensaios podem também contribuir para difundir o uso de estruturas de alvenaria em edifícios altos como amplamente visto no Brasil e podem contribuir para espalhar também seu uso em áreas sísmicas e ventosas na América do Norte, Austral, Ásia e outros. A pesquisa aqui realizada teve como objetivo o estudo do comportamento de paredes de contraventamento, 1/2 escala, acopladas por vigas de concreto armado ou de alvenaria, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

### 6.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi projetado para avaliar o mecanismo real de ruptura, carga lateral máxima e rigidez pós-fissuração, levando em consideração os efeitos de aberturas, fissuras, distorções de cisalhamento e forças axiais em paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

Portanto, nove paredes, conforme a matriz de ensaio apresentada na Tabela 76, parcialmente grauteadas acopladas com viga de alvenaria ou viga de concreto armado e dotadas de abertura de porta e janelas foram construídos e ensaiados. Os parâmetros globais analisados e comparados incluem o tipo de acoplamento (viga de concreto/viga de alvenaria), tipo de abertura (porta/janela) e a inclusão ou exclusão de uma viga de alvenaria grauteada na 5ª fiada



das paredes. A matriz de ensaio consiste em nove paredes acopladas, das quais três paredes eram dotadas de aberturas de porta e acopladas por uma viga de alvenaria, três paredes eram dotadas de aberturas de porta e acopladas com vigas de concreto armado e quatro eram paredes com aberturas de janela e acopladas com vigas de alvenaria. As configurações foram selecionadas para representar paredes reais de contraventamento de edifícios com múltiplos andares e dotadas de aberturas e são mostradas na Figura 76.

Tabela 76 – Matriz de ensaio para todas paredes

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Dimensões das paredes	Ratio h/c	Armadura vertical		Tensão de compressão axial (MPa)
					Número e diâmetro das barras	Taxa de armadura (%)	
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	3600 mm x 5040 mm (comprimento x Altura)	1,40	12Ø10	0,29	0,33
P2				1,40	12Ø10	0,29	0,33
P3				1,40	12Ø10	0,29	0,33
P4	Porta	Viga de alvenaria armada		1,40	12Ø10	0,29	0,33
P5				1,40	12Ø10	0,29	0,33
P6				1,40	12Ø10	0,29	0,33
P7		Viga de Concreto Armado		1,40	12Ø10	0,29	0,33
P8				1,40	12Ø10	0,29	0,33
P9				1,40	12Ø10	0,29	0,33



Figura 76– Configuração das paredes

### 6.1.1 ESPECIFICAÇÃO DAS PAREDES

Para desenvolver o programa experimental, onde dez paredes de alvenaria de contraventamento dotadas de aberturas de portas e janelas, ensaiadas com carga lateral no plano da parede, utilizou-se uma versão em  $\frac{1}{2}$  escala de blocos de concreto de 190 mm x 190 mm x 390 mm. A Figura 77 e a Figura 78 mostram os blocos cortados e grauteados utilizados na construção das vigas de alvenaria. Os mesmos blocos foram utilizados anteriormente por outros pesquisadores, como Long (2006), Shedid *et al.* (2010a), Shedid (2009) e Banting (2013). Os blocos de 90 mm x 90 mm x 185 mm foram assentos por pedreiro profissional.



Figura 77-  $\frac{1}{2}$  escala de blocos de concreto



Figura 78 – Ilustração dos blocos utilizados na construção das vigas/vergas de alvenaria

Todas as dez paredes foram parcialmente grauteadas, onde apenas os vazados contendo armadura foram grauteadas, e foram construídas para uma altura de aproximadamente 5000 mm e um comprimento de 3600 mm com uma relação altura/comprimento de 1,40. Em todas

as dez paredes de alvenaria durante o ensaio foi aplicada uma carga de compressão axial de 50 kN.

O mesmo diâmetro de armadura foi utilizado para armar todas as paredes, consistindo de uma barra de N° 3 ( $A_s = 0,71 \text{ mm}^2$ ,  $d_b = 9,53 \text{ mm}$ ) com a armadura vertical e horizontal com limite de elasticidade de 639 MPa e Tensão última de 720 MPa. Os estribos tinham,  $A_s = 13,85 \text{ mm}^2$  e  $d_b = 4,2 \text{ mm}$ . As geometrias e detalhes de armadura das dez paredes de alvenaria de três andar são mostrados na Figura 79 e na Figura 80.

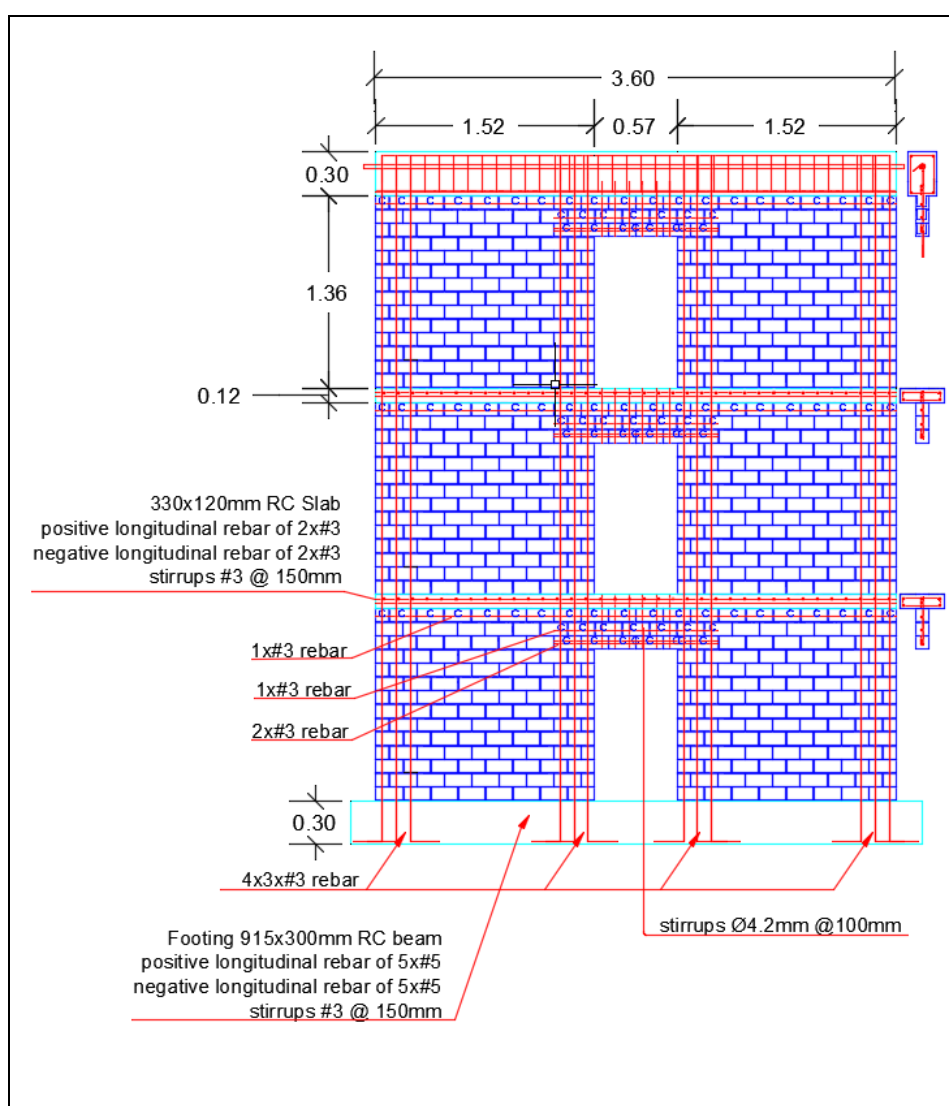


Figura 79– Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras

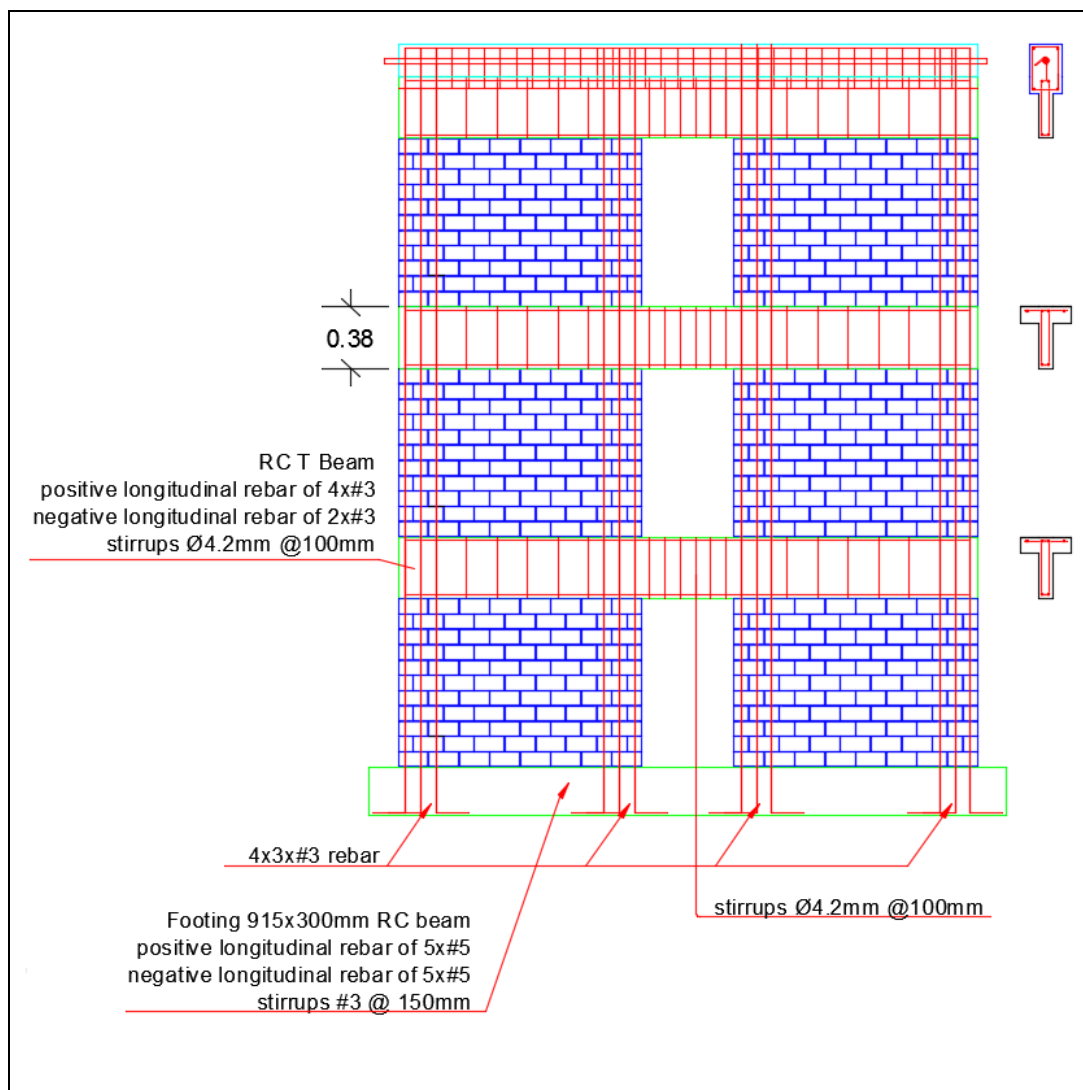


Figura 80– Geometria das paredes acopladas com viga de concreto armado e detalhe das armaduras,

A construção de cada parede começou com a construção de uma base de concreto armado de  $305 \times 1219 \times 4064$  mm (altura x largura x comprimento) como mostrado na Figura 81. A armadura de parede vertical foi amarrada dentro da fundação como mostrado na Figura 82. Os blocos foram assentos com juntas de argamassa de 5 mm somente nas paredes longitudinais dos blocos (argamassamento lateral).



Figura 81– Ilustração da fundação de concreto armado



Figura 82 – Ilustração dos armaduras verticais amarrados na base de fundação

Na quinta fiada de altura, a alvenaria, Figura 83, os vazados dos blocos contendo armadura vertical foram totalmente grauteados. E na quinta fiada de cada andar foi colocada uma viga de alvenaria armada, com um bloco de altura, conforme apresentado na Figura 84, com a armadura horizontal enganchada em torno das barras verticais antes do grauteamento.



Figura 83 – Grauteado do vazados dos blocos contendo armadura



Figura 84 – Grauteamento da viga de alvenaria – Quinta fiada

Vergas e contravergas de alvenaria armada ou vigas de concreto armado foram construídos sob as aberturas de portas e janelas na 12ª e 13ª fiadas, conforme apresentado da Figura 85 a Figura 87.

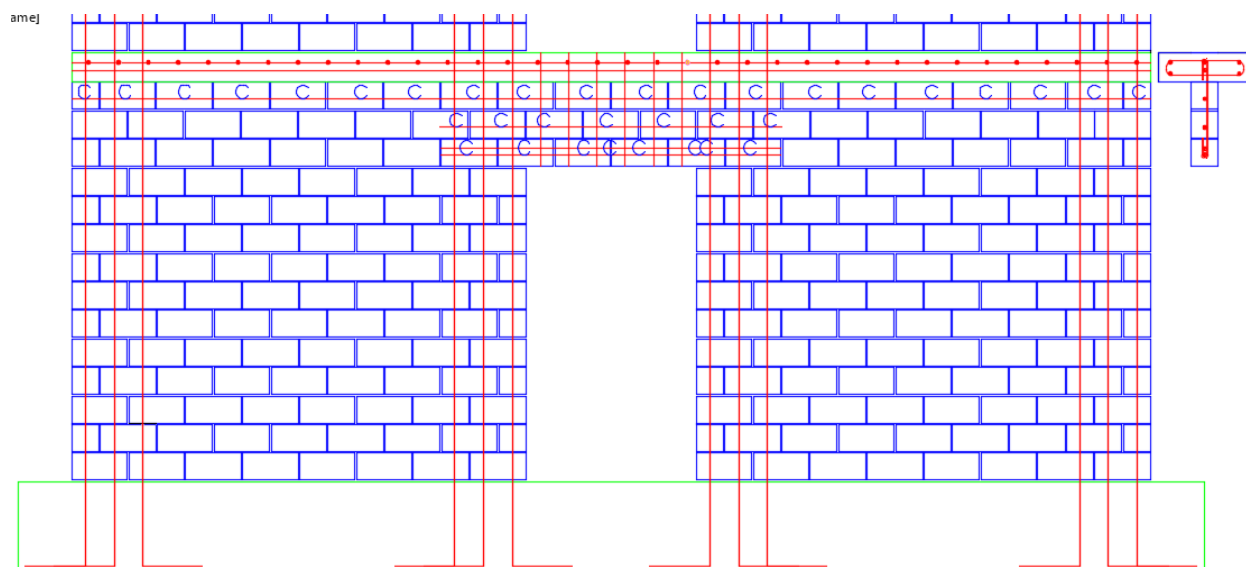


Figura 85– Detalhe dos linteis de alvenaria armada sobre as aberturas de porta

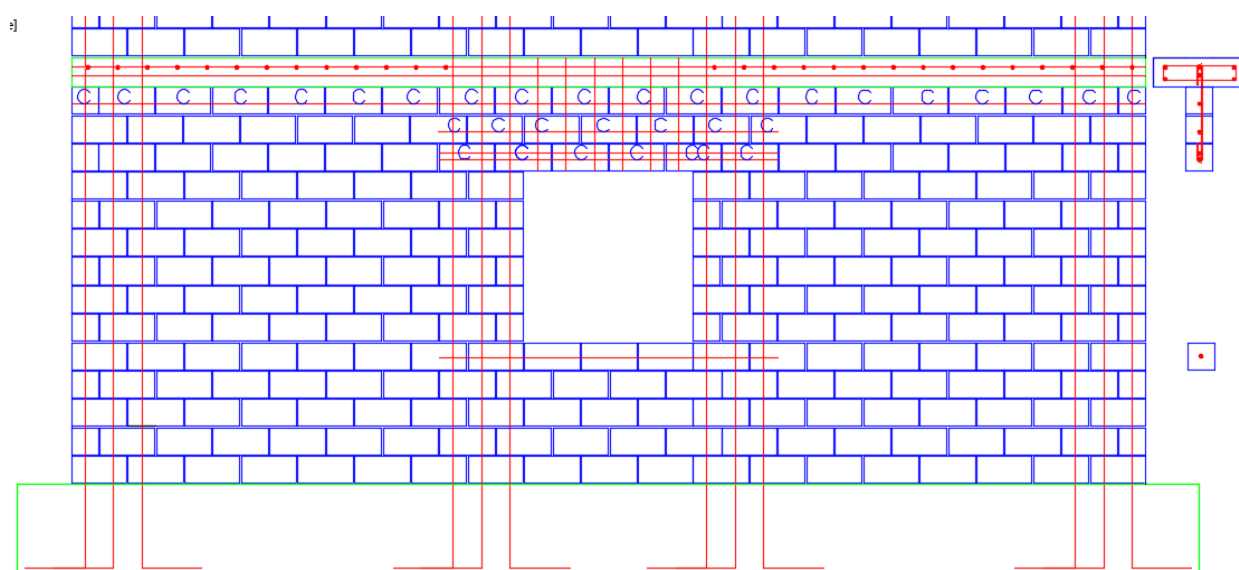


Figura 86 – Detalhe dos linteis de alvenaria armada sobre as aberturas de janela



Figura 87– Ilustração dos lintéis na 12º e 13º fiadas sobre as aberturas

Na 14º fiada se formou também uma viga de alvenaria armada, Figura 88, com um bloco de altura. Uma laje RC, conforme Figura 89, foi lançada no topo do 14º fiada do 1º e 2º andares. A laje foi usada para conectar a parede ao suporte de apoio lateral do pórtico de ensaio com objetivo de restringir o movimento fora do plano da parede.

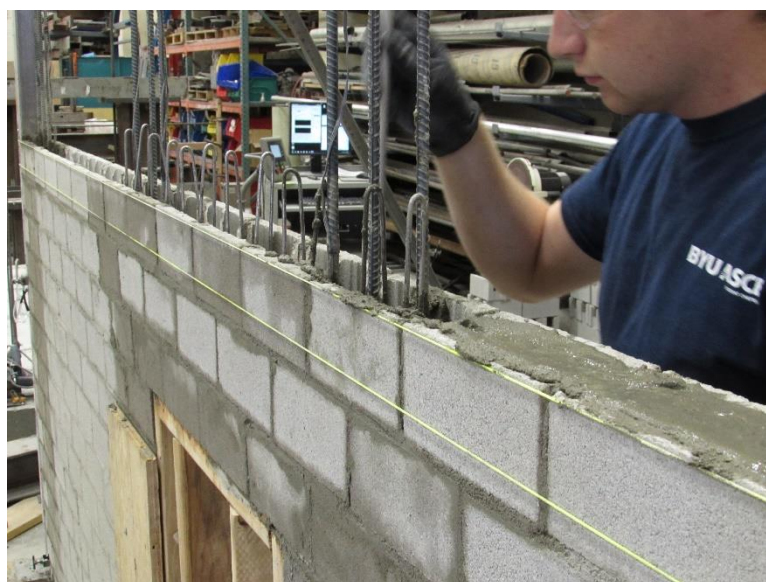


Figura 88– Ilustração da viga de alvenaria armada na 14º fiada





Figura 89– Ilustração da laje de concreto armada

Uma viga de concreto armado foi colocada no topo do 14º curso no 3ª andar, Figura 90, para receber a carga vertical estática e distribuir a carga lateral aplicada ao longo do comprimento das paredes.

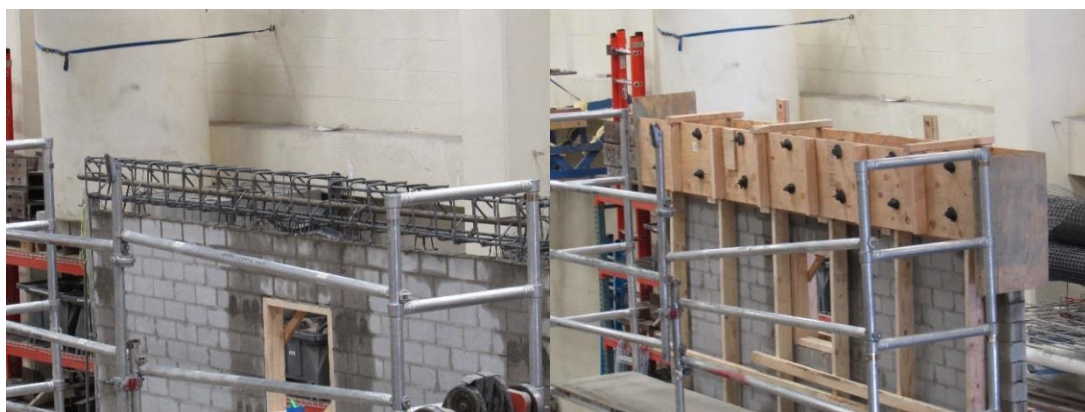


Figura 90– Ilustração da viga de concreto armada no topo da parede

### 6.1.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

As propriedades dos materiais constituintes utilizados para construir as paredes foram determinadas a partir de métodos de ensaios padronizados pela ASTM. O resumo dos resultados dos ensaios dos elementos e componentes constituintes das alvenarias ensaiadas é apresentado na Tabela 77.

### Propriedades do concreto da Fundação

As resistências do concreto foram determinadas por meio do ensaio de três cilindros padrão de 100 x 200 mm, como mostrado na Figura 91, 28 dias após a concretagem. A resistência à compressão média do concreto da base de fundação foi de 47,9 MPa (C.O.V = 2,8), e são apresentados na Tabela 77.



Figura 91 – Ensaio dos cilíndricos de concreto – Concreto de fundação

### Propriedades do concreto das lajes intermediarias

O concreto utilizado nas lajes que representam o piso em cada andar foi misturado no laboratório utilizando sacos secos, pré-misturas de concreto. Para as lajes de concreto de 120 mm de espessura, o tamanho máximo do agregado foi de 10 mm. E três cilindros de concreto foram retirados e ensaiados para cada laje, conforme mostrado na Figura 91. A resistência à compressão média do concreto utilizado em todas as lajes foi de 36,1 MPa (C.O.V = 10,68).

### Propriedades do concreto da viga de topo

O concreto utilizado para a viga de topo foi preparado com um tamanho de agregado máximo especificado de 10 mm e entregue no laboratório. A resistência à compressão aos de 28 dias, apresentada na Tabela 77, foi determinada pelo ensaio de 3 cilindros de concreto, Figura 91, A resistência à compressão média deste concreto foi de 31,5 MPa (C.O.V = 7,62).

### Argamassa de assentamento

Ensaio de compressão também foram realizados em cubos de argamassa como mostrado na Figura 92, para avaliar a sua resistência. Diversos lotes de argamassa, pesando 42,8 kg cada, foram preparados durante a construção das paredes. Utilizou-se argamassa tipo S e 24 cubos de argamassa de 40 mm escolhidos aleatoriamente foram ensaiados à compressão de acordo com a ASTM C109 (2002). A resistência à compressão média da argamassa foi de 25,9 MPa (C.O.V = 12,02).



Figura 92 – Configuração do ensaio da argamassa e modo de ruptura

### Graute

Os sacos pré-misturados de graute fino foram utilizados e misturados no laboratório. A alta trabalhabilidade do graute (slump médio de 240 mm) resultou no grauteamento de todos os vazados dos blocos com armadura, como mostra a Figura 93. Corpos de prova prismáticos de graute foram retirados pela construção de três prismas de graute para cada andar. Os prismas foram 88,9 x 88,9 x 190 mm. A resistência à compressão média do graute foi de 28,1 MPa (C.O.V = 7,41).



Figura 93 – Ensaio dos prismas de graute e o modo de ruptura.

### **Blocos de concreto**

Ensaio de compressão também foram realizados em seis blocos de concreto vazados de ½ escala, como mostrado na Figura 94. A resistência à compressão média dos blocos, com base na área líquida, foi de 21,3 MPa (C.O.V = 5,09).



Figura 94 – Ilustração do ensaio dos blocos de concretos, escala ½.

### **Prismas**

Durante a construção de cada parede foram construídos seis prismas de alvenaria, sendo, três grauteadas e três não grauteadas, como mostrado na Figura 95, para determinar a resistência à compressão do conjunto da alvenaria. Prismas de três blocos de altura por um bloco de comprimento (280 x 90 x 185 mm (altura x largura x comprimento)) foram construídos. O graute foi adensando durante grauteamento das paredes para garantir o

preenchimento completo de todo o vazado. Os ensaios de compressão dos prismas foram conduzidos de acordo com ASTM C1314 (ASTM 2003). Os prismas foram capeados com gesso antes do ensaio. As resistências à compressão médias, baseadas na área líquida para prismas grauteados e não-grauteados, foram de 12,2 MPa (C.O.V.. = 5,09%) e 11,8 MPa (C.O.V... = 0.08%), respectivamente.



Figura 95 – Construção e grauteamento dos prismas

### Armaduras

Amostras do aço de armadura foram retiradas para ensaio. As amostras foram submetidas a ensaios de tração, e os resultados apresentados na Tabela 77. Cada tipo de aço de armadura, vertical, horizontal e estribos utilizados nas paredes pertenciam ao mesmo lote e foram retiradas amostras para ensaio. Consequentemente, as resistências médias de escoamento para o aço de armadura foram estabelecidas para serem respectivamente 639 MPa e 312 MPa, para a armadura vertical e horizontal, para os estribos. Uma ilustração dos resultados das curvas Tensão - Deformação do ensaio de tração é apresentada na Figura 96 e na Figura 97.

Tabela 77 – Resumo dos resultados dos ensaios dos elementos e componentes constituintes das alvenarias ensaiadas

Ensaio dos materiais	Resistência (C.O.V)	Referência
Argamassa do tipo S	25,9 (12,02%)	Resistência à compressão de cubos ASTM C780-09
Bloco de concreto escala 1/2	21,3 MPa (5,09%)	Resistência de blocos ASTM C140-10
Graute fino	28,1 MPa (7,41%)	Resistência de cilindros ASTM C476-10
Concreto das lajes entre andares	36,1 MPa (10,68%)	Resistência de cilindros ASTM C39-10
Concreto da viga de topo	31,5 MPa (7,62%)	Resistência de cilindros ASTM C39-10
Concreto da base de fundação	47,9 MPa (2,8%)	Resistência de cilindros ASTM C39-10
Primas Oco - 3 fiadas de altura	11,8 MPa (0,08%)	Resistência de prismas ASTM C1314-10
Primas Oco com fator de correção de 1.16 - 3 fiadas de altura	12,0 MPa (7,42%)	
Primas grauteados - 3 fiadas de altura	12,2 MPa (5,09%)	Resistência de prismas ASTM C1314-10
Armadura vertical Nº 3	638,0 MPa	Tensão de escoamento ASTM A615-09
Estribos (4.2 mm)	312,0 MPa	

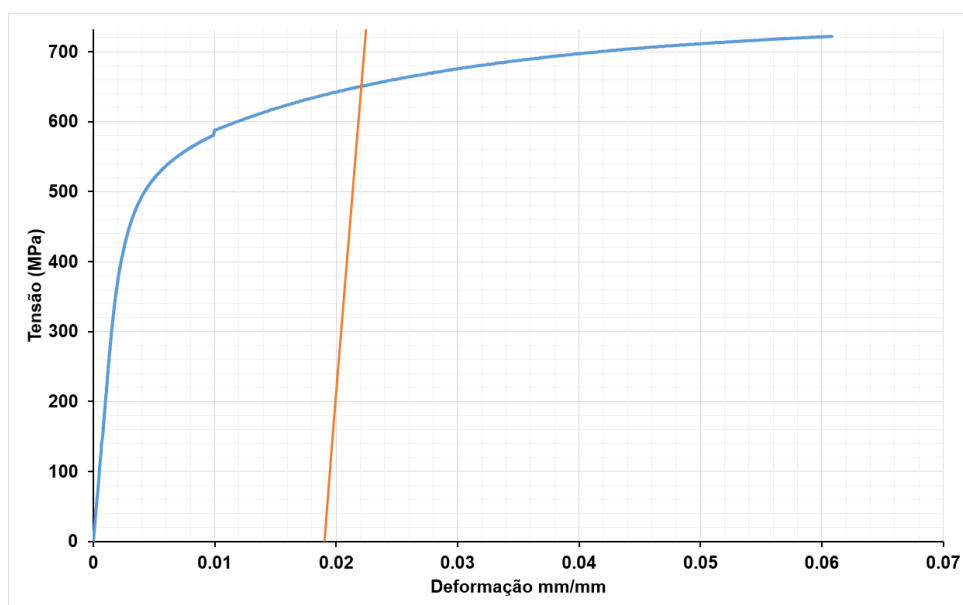


Figura 96 – Curva Tensão – deformação do aço – Armadura Vertical e horizontal – Barra de Nº 3.

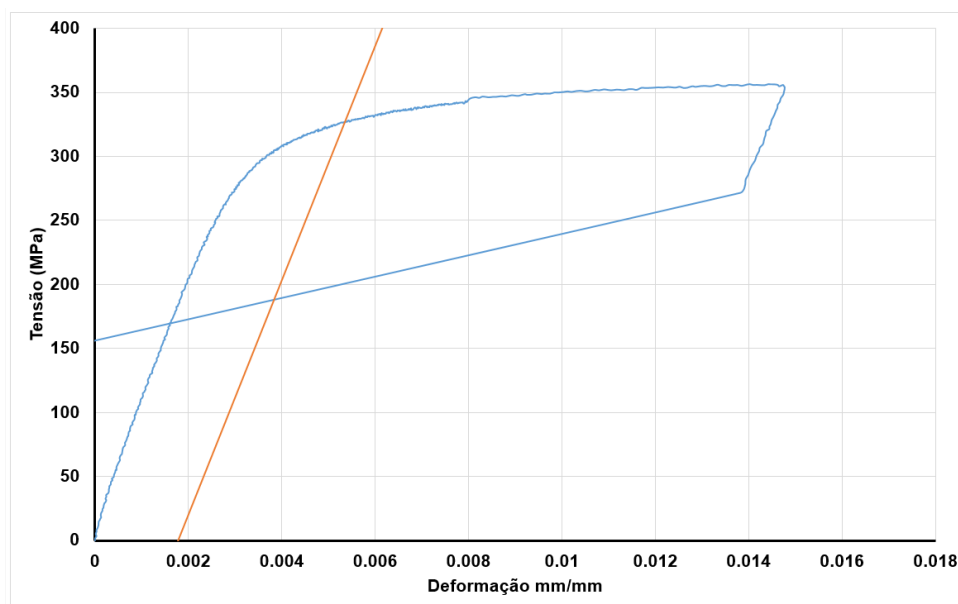


Figura 97 - Curva Tensão – deformação do aço – Armadura Ve.

## 6.2 CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS

O ensaio das paredes aqui relatado foi conduzido de acordo com a configuração ilustrada na Figura 99. A configuração dos ensaios e o método de carregamento adotado neste programa experimental foram projetados para simular a resposta que uma parede de alvenaria com aberturas experimentaria durante o carregamento lateral no plano da parede. Carregamento cíclico horizontal foi aplicado no topo da parede através de uma viga de concreto armado no topo da parede como mostrado na Figura 99. Reconhece-se que este tipo de transferência de força horizontal é para o tipo de parede em balanço, portanto, pode não ser representativa de todas as estruturas.

Uma barra de Dywidag foi embutida na viga de concreto no topo da parede como mostra a Figura 98 e então o atuador foi conectado a viga de concreto armado através desta barra de Dywidag como demonstrado na mesma Figura. Na parte superior desta viga, foi colocada uma viga metálica para simular uma carga vertical estática total de aproximadamente 50 kN, que foi distribuída ao longo do comprimento da parede para simular carregamento vertical.



Figura 98– Conexão atuador de carga-parede



Figura 99– Ilustração do Sistema de aplicação da carga lateral no plano da parede

A parede foi estabilizada afim de não se mover para fora do plano por um sistema de pórtico como mostra a Figura 100. O sistema de apoio fora do plano foi utilizado para representar a influência estabilizadora do diafragma rígido da laje e consistiu de três vigas de aço presas a uma estrutura de aço em cada andar. Estes foram ligados às lajes de concreto armado e à viga de concreto no topo superior da parede. Os membros da ligação em cada andar



foram concebidos para resistir a deslocamentos fora do plano, sem influenciar os movimentos no plano vertical da parede.



Figura 100- Sistema de apoio (fora do plano da parede)

A fundação de concreto das paredes foi fixada ao piso estrutural de concreto do laboratório por dez barras Dywidag pós-tensionadas, conforme ilustrada na Figura 101, cada uma carregada com aproximadamente 300 kN de modo que foi proporcionado suficiente aderência de cisalhamento para eliminar qualquer deslizamento entre a fundação e o pavimento. Cada parede foi construída sobre uma fundação de concreto armado. A carga cíclica lateral foi aplicada no plano da parede utilizando um atuador hidráulico com uma capacidade de 500 kN e um curso de  $\pm 250$  mm.



Figura 101 - Ilustração da base de fundação das paredes ensaiadas piso do laboratório.

### 6.2.1 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação das paredes incluiu dois tipos de instrumentos: célula de carga e transdutor de deslocamento. Ambos foram calibrados em uma base regular. Em vários estágios dos ensaios, todos os transdutores de deslocamento e a célula de carga foram varridos por um registrador de dados e o deslocamento medido a partir dos transdutores e as magnitudes da força da célula de carga foram registrados por um computador. Um total de 62 potenciômetros e 25 transdutores de deslocamento (LVDTs) foram instalados nas paredes para medir deslocamentos horizontais e verticais, como mostra a Figura 102, Figura 103 e Figura 104. Deslocamentos nos níveis da janela e da porta, deslizamento da parede em relação a fundação de concreto armado, e levantamento da parede da fundação de concreto armado foram monitorados. Os potenciômetros foram instalados a uma coluna fixa independentes do pórtico de aplicação do carregamento e foram utilizados para monitorizar o deslocamento lateral da parede e da fundação de concreto. Também foram utilizados potenciômetros para obter os componentes de deformação por cisalhamento e flexão da parede.

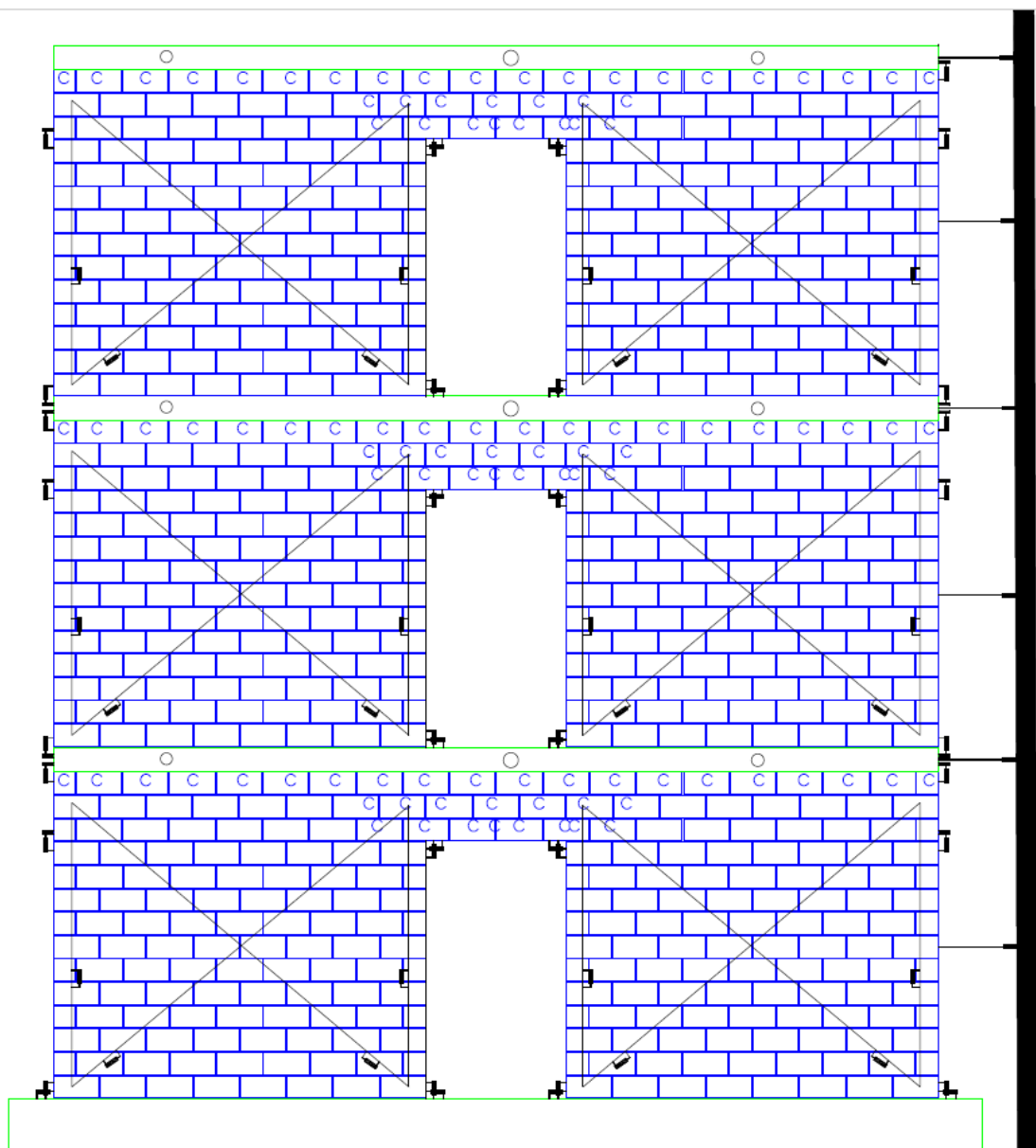


Figura 102– Ilustração da Instrumentação colocada nas paredes para o ensaio.,

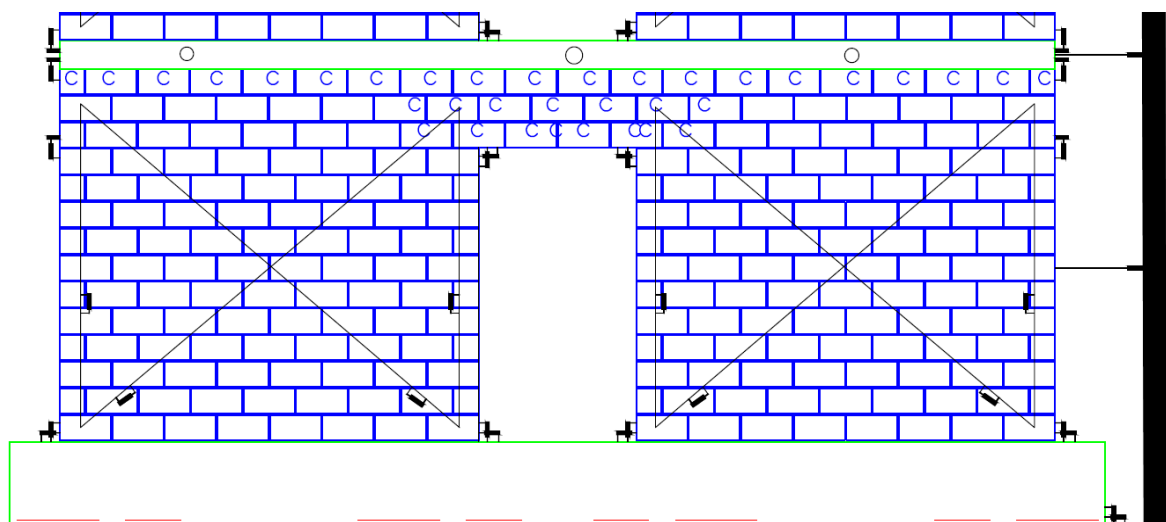


Figura 103 - Detalhe da instrumentação – Primeiro andar (o mesmo repete para os andares acima)



Figura 104– Instrumentação montada nas paredes antes do ensaio

Os deslocamentos laterais no plano das paredes em diferentes alturas foram monitorados usando sete potenciômetros posicionados horizontalmente. Dois potenciômetros adicionais foram montados na base da parede para medir qualquer deslizamento horizontal e elevação vertical que possa ocorrer entre a parede e a fundação de concreto. No entanto, uma vez que não foi observado qualquer movimento relativo entre a base da parede e a laje de pavimento em qualquer fase do ensaio, não foi necessária qualquer correção da deflexão lateral para levar em conta o deslizamento da parede sobre a base de concreto.

Strain-gauges foram instalados nas barras verticais ao longo da altura da parede para cada piso, conforme mostrado na Figura 105 e repetiu para os outros andares. Strain-gauges também foram colocados nas duas barras de armadura mais externas na extremidade de cada parede para monitorar a penetração de tensão no pé de RC. Estes Strain gauges foram localizados a alturas de  $- + 100$  mm,  $-100$  mm e  $+1200$  mm, relativamente à interface da base de suporte das paredes.

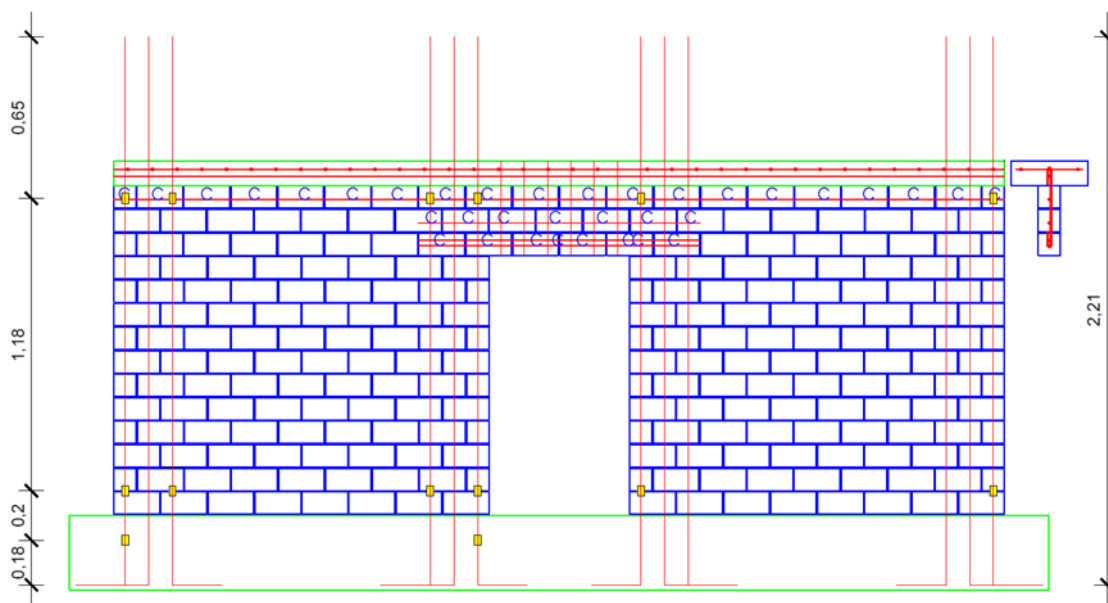


Figura 105– Detalhe dos strain-gages

Além da instrumentação física em uma das faces das paredes, na outra, onde as medições diretas não foram tomadas, uma análise computacional por correlação de imagem digital (DIC), Figura 106, foi usada para medir o deslocamento e a deformação superficial em todas as paredes ensaiadas. O objetivo é utilizar a análise DIC para produzir deformações médias na superfície de cada parede sobre o seu histórico de carga, pelo qual, as larguras das fissuras podem ser mapeadas diretamente pelo software em áreas onde as tensões de flexão e cisalhamento foram concentradas. Na superfície das paredes foi aplicada uma textura natural da estrutura ou componente tem textura de imagem suficiente para que a DIC funcione sem a necessidade de qualquer preparação especial da superfície.

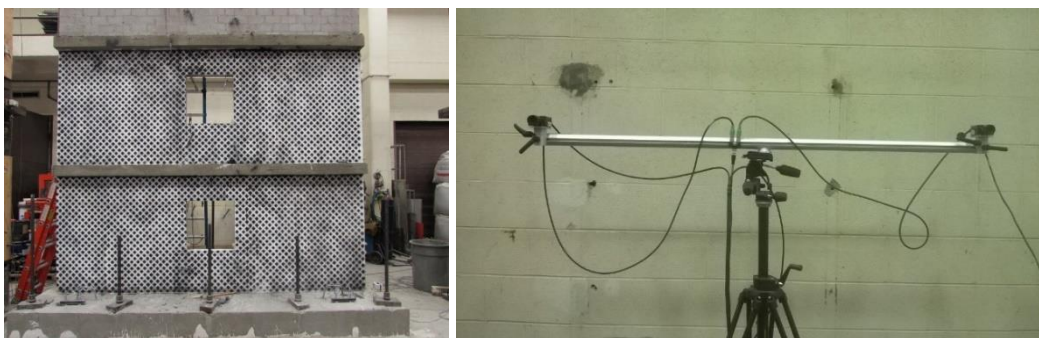


Figura 106– Sistema de correlação de imagem digital (DIC)

## 6.2.2 PROTOCOLO DE ENSAIO

Antes de qualquer parede de alvenaria ser ensaiada, o ensaio de prisma foi realizado no dia do ensaio para determinar  $m f'_m$ . A sequência de carga cíclica adotada para todos os ensaios foi exibida na Figura 107 e consistiu em uma série de componentes de controle de deslocamento. As paredes foram ensaiadas sob controle de deslocamento com um plano de deslocamento lateral prescrito. Em cada novo nível de deslocamento, foi aplicado um ciclo de carregamento completo com as leituras realizadas durante as fases de carga e descarga em cada direção.

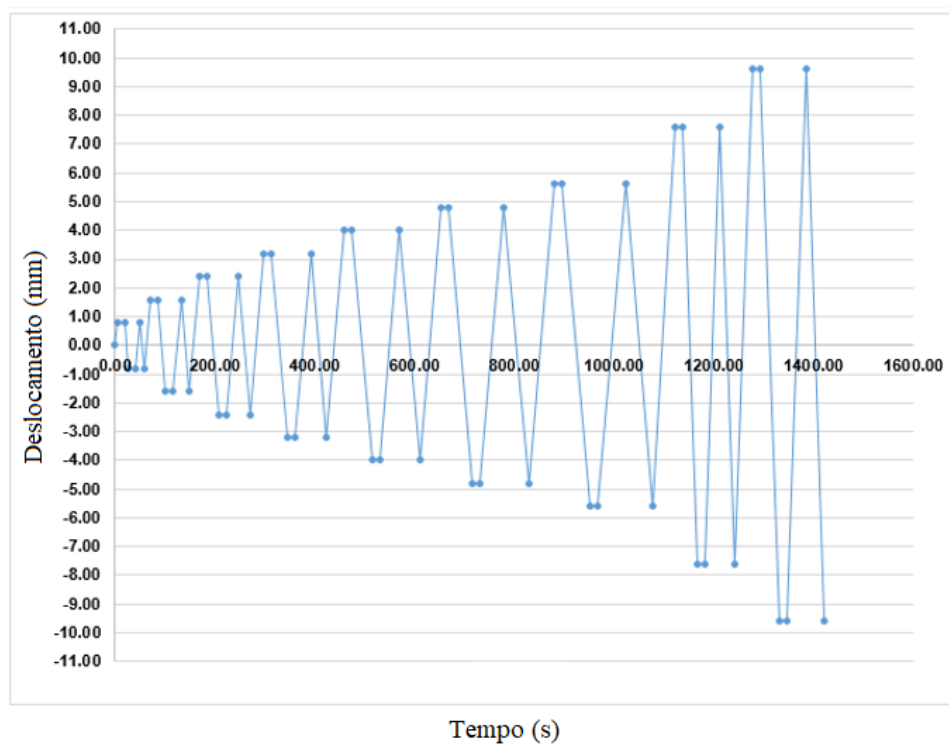


Figura 107 – Plano de controle de deslocamento utilizado durante o ensaio

Para cada nova direção de deslocamento (empurrar e puxar), o ensaio foi interrompido brevemente para marcar e tirar fotos das fissuras. Foi utilizado um procedimento de deslocamento controlado para atingir cargas em pontos diferentes e específicos, tais como, escoamento do aço, aparecimento da primeira fissura, região linear, carga última e carga de ruptura. O final do ensaio de cada parede foi definido como o ponto onde a resistência lateral caiu abaixo de aproximadamente 60% da carga lateral máxima medida. Cada parede ensaiada foi então inspecionada verificando qualquer tipo de fissura inicial ou dano antes do início do ensaio. Este procedimento foi realizado para evitar confusão com os danos atribuídos à carga aplicada. Além disso, as fissuras devido ao carregamento aplicado foram marcadas durante o ensaio e foram tiradas fotos de qualquer evento estrutural significativo.

Os resultados dos ensaios para todas as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas são apresentados neste capítulo. São discutidas as respostas das curvas carga-deslocamento e os efeitos dos parâmetros de ensaio sobre a ductilidade e o comportamento pós-pico das paredes ensaiadas.

Na apresentação e discussão dos resultados relativa a cada parede, as principais características das mesmas foram listadas contendo a resposta da histerese da parede. Os dados sobre deslocamento e resistência de carga lateral para os ciclos (+) ve e (-) ve correspondentes a tensão de escoamento inicial de armadura, capacidade das parede e degradação de 20% da capacidade resistente das paredes estão resumidos no canto superior esquerdo das figuras contendo os ciclos de histerese. Para cada parede, foram fornecidas várias fotografias e descrições detalhadas para documentar as fases de fissuração e deterioração progressiva das zonas de compressão em relação às deflexões da parede.

O desempenho das ações laterais no plano das paredes de contraventamento é afetado por algumas características básicas da parede, como a rigidez da parede, deformação, ductilidade e dissipação de energia e alguns desses parâmetros são aqui apresentadas e discutidos.

Para cada parede, as cargas e deslocamentos de escoamento experimentais, foram determinados quando os strain-gauges elétricos, indicaram uma tensão de escoamento igual à tensão de escoamento das armaduras.

### 6.2.3 DETALHES DAS PAREDES

Todas as paredes eram retangulares de 3 andares, escala  $\frac{1}{2}$ , com dimensões de 3600 mm de comprimento, 5040 mm de altura e 90 mm de espessura com uma relação altura/comprimento de 1,40. As paredes foram armadas verticalmente com uma barra vertical N° 10 em cada vazado de bloco grauteado ( $p_v = 0,29\%$ ) e estribos de 4,2 mm foram utilizados nas vigas de alvenaria em todos os vazados dos blocos, como foi apresentado na seção 7.1. A parede foi submetida a uma carga de compressão axial igual a 50 kN para além do seu peso próprio, o que resultou numa tensão de compressão axial igual a 0,33 MPa na base da parede. Os ciclos de histerese e as respectivas envoltórias de todas as paredes ensaiadas são apresentados na seção 7.3.

### 6.2.4 OBSERVAÇÕES GERAIS

Devido à falta de armadura horizontal de cisalhamento e ao fato de que as paredes foram parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas de portas ou janelas, todas as paredes ensaiadas romperam em modo de tração diagonal. Este tipo de ruptura caracterizou-se pelo desenvolvimento inicial de fissuras horizontais de flexão, que foram posteriormente substituídas por fissuras diagonais largas e abertas que se estenderam pelos painéis das paredes. Da Figura 108 a Figura 116 observa-se que os modos de fissuração diagonal nas paredes contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de abertura alinharam bem com os caminhos de carga pelos quais a força de cisalhamento foi transferida para a fundação nos mecanismos das Bielas, conforme observado por Voon e Ingham (2005). Portanto, os autores concluíram que esta observação apoia o uso da análise do método strut-and-tie como ferramenta para avaliar a resistência de paredes dotadas de aberturas. Apresenta-se da Figura 108 a Figura 116 uma seleção de fotografias para ilustrar os modos de ruptura das paredes no final do ensaio, a abertura da primeira fissura e em que andar ocorreu a falha da parede.





Figura 108 –Forma de ruptura da parede 1 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria

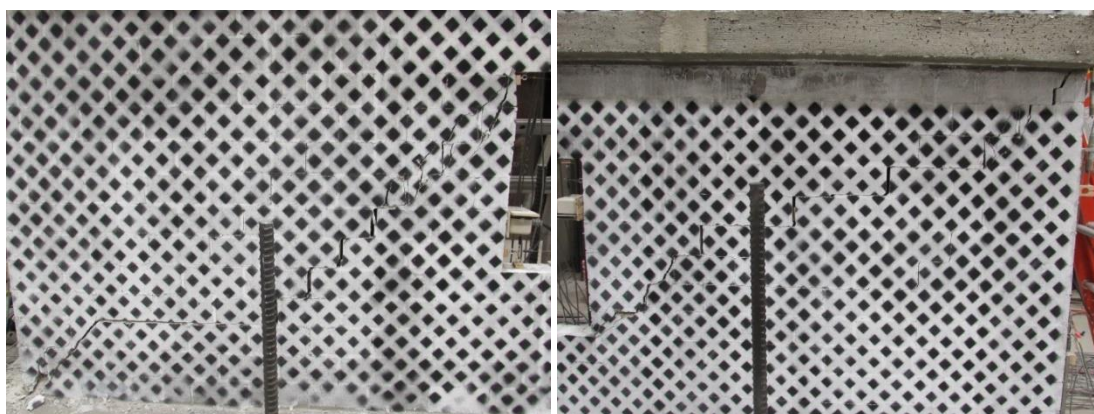


Figura 109 –Forma de ruptura da parede 2 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria



Figura 110 –Forma de ruptura da parede 3 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de alvenaria

A Figura 108, a Figura 109 e a Figura 110, ilustram as formas de ruptura das paredes acopladas com vigas de alvenaria armada e dotadas de abertura de janelas, romperam por cisalhamento, caracterizada por fissuração diagonal em todos os andares. Conforme se observou durante os ensaios ambos as paredes 1 e 3, falharam no primeiro andar, enquanto a parede 2 falhou no terceiro andar. A primeira fissura foi observada, quando as paredes apresentavam um deslocamento no topo das paredes de 3,92 mm, 5,32mm e 3,36 mm, respectivamente, paredes 1, 2 e 3.

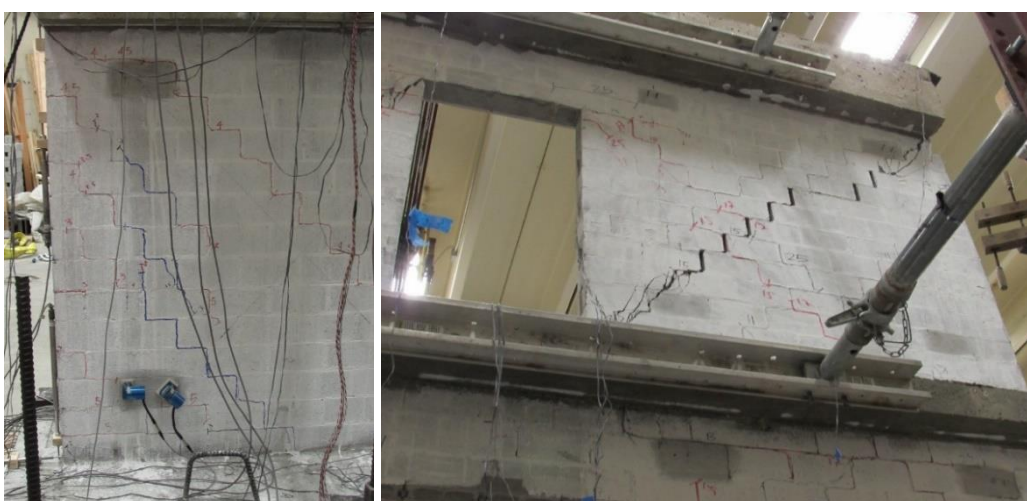


Figura 111–Forma de ruptura da parede 4 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria

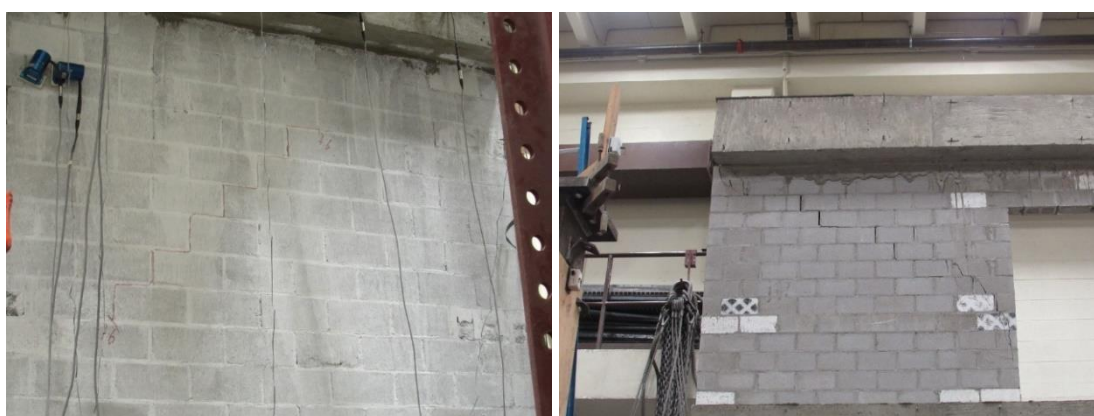


Figura 112 –Forma de ruptura da parede 5 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria



Figura 113 –Forma de ruptura da parede 6 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de alvenaria

As paredes acopladas com vigas de alvenaria armada, dotadas de abertura de portas, como mostrado na Figura 111; Figura 112 e na Figura 113, respectivamente: paredes 4, 5 e 6, romperam por cisalhamento, caracterizada por fissuração diagonal em todos os andares, e apresentaram a primeira fissura quando foi medido um deslocamento no topo das paredes de 3,15 mm; 5,32mm e 5,32 mm, respectivamente: paredes 4, 5 e 6. As paredes 4 e 5, apresentaram maiores fissuras diagonais no terceiro andar e conseqüente foi onde aconteceu a ruptura dessas paredes, Figura 111 e Figura 112, enquanto a parede 6, falkou no primeiro andar, Figura 113.



Figura 114 –Forma de ruptura da parede 7 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de concreto armado



Figura 115 –Forma de ruptura da parede 8 dotada de abertura de janela e acoplada por viga de concreto armado

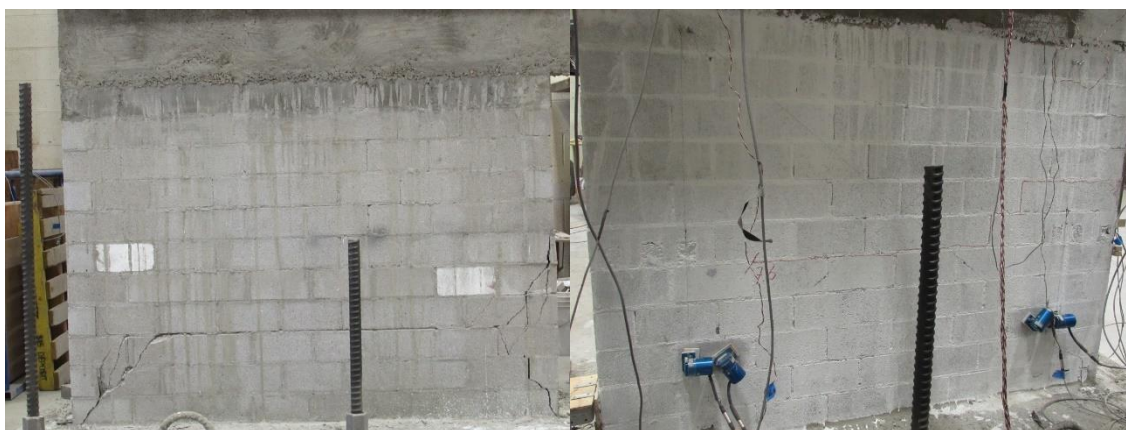


Figura 116 –Forma de ruptura da parede 9 dotada de abertura de porta e acoplada por viga de concreto armado

Igualmente, como mostrado na Figura 114; Figura 115 e na Figura 116, as paredes acopladas com vigas de concreto armado, dotadas de abertura de portas, respetivamente: paredes 7, 8 e 9, romperam também por cisalhamento, caracterizada por fissuração diagonal em todos os andares, e ambos apresentaram a primeira fissura quando foi medido um deslocamento no topo das paredes de 5,32 mm. As paredes 7 e 9, apresentaram maiores fissuras

diagonais no primeiro andar e conseqüente foi onde aconteceu a ruptura dessas paredes, Figura 114 e Figura 116, enquanto a parede 8, rompeu no segundo andar, Figura 115.

As paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotadas de abertura aqui ensaiadas exibiram uma degradação gradual de capacidade de carga e em nenhum caso qualquer parede rompeu abruptamente. Este comportamento desejável foi provavelmente devido ao acoplamento oferecido pelas vigas de alvenaria ou de concreto armado no topo das aberturas, o que causou uma ação do tipo pórtico. Ambas as paredes ensaiadas romperam devido a tração diagonal. Além disso, a partir dos modos de fissuração nas paredes ilustrados acima, é mostrado que a ausência de danos nas vigas de acoplamento, suporta a noção da ação tipo pórtico da parede desenvolvida numa fase final do ensaio. Isto se traduziu em uma capacidade de deslocamento inelástica considerável nas paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura, permitindo assim, que as paredes exibissem uma degradação gradual de resistência e rigidez.

#### 6.2.5 RESPOSTA DA CURVA CARGA-DESLOCAMENTO LATERAL

As curvas de força-deslocamento obtidas experimentalmente para as dez paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas são apresentadas da Figura 117 a Figura 125, concebendo o deslocamento lateral na parte superior das paredes em função da carga lateral aplicada. Devido à falta de armadura de cisalhamento horizontal e ao fato de que as paredes estavam parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas de portas ou janelas, todas as paredes ensaiadas romperam em modo de tração diagonal. Os ciclos de deslocamento de carga das histereses geradas pelas paredes 1 a 9 são apresentados abaixo. Em geral, os ciclos de histerese foram geralmente simétricos, indicando um comportamento semelhante nas direções invertidas de carregamento, até que o mecanismo de ruptura foi iniciado.

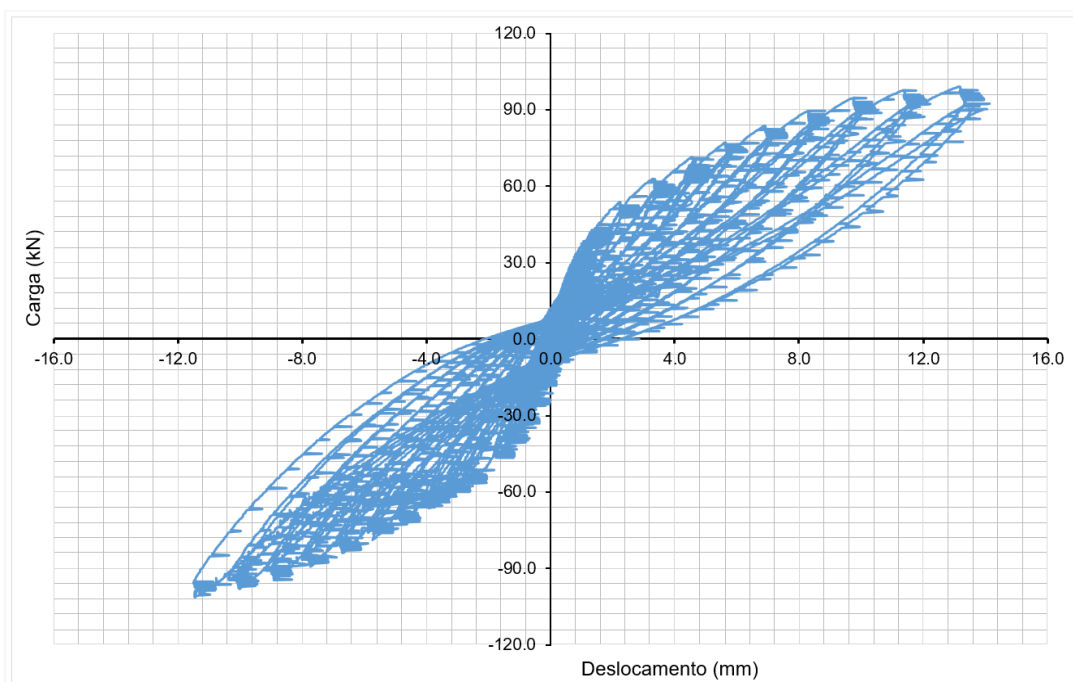


Figura 117 – Laços das Histereses da Parede 1 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada)

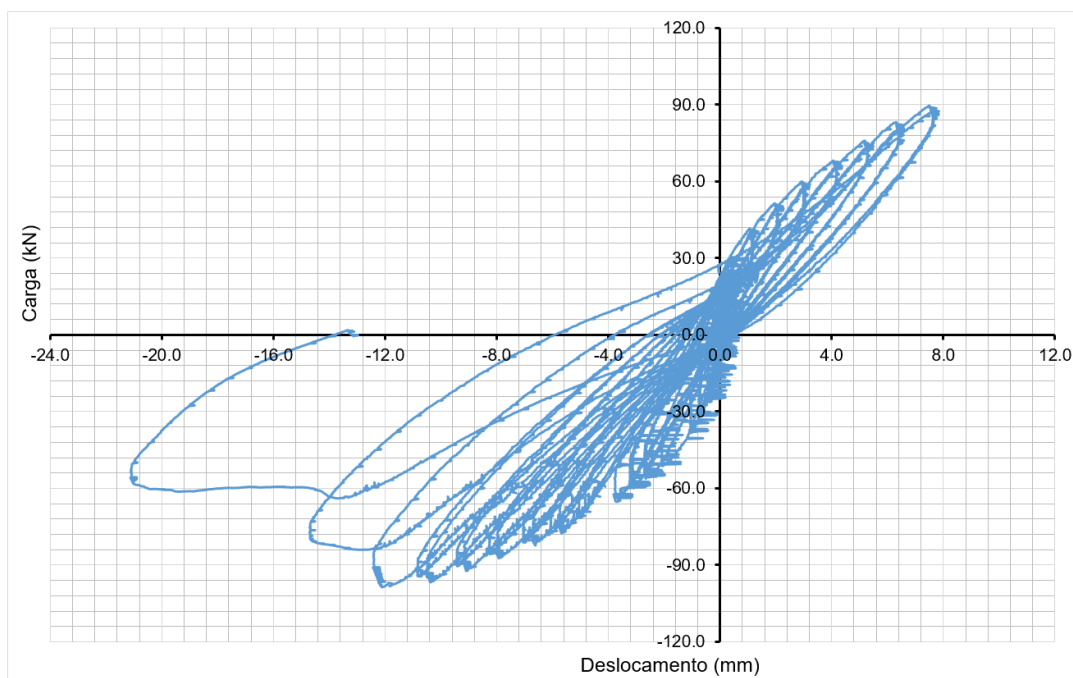


Figura 118 - Laços das Histereses da Parede 2 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada)

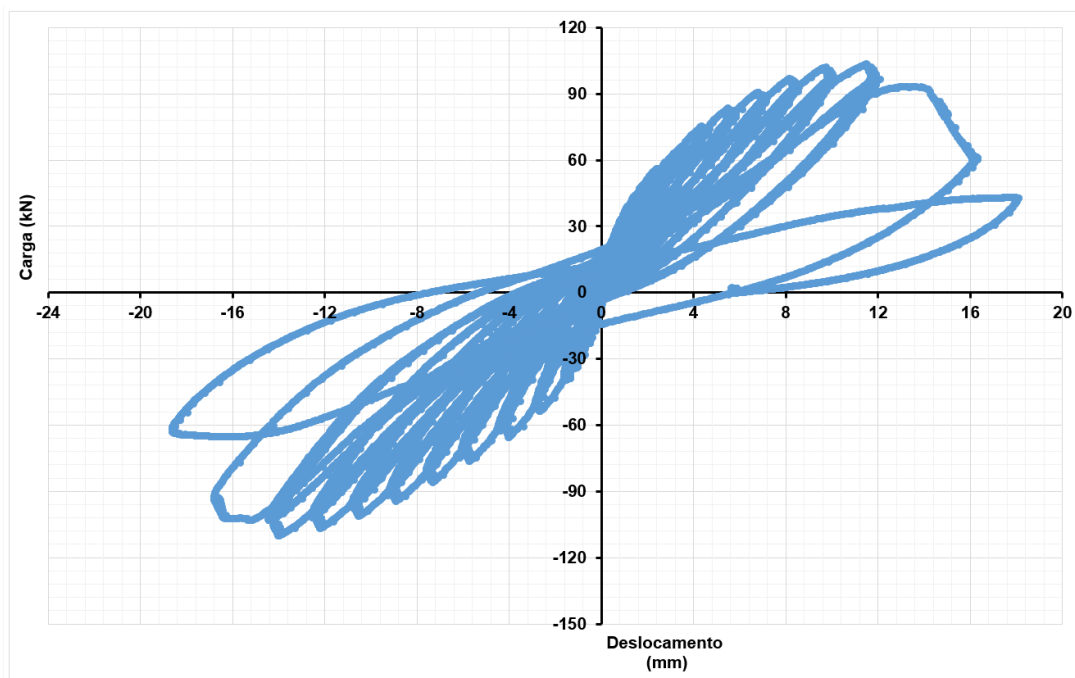


Figura 119 - Laços das Histereses da Parede 3 – Abertura de Janela (acoplada com viga de alvenaria armada)

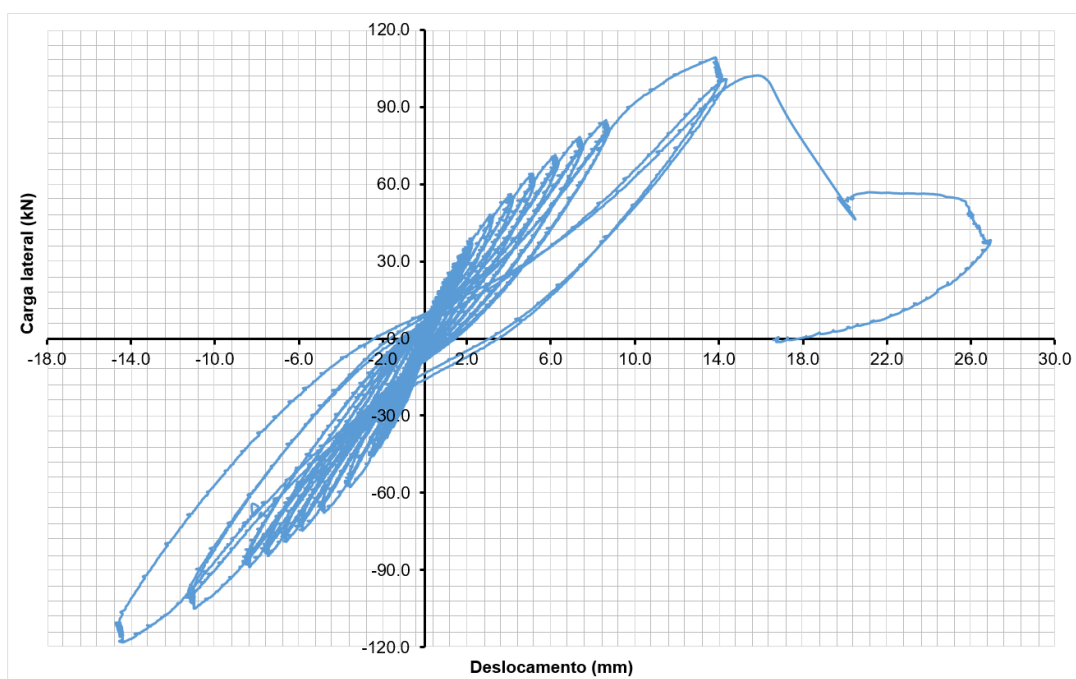


Figura 120 - Laços das Histereses da Parede 4 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada)

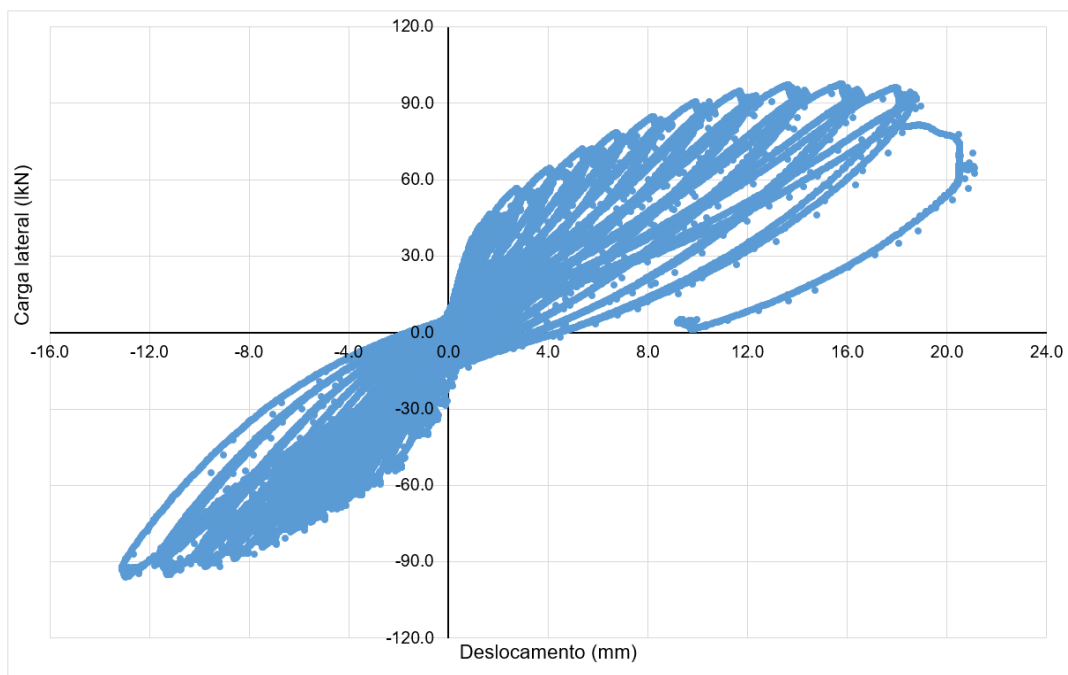


Figura 121 - Laços das Histereses da Parede 5 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada)

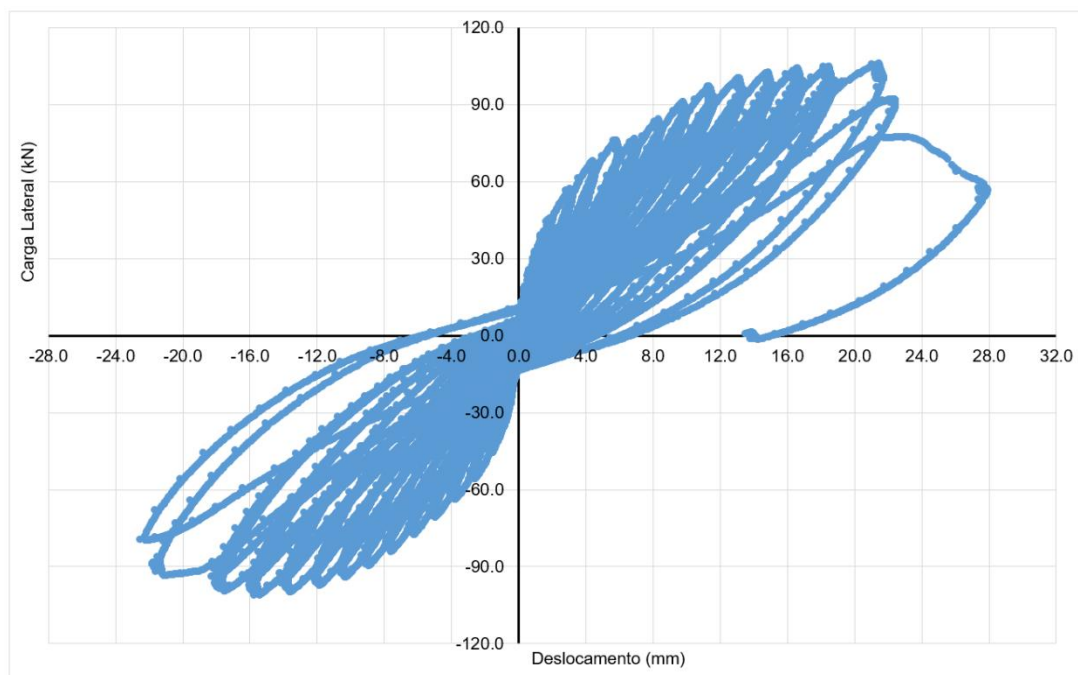


Figura 122 - Laços das Histereses da Parede 6 – Abertura de Porta (acoplada com viga de alvenaria armada)



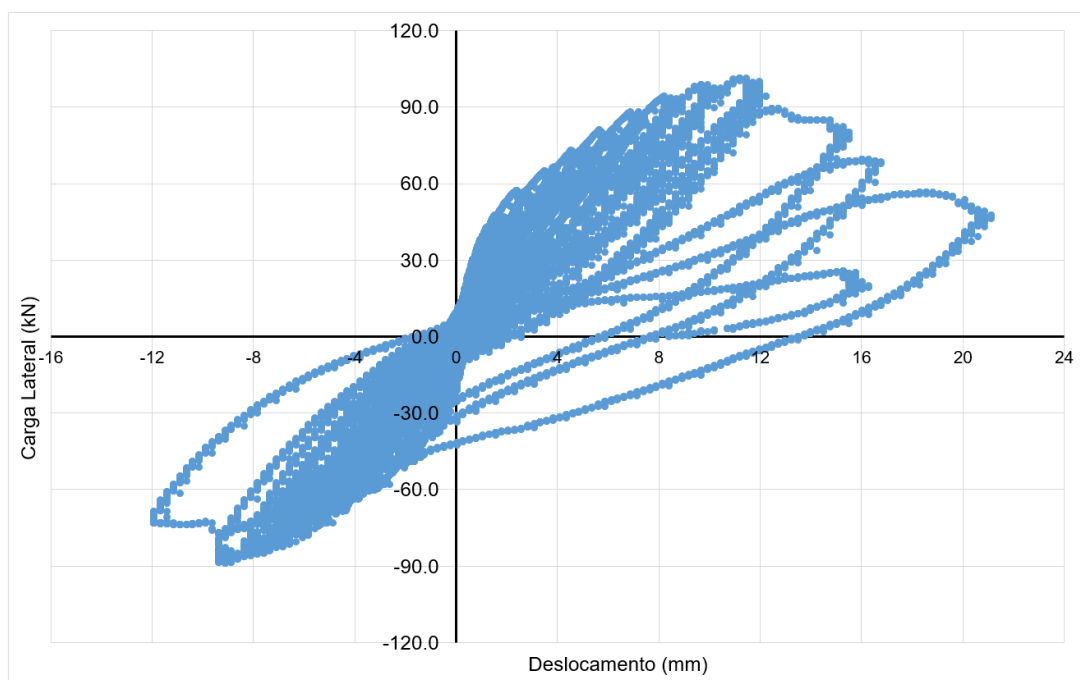


Figura 123 - Laços das Histereses da Parede 7 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado)

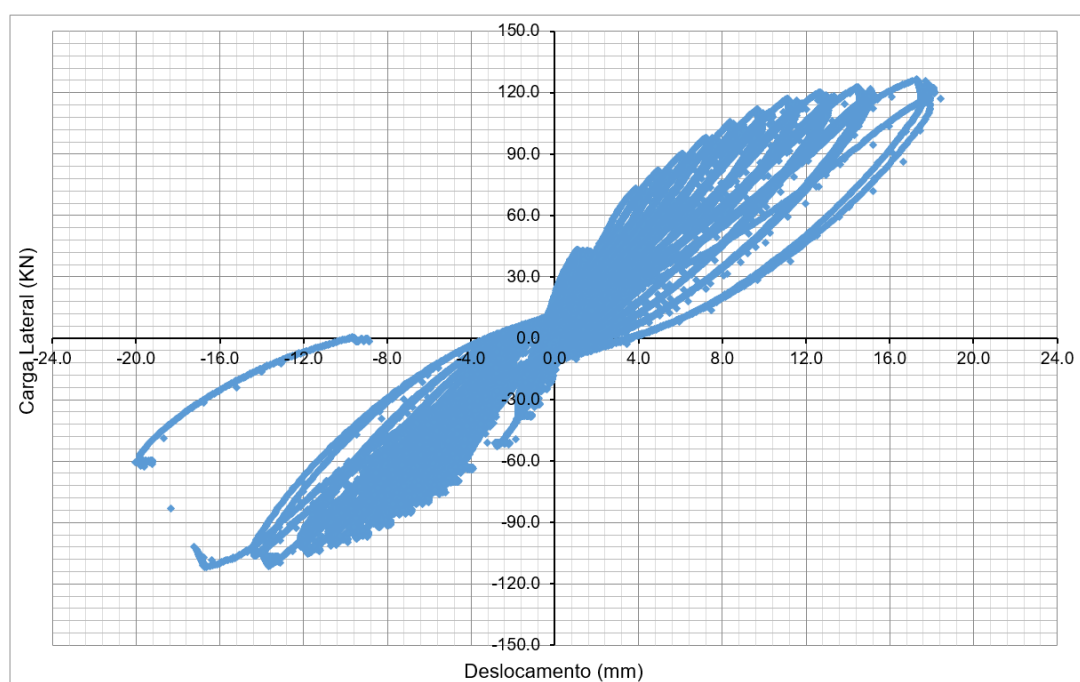


Figura 124 - Laços das Histereses da Parede 8 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado)

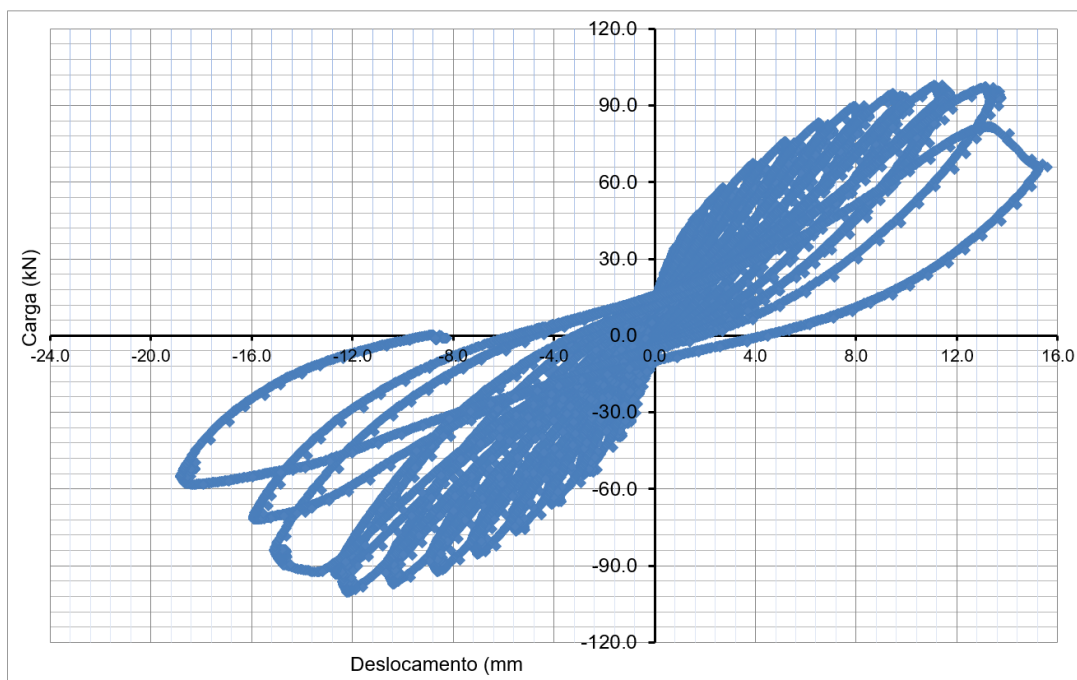


Figura 125 - Laços das Histereses da Parede 9 – Abertura de Porta (acoplada com viga de concreto armado)

Os ciclos de histerese para cada parede, mostrados nas Figuras acima, indicam que as inclinações dos *loops* diminuíram gradualmente com o aumento do deslocamento lateral de topo indicando perda de rigidez. Em níveis de deslocamento mais altos, maiores ciclos, gerando maiores quantidades de dissipação de energia e aumentos nas deformações plásticas são evidentes.

Os resultados dos ensaios indicaram que todas as paredes exibiram uma resposta dominada por cisalhamento. Este tipo de resposta foi caracterizado pelo desenvolvimento inicial de fissuras horizontais de flexão horizontal que foram então substituídas por largas fissuras diagonais que se estenderam por todos os painéis em todos os andares da parede de alvenaria de contraventamento ensaiada. Estas fissuras diagonais foram iniciadas pela divisão de tração da alvenaria na parte de compressão que se formou nas paredes.

Apesar da presença de fissuras diagonais amplamente abertas, as paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotada de aberturas detalhadas na seção 7.1, exibiram degradação gradual de resistência e rigidez, e em nenhum caso qualquer parede sofreu uma ruptura brusca. Este comportamento desejável das paredes de alvenaria armada e parcialmente grauteadas dotadas de aberturas foi criado pela viga de alvenaria armada ou de concreto armado

no topo das aberturas e pela armadura vertical de flexão nas extremidades das paredes e das portas e janelas, o que causou uma ação do tipo pórtico da parede.

### 6.2.6 CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS

A instrumentação anexada à parede, como mostrado na seção 7.2, permitiu que o deslocamento da parede fosse isolado nos quatro componentes. Os componentes devido ao tombamento, a flexão, ao deslizamento e ao cisalhamento foram avaliados de acordo com os procedimentos descritos abaixo.

Conforme mostram as Figuras 126, 127 e 128, o deslocamento lateral no plano da parede, ao longo da sua altura foi medido por transdutores de deslocamentos colocados numa base externa, Figura 102.

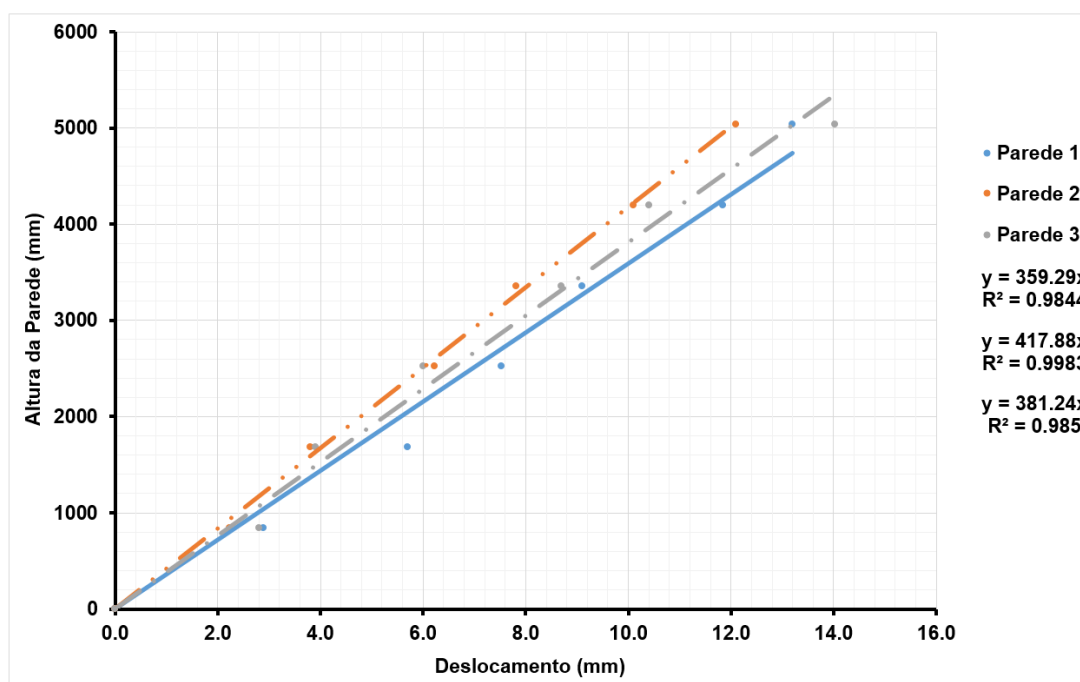


Figura 126 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de janelas e acoplada com viga de alvenaria

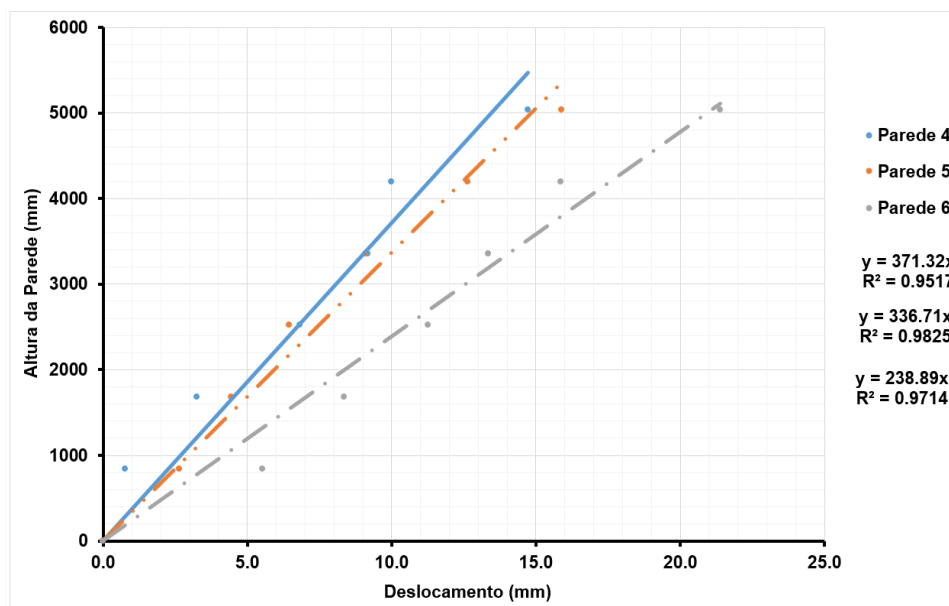


Figura 127 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de porta e acoplada com viga de alvenaria armada

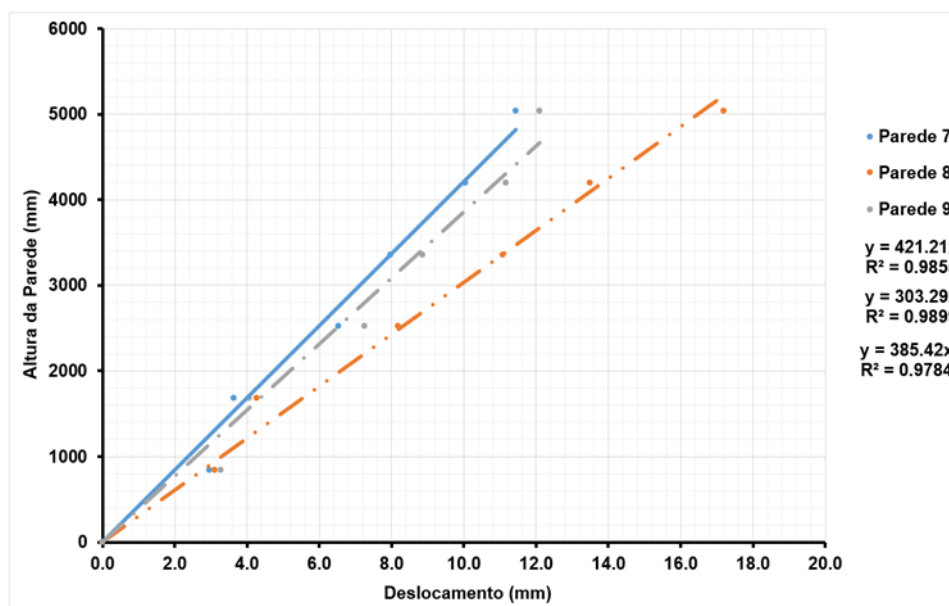


Figura 128 - Ilustração do desenvolvimento do deslocamento lateral ao longo da altura da parede – Parede com aberturas de porta e acoplada com viga concreto armado

Com base nos resultados das curvas Deslocamento lateral versus altura da parede, mostrados na Figura 126, na Figura 127 e na Figura 128, a função  $R^2$  (98% em média) das linhas de tendência mostra um desenvolvimento do deslocamento lateral da parede

praticamente linear. Indicando, um comportamento em conjunto da alvenaria, e a distribuição linear da carga lateral sobre os painéis de alvenaria do topo a fundação.

#### **Deslocamento devido ao tombamento**

O deslocamento devido ao tombamento (elevação) foi registrado pelos dois transdutores de deslocamento colocados nas duas extremidades da interface da base parede-fundação. Num dado estado da parede, o componente de deslocamento de rotação foi calculado por extrapolação da rotação medida entre as extremidades da parede, apresentados na Tabela 78. Isso é demonstrado na Figura 129. Assim, a rotação  $\theta_r$  da parede, devido a rotação na sua base foi:

$$\theta_r = \frac{d_{r1} - d_{r2}}{L_w + 2l_s} \quad \text{Equação 16}$$

Onde  $d_{r1}$  e  $d_{r2}$  são os deslocamentos medidos pelo transdutor de deslocamento, observando que o alongamento é representado por deslocamento positivo e  $l_s$  é a distância entre a extremidade da parede e o transdutor. Portanto, o deslocamento de rotação resultante avaliado e os resultados são apresentados na Tabela 78 e foi registrado como:

$$U_r = \theta_r h_e \quad \text{Equação 17}$$

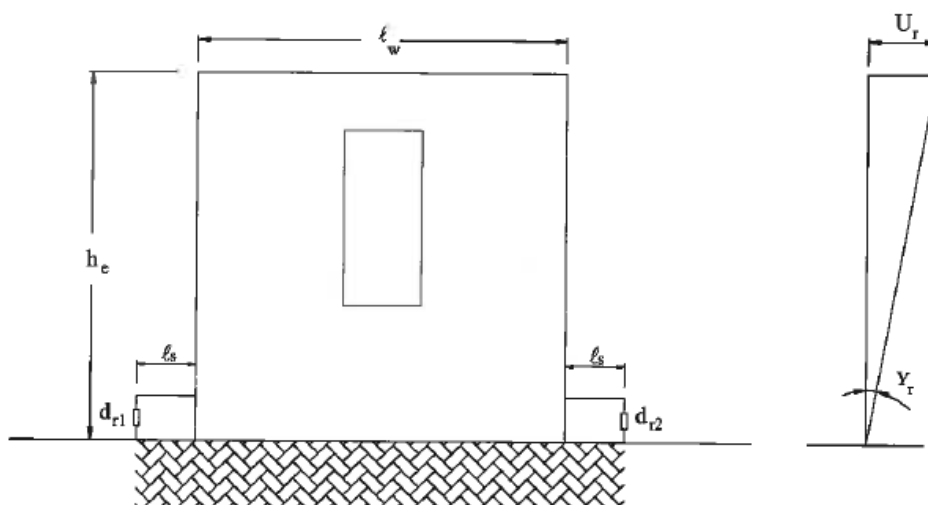


Figura 129– Deslocamento devido ao tombamento

Tabela 78 – Cálculo dos deslocamentos devido ao tombamento

Paredes	Aberturas	Acoplamento	Deslocamento devido ao tombamento (mm)						
			dr1	dr2	ls	he	hw	Rotação	Deslocamento
Par 1	Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	0,4	0,3	12,7	5040,0	3600,0	0,00003	0,153
Par 5			0,7	0,4	12,7	5040,0	3600,0	0,00007	0,375
Par 8			0,8	0,5	12,7	5040,0	3600,0	0,00009	0,431
Par 2	Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	0,7	0,7	12,7	5040,0	3600,0	0,00002	0,085
Par 4			0,8	0,3	12,7	5040,0	3600,0	0,00014	0,695
Par 7			0,5	0,3	12,7	5040,0	3600,0	0,00004	0,222
Par 3		Viga de Concreto Armado	0,4	0,3	12,7	5040,0	3600,0	0,00003	0,139
Par 6			0,5	0,5	12,7	5040,0	3600,0	0,00000	0,014
Par 9			0,6	0,4	12,7	5040,0	3600,0	0,00006	0,278

### Deslocamento devido a flexão

A instrumentação montada em ambas as extremidades da parede permitiu o cálculo dos deslocamentos devido a flexão. Assumindo que as seções planas permanecem planas, a rotação da parede,  $\theta_i$  na altura ( $x_i$ ) acima da base poderia ser avaliada pela Figura 130.

$$\theta_i = \frac{d_{b1} - d_{b2}}{L}$$

Equação 18

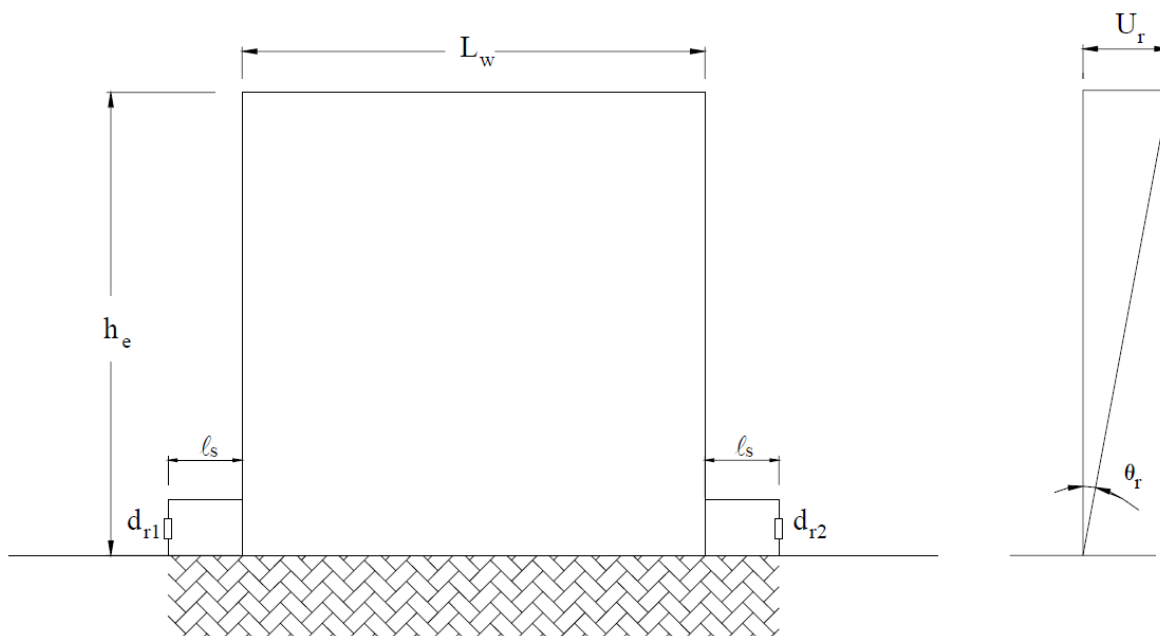


Figura 130– Deslocamento devido a flexão

Onde  $d_{b1}$  e  $d_{b2}$  são os deslocamentos medidos pelo par de instrumentos mostrados na Figura 130. O deslocamento resultante  $U_{bi}$  na parte superior da parede. Os resultados são apresentados na Tabela 79, devido a  $\theta_i$  poderia ser avaliado como:

$$u_{bi} = \theta_i (h_e - x_i) \text{ and } U_b = \sum_i u_b$$

Equação 19

Tabela 79 - Cálculo dos deslocamentos devido a flexão

Paredes	Aberturas	Acoplamento	Deslocamento devido a flexão (mm)						
			db1	db2	x1	he	L	Rotação	Deslocamento
Par 1	Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	1,30	1,13	570,00	5040,00	1100,00	0,00015	0,6908
Par 5			1,50	0,98	570,00	5040,00	1100,00	0,00023	1,0377
Par 8			1,50	1,30	570,00	5040,00	1100,00	0,00009	0,3991
Par 2	Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	1,88	1,48	570,00	5040,00	1100,00	0,00018	0,7982
Par 4			1,34	0,93	570,00	5040,00	1100,00	0,00018	0,8182
Par 7			1,30	1,13	570,00	5040,00	1100,00	0,00008	0,3392
Par 3		Viga de Concreto Armado	1,69	0,91	570,00	5040,00	1100,00	0,00035	1,5565
Par 6			1,64	0,91	570,00	5040,00	1100,00	0,00033	1,4567
Par 9			1,95	0,89	570,00	5040,00	1100,00	0,00047	2,1153

### Deslocamento por cisalhamento

O método utilizado, do cálculo do componente de deslocamento devido cisalhamento, foi baseado em Hiraishi (1984) e Brammer (1995). O método mencionado utilizou os deslocamentos relativos medidos entre pontos na face da parede (transdutores montados diagonalmente na parede, como mostrado na Figura 131) para avaliar o componente de deslocamento devido ao cisalhamento.

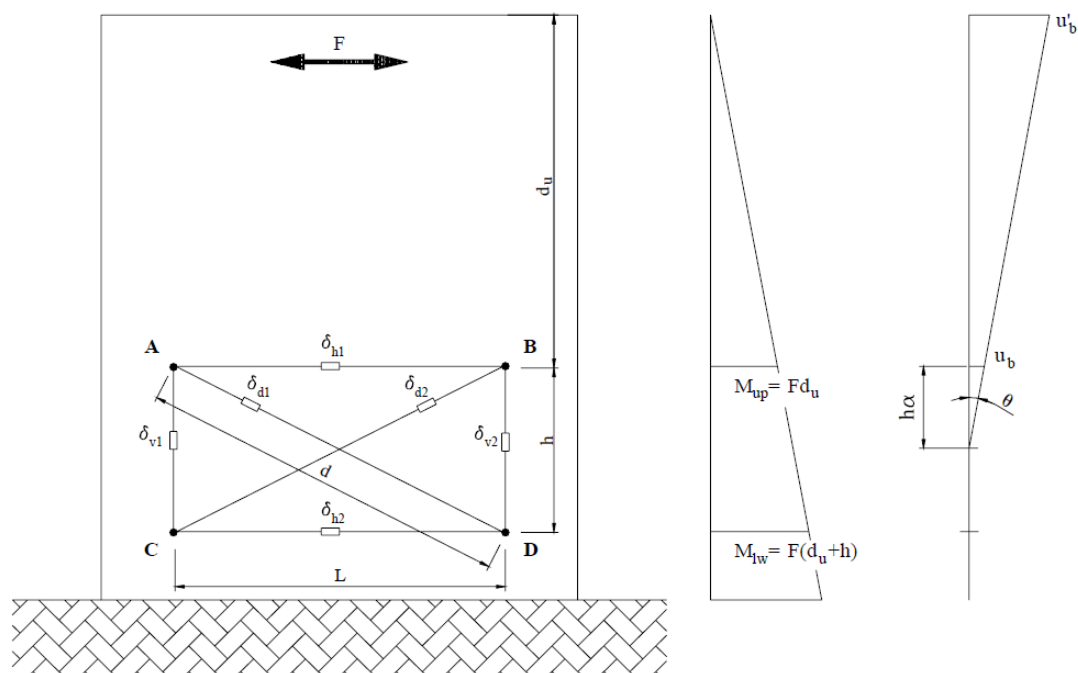
As paredes tinham seis seções de painel de transdutores de deslocamentos montadas à parede em um padrão 1.1x1.1. As dimensões de cada seção de painel foram definidas pelo comprimento, L, a altura, h, e o comprimento diagonal, d. A seguinte fórmula foi usada para calcular o componente de deslocamento devido cisalhamento ( $u_s$ ) para cada painel, os resultados são apresentados na Tabela 80:

$$u_s = \frac{d(\delta_{d2} - \delta_{d1})}{2L} - \frac{h^2}{6(2d_u + h)}(\delta_{v1} - \delta_{v2})$$

Equação 20



Onde  $\delta_s$  eram o deslocamento relativos a medida dentro de cada seção de painel, e  $d_u$  era a distância entre os dois pontos superiores de cada seção de painel e o topo da parede. A soma de  $u_s$  de um lado da seção do painel era necessária para avaliar  $U_s$ , se dois lados de uma seção do painel forem considerados, então, os resultados dos dois podem ser uma média.



a) Ilustração da parede; b) Distribuição de momento; c) Deformação da parede devido a flexão

Figura 131 – Deslocamento devido ao cisalhamento

Tabela 80 - Cálculo dos deslocamentos devido ao cisalhamento

Paredes	Aberturas	Acoplamento	Deslocamento devido ao cisalhamento (mm)																
			$\delta_{d1}$	$\delta_{d2}$	$\delta_{v1}$	$\delta_{v2}$	$d_u$	h	d	L	Deslocamento								
Par 1	Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	1,6	3,3	2,1	1,1	3905	1100	1570	1100	20,72								
Par 5			2,9	3,1	1,5	1,0					11,63								
Par 8			5,4	3,9	2,3	1,3					22,80								
Par 2	Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	2,9	4,5	1,9	1,5					3905	1100	1570	1100	7,88				
Par 4			1,7	3,1	1,4	0,9									8,27				
Par 7			1,1	3,2	1,3	0,9									7,55				
Par 3		Viga de Concreto Armado	2,7	3,6	1,8	1,4									3905	1100	1570	1100	7,47
Par 6			2,0	3,2	1,7	0,9													15,64
Par 9			0,7	2,9	2,0	0,9													22,41

Considerando os resultados dos componentes de deslocamento, calculados e apresentados na Tabela 79 e na Tabela 80, referentes aos componentes de cisalhamento e flexão, os resultados indicam que o componente de cisalhamento representa em média 80% da deformação das paredes ensaiadas, com relação altura/comprimento de 1,5.

### Deformação por deslizamento

Este componente foi utilizado para medir o deslizamento entre a parede e a base de fundação de concreto armado. O deslizamento pode se tornar significativo quando há um baixo coeficiente de atrito, como quando se usa um redutor de fricção ou uma membrana à prova d'água, ou quando a parede é posicionada em uma laje lisa acabada. Todas as paredes relatadas aqui foram construídas em uma superfície de concreto propositadamente rugosa, a fim de reduzir a magnitude do deslizamento.

#### 6.2.7 CAPACIDADE LATERAL DE CARGA

Esta seção da tese apresenta os resultados dos ensaios das nove paredes de alvenaria de concreto, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas, sujeitas a carga lateral no plano da parede, assim como os resultados de ensaio obtidos por Banting (2013) e Shedid (2009) em paredes de alvenaria armada sem aberturas e sujeitas também a cargas laterais no plano da parede. As medidas experimentais de resistência para as paredes ensaiadas no presente trabalho

foram reportadas e apresentadas na Tabela 81, Figura 72 e na Tabela 83, incluem a carga de escoamento experimental ( $Q_y$ ) e a carga lateral máxima ( $Q_u$ ), respectivamente. As cargas de escoamento experimentais, apresentados na Tabela 81, foram determinados quando o strain-gauge indicou uma tensão de escoamento igual à tensão de escoamento da armadura vertical.

As resistências medidas para ambas as paredes foram comparadas e os resultados utilizados para avaliar o impacto dos parâmetros, tais como, acoplamento, viga de alvenaria armada ou viga de concreto armado, grauteamento parcial ou total, ou aberturas no comportamento das paredes de contraventamento.

Tabela 81 - Características geométricas e principais resultados de resistência – Programa experimental

<b>Paredes ensaiadas</b>	<b>Aberturas</b>	<b>Acoplamento</b>	<b><math>Q_y</math> (kN)</b>	<b><math>Q_y</math>, (kN)</b>	<b>(C.O.V) %</b>
P1	<b>Janelas</b>	<b>Viga de alvenaria armada</b>	98,8	96,5	21,0
P2			62,6		
P3			96,5		
P4	<b>Porta</b>	<b>Viga de alvenaria armada</b>	113,7	95,9	12,1
P5			95,9		
P6			92,0		
P7		<b>Viga de Concreto Armado</b>	84,0	84,0	30,0
P8			115,2		
P9			65,3		
Media geral (kN)			95,9	95,9	-
Coeficiente de variação (%)			19,3	7,4	-

Os deslocamentos do topo e da carga lateral relativo ao aparecimento da primeira fissura são apresentadas na Tabela 82. Uma comparação, considerando a carga lateral máxima e a carga lateral relativa ao aparecimento da primeira fissura também é apresentada na Tabela 82.

Tabela 82 – Resultados de fissuração das paredes ensaiadas

Aberturas	Acoplamento	Carga Lateral Máxima (kN) - $Q_u$		Deslocamento 1º Fissura (mm)	Carga Lateral 1º fissura (kN) - $Q_f$		$Q_f/Q_u$ (%)	
		(+) ve Direção	(-) ve Direção		(+) ve Direção	(-) ve Direção	(+) ve Direção	(-) ve Direção
Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	99,00	101,30	3,92	67,50	67,50	68	67
		89,60	98,70	5,32	78,75	78,75	88	80
		103,45	110,20	3,36	62,00	62,00	60	56
Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	109,20	118,08	3,15	52,50	52,50	48	45
		97,51	96,07	5,32	70,00	70,00	72	73
		101,00	106,20	5,32	75,00	75,00	74	71
	Viga de Concreto Armado	101,43	89,00	5,32	80,00	75,00	79	84
		126,20	111,70	5,32	82,50	82,50	65	74
		98,00	100,50	5,32	75,00	75,00	77	75

Em média, conforme valores apresentados na Tabela 82, o aparecimento da primeira fissura foi observado quando as paredes ensaiadas apresentaram aproximadamente 5,32 mm de deslocamento no topo (variação C.O.V de 17,7). Observando os valores da Tabela 82, observa-se que em média as paredes ensaiadas apresentaram as primeiras fissuras ao atingir aproximadamente 70% da carga lateral máxima (com uma variação C.O.V 16+%).

Tabela 83- Características geométricas e principais resultados de resistência – Programa experimental –(Cont.)

Paredes	Abertura	Acoplamento	Carga Lateral Máxima (kN)		$Q_u$ , média das paredes (kN)	(C.O.V) %	$Q_u$ , média dos grupos de paredes (kN)	(C.O.V) %
			(+) ve Direção	(-) ve Direção				
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	99,0	101,3	100,2	1,62	100,2	6,3
P2			89,6	98,7	94,2	6,83		
P3			103,5	110,2	106,8	4,47		
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	109,2	118,1	113,6	5,53	103,6	8,2
P5			97,5	96,1	96,8	1,05		
P6			101,0	106,2	103,6	3,55		
P7		Viga de Concreto Armado	101,4	89,0	95,2	9,23	99,3	12,8
P8			126,2	111,7	119,0	8,62		
P9			98,0	100,5	99,3	1,78		
Média geral (kN)			<b>101,0</b>	<b>101,3</b>	<b>100,2</b>	-	<b>100,2</b>	-
Coeficiente de variação (%)			<b>10,1</b>	<b>8,8</b>	<b>8,5</b>	-	<b>2,3</b>	-

Em ambos os casos das paredes ensaiadas, verificou-se que não houve alteração significativa na capacidade resistente da carga lateral das paredes ensaiadas, resistindo em média a 101 kN no plano da parede, com uma variação (C.O.V) de 9,2%. Conclui-se, que o acoplamento das paredes de contraventamento com vigas de alvenaria armada ou com viga de concreto armado não tem influência na capacidade resistente das paredes de alvenaria com contraventamento acopladas e parcialmente grauteadas. Da mesma forma, conclui-se que aberturas de portas ou de janelas não tem influência na capacidade resistente das paredes de contraventamento dotadas de abertura. Como conclusão geral, considerando os resultados aqui apresentados, observa-se que a capacidade resistente das paredes de contraventamento é semelhante, sendo ela acoplada com viga de alvenaria armada ou viga de concreto armado, com abertura de portas ou de janela.

Um dos objetivos do estudo aqui realizado é comparar a capacidade de carga lateral das paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas aqui ensaiados com os resultados dos ensaios de Shedid (2009) e Banting (2013) em paredes de alvenaria de contraventamento, totalmente grauteadas e sem aberturas. As paredes ensaiadas pelos referidos autores apresentam relação altura/comprimento semelhantes, assim com taxas de armaduras vertical semelhante e ambos as paredes foram construídas na escala  $\frac{1}{2}$ . Os blocos, também na escala  $\frac{1}{2}$ , foram fornecidos pelo mesmo fabricante. Este foi um critério importante, sendo que permitiu verificar a influência das aberturas, do grauteamento e do acoplamento na capacidade resistente e deformabilidade no plano das paredes de alvenaria de contraventamento. As características geométricas e principais resultados de resistência das paredes ensaiadas são apresentados na seção 7.1, Tabela 76.

Shedid (2009) ensaiou sete paredes de blocos de concreto armado totalmente grauteadas com alturas de 3,99 e 2,66 e comprimentos de 1,8 m para quantificar suas características de dissipação de energia e ductilidade. As taxas de armadura vertical variaram de 0,55% a 1,17%, e as taxas de armadura horizontal variaram de 0,3% a 0,6% e os níveis aplicados de tensão axial foram fornecidos até 1,09 MPa. Ângulos de deformação ( $\Delta/h$  – relação deslocamento de topo/altura da parede) foram relatados a uma degradação de 20% da resistência de pico para variar de 0,94% a 2,44% correspondendo a níveis de ductilidade em função do deslocamento de 3,0-10,3. Shedid (2009) observou que padrões de falha típicos das paredes incluíam: deformações de compressão bem em excesso de 0,0025, dúctil, ao invés de frágil, degradação

de resistência levando ao esmagamento do canto da parede e dobramento da armadura vertical. Shedid (2006) relatou que após o escoamento da armadura vertical, ocorreu uma queda dramática na rigidez, representando menos de 20% da rigidez elástica inicial. As características geométricas e principais resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 84.

Tabela 84 – Características geométricas e principais resultados de resistência - Shedid (2009)

Paredes	Resistência (kN) - Shedid (2009)						
	Configuração	Grauteamento	Ratio/h/c	armadura vertical	Pa	Qy	Qu
Par 1	Retangular	Total	1,73	19#10	1,09	105,5	178,5
Par 2	Abas	Parcial	1,73	11#10	0,89	142	152,5
Par 3	Confinadas	Parcial	1,73	11#10	0,89	108	149,5
Par 4	Retangular	Total	1,16	19#10	1,09	161	266
Par 5	Abas	Parcial	1,16	11#10	0,89	184	242
Par 6	Confinadas	Parcial	1,16	11#10	0,89	171	237,5
Par 7	Confinada	Parcial	1,16	11#10	0,89	179	241

O programa experimental desenvolvido por Banting (2013), compreendia 11 paredes de contraventamento. As paredes 1 e 11 foram construídas com uma razão de altura/comprimento de 1,5 para corresponder a terceira parede ensaiada por Shedid (2009) e marcado como parede 5. Contudo, cada uma destas paredes foi detalhada com o mesmo elemento de confinamento em alvenaria, produzindo assim diferentes comprimentos relativos do elemento de confinamento. As paredes 1, 2 e 4 foram detalhadas com secções transversais idênticas e possuíam o mesmo espaçamento de armadura vertical e tensão axial total aplicada de (Pa), mas com variações nas suas alturas de 3990 mm, 2,660 mm e 1,900 mm, como mostrado na Tabela 85. Isto corresponde a alturas de parede na escala natural de 8,0 m, 5,3 m e 3,8 m, respectivamente. As paredes 2 e 3 foram detalhadas com as mesmas dimensões brutas, mas possuíam diferentes níveis de armadura vertical.

Tabela 85 - Características geométricas e principais resultados de resistência de Banting (2013)

Paredes	Resistência (kN) - Banting 2013						
	Configuração	Grauteamento	Ratio/h/c	Armadura vertical	Pa	Qy	Qu
Par 1	Confinadas	Parcial	1,54	0,69	0,6	145,6	179,2
Par 2	Confinadas	Parcial	2,15	0,69	0,6	103,3	129,7
Par 3	Confinadas	Parcial	2,15	1,1	0,6	130,2	177,6
Par 4	Confinadas	Parcial	3,23	0,69	0,3	72,7	92,7
Par 5	Confinadas	Parcial	1,47	0,56	0,6	171,9	238,7
Par 6	Confinadas	Parcial	2,21	0,56	0,3	108	155
Par 7	Confinadas	Parcial	2,21	0,56	0,3	103,4	142,8
Par 8	Confinadas	Parcial	2,21	0,56	0,3	102,5	141
Par 9	Confinadas	Parcial	2,21	0,56	0,3	143,9	203
Par 10	Confinadas	Parcial	2,21	0,56	0,3	99	126
Par 11	Confinadas	Parcial	1,5	0,51	0,3	216,3	308

As resistências de escoamento,  $Q_y$ , e a resistência de cisalhamento última  $Q_u$ , medidos durante o programa experimental e medidos pelos autores, foram apresentados nas Tabela 81 à Tabela 85, para todas as paredes ensaiadas. Cada resultado do programa experimental, apresentado nas tabelas acima, pode ser comparado com valores obtidos por Shedi (2009) e Banting (2013). Apesar da maior resistência à compressão da alvenaria (18,5 MPa e 17,3 MPa vs. 12,00 MPa), ambas as paredes escolhidas apresentaram taxa de armadura, relação altura/comprimento da parede e tensão de compressão axial semelhantes. Portanto, tendo em conta as diferenças na resistência à compressão da alvenaria, foi realizada uma comparação dos resultados obtidos no programa experimental aqui apresenta, e os resultados apresentados pelos autores referidos.

#### 6.2.8 DUCTILIDADE DAS PAREDES

Esta seção da tese também apresenta os resultados dos ensaios das dez paredes de alvenaria armada de concreto parcialmente grauteadas dotadas de aberturas e apresenta as respostas medidas da curva carga-deslocamento lateral. As envoltórias das curvas carga-deslocamento lateral para todas as paredes ensaiadas foram plotados e são apresentados na Figura 132; Figura 133 e na Figura 134.

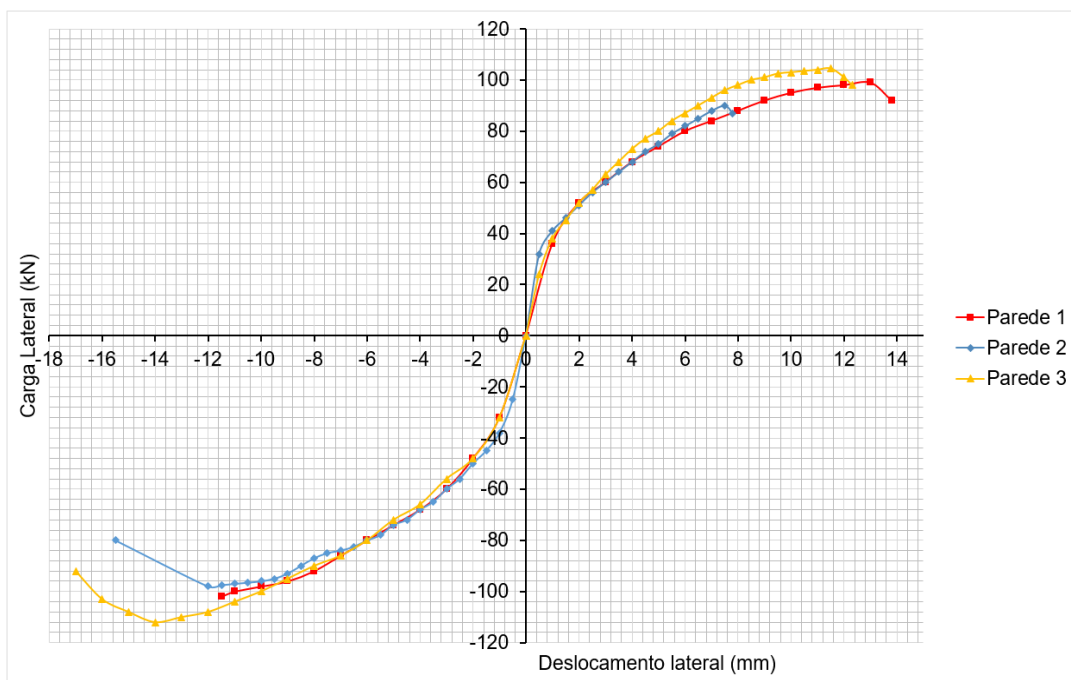


Figura 132 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento \_ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria.

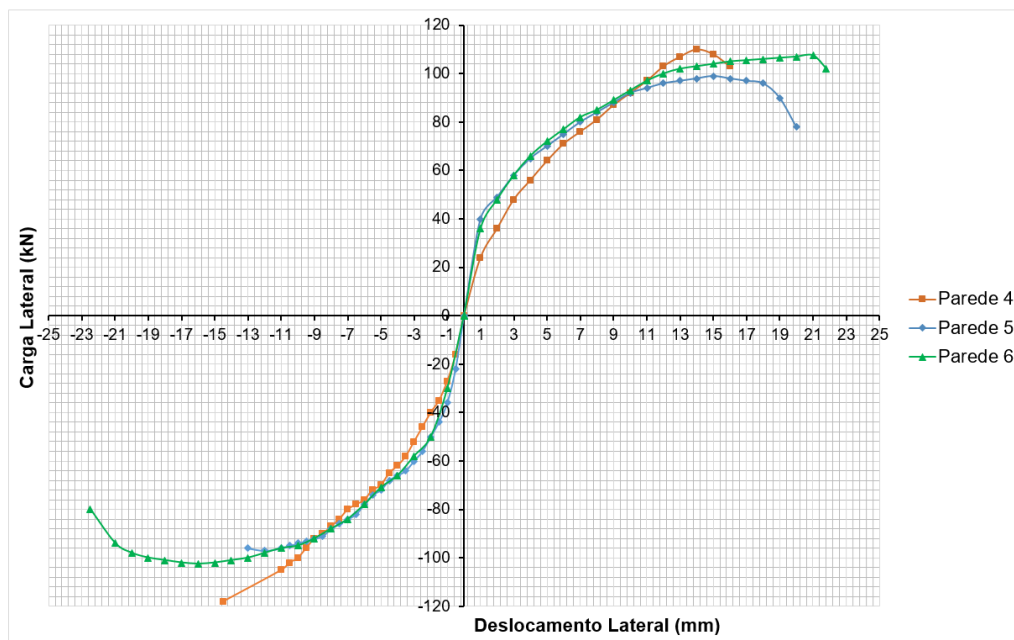


Figura 133 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento \_ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria.



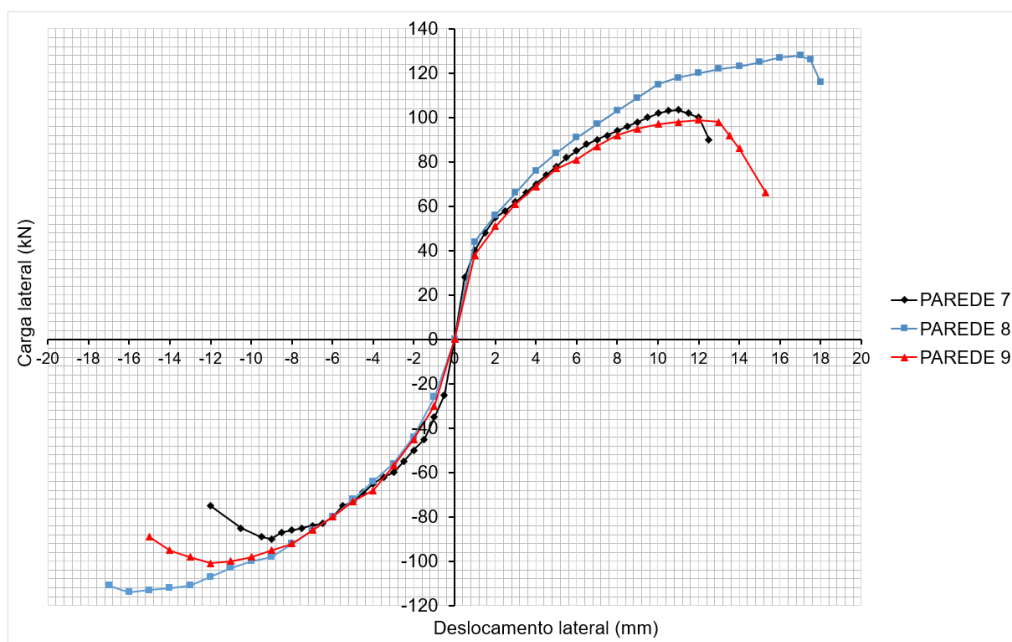


Figura 134 Envoltórias das curvas Carga – Deslocamento \_ Paredes com aberturas de janela e acopladas com viga de alvenaria.

Observa-se conforme mostrado nas Figura 132, 133 e 134 grande capacidade de ductilidade das paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas. As envoltórias das curvas carga – deslocamento lateral relacionando as paredes com aberturas de janelas versus abertura de portas e acopladas com viga de alvenaria armada, são apresentadas na Figura 135.

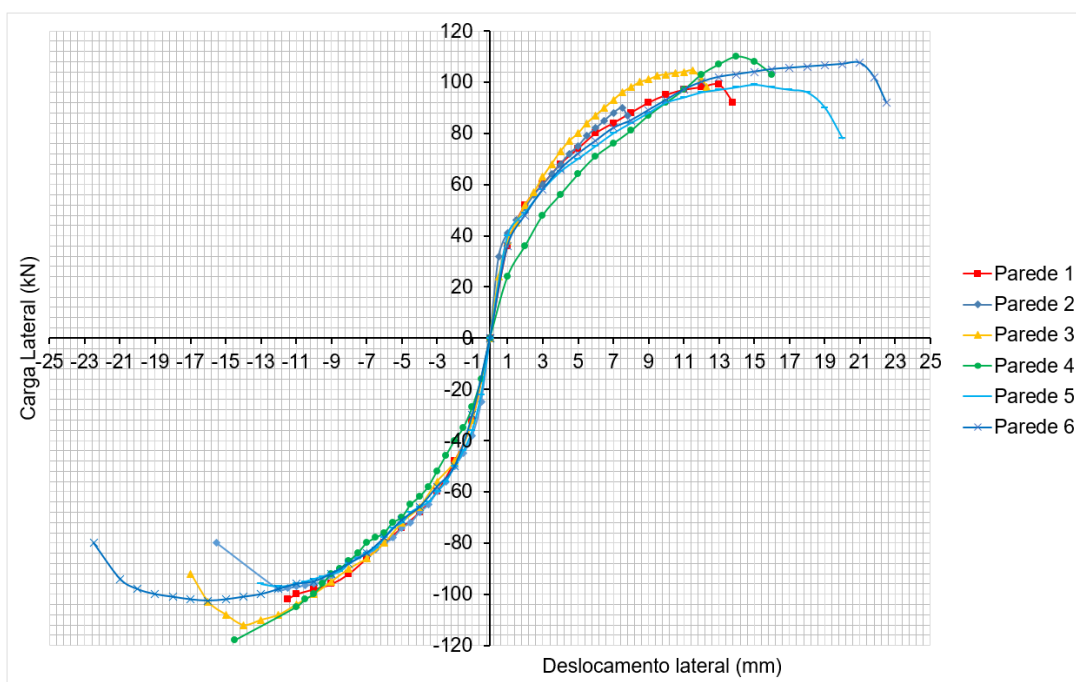


Figura 135 – Efeito do tipo de abertura na ductilidade das paredes ensaiadas

Observando as envoltórias das curvas carga – deslocamento lateral, conforme Figura 135, das paredes ensaiadas considerando aberturas de portas versus aberturas de janelas, ambas acopladas com viga de alvenaria armada, percebe-se que as paredes apresentam rigidez semelhante, mesmo após o escoamento. Embora as paredes dotadas de aberturas de porta, apresentarem maior deslocamento, a Figura 132, indica, um comportamento semelhante de todas as paredes comparadas, com envoltórias praticamente se sobrepondo até o início do escoamento das armaduras até ser iniciada ruptura. Isso mostra, que o tipo de abertura, sendo, janela ou porta, considerando as mesmas geometrias e sendo elas centradas, apresentam influências semelhantes na capacidade resistente e na ductilidade das paredes de alvenaria de contraventamento dotadas de aberturas, acopladas e parcialmente grauteadas.

Igualmente, as envoltórias das curvas carga – deslocamento lateral relacionando as paredes acopladas com viga de alvenaria versus as paredes acopladas com viga de concreto armado são apresentadas na Figura 136.

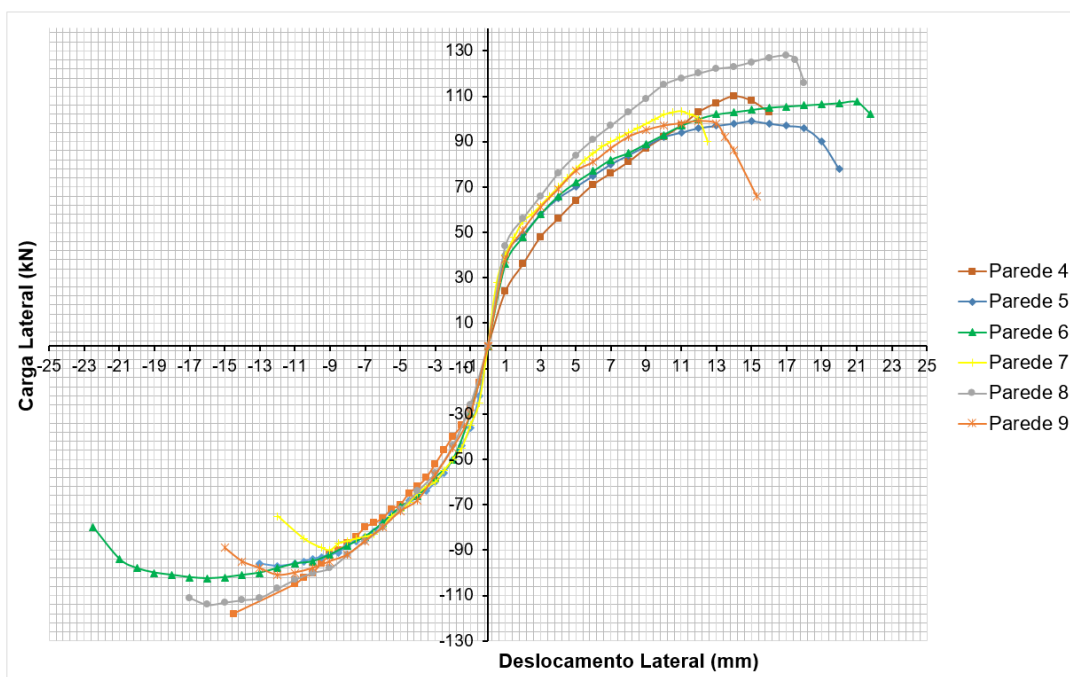


Figura 136 - Efeito do tipo de acoplamento na ductilidade das paredes ensaiadas

A Figura 136, ilustra o relacionamento das envoltórias das paredes ensaiadas, e não se observa diferenças de comportamento nas envoltórias de carga – deslocamento lateral, para as paredes acopladas com viga de alvenaria armada ou de concreto armado. Conclui-se que as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, acopladas com viga de alvenaria ou com viga de concreto armado, apresentam comportamento semelhantes de capacidade de resistência e de deformabilidade lateral.

Igualmente, é apresentada na Figura 137, a relação das envoltórias de todas as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de abertura aqui ensaiadas.

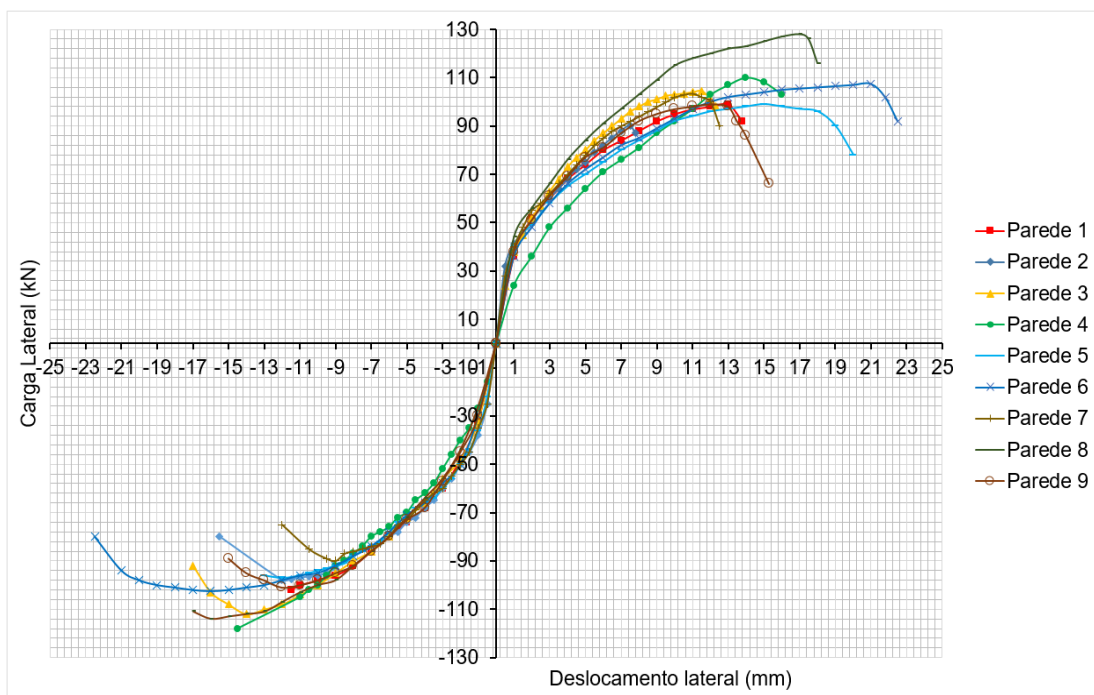


Figura 137 – Relação das Envoltórias de todas as paredes ensaiadas

Em média, conforme se pode observar na Figura 137, as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas, aqui ensaiadas, apresentam uma região linear próximo de uma média de 1,5 mm de deslocamento lateral de topo, sob uma carga média de 50 kN.

As envoltórias das curvas carga-deslocamento lateral mostram um comportamento semelhante até o início do escoamento para todas as paredes de alvenaria ensaiadas, acopladas com viga de alvenaria ou de concreto armado, dotadas de abertura de porta ou janela. Observou-se durante os ensaios experimentais maior capacidade de ductilidade das paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura de portas e janelas, acopladas por vigas de alvenaria e coincidiu com a maior fissuração exibida nessas paredes do que as observadas nas paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura portas e acopladas por vigas de concreto. Consequentemente, deduziu-se que o menor grau de ductilidade observado para as paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura de portas, acopladas por vigas de concreto armado ocorreu devido ao rápido desenvolvimento de largas fissuras que contribuem para o deslocamento de cisalhamento, acelerando o início do modo de tração diagonal e subsequente degradação da resistência.

Com base nos resultados dos ensaios aqui realizados, e utilizando as envoltórias das curvas carga-deslocamento lateral de todas as paredes ensaiadas, a Figura 138, ilustra o comportamento médio de paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente armadas e dotadas de aberturas.

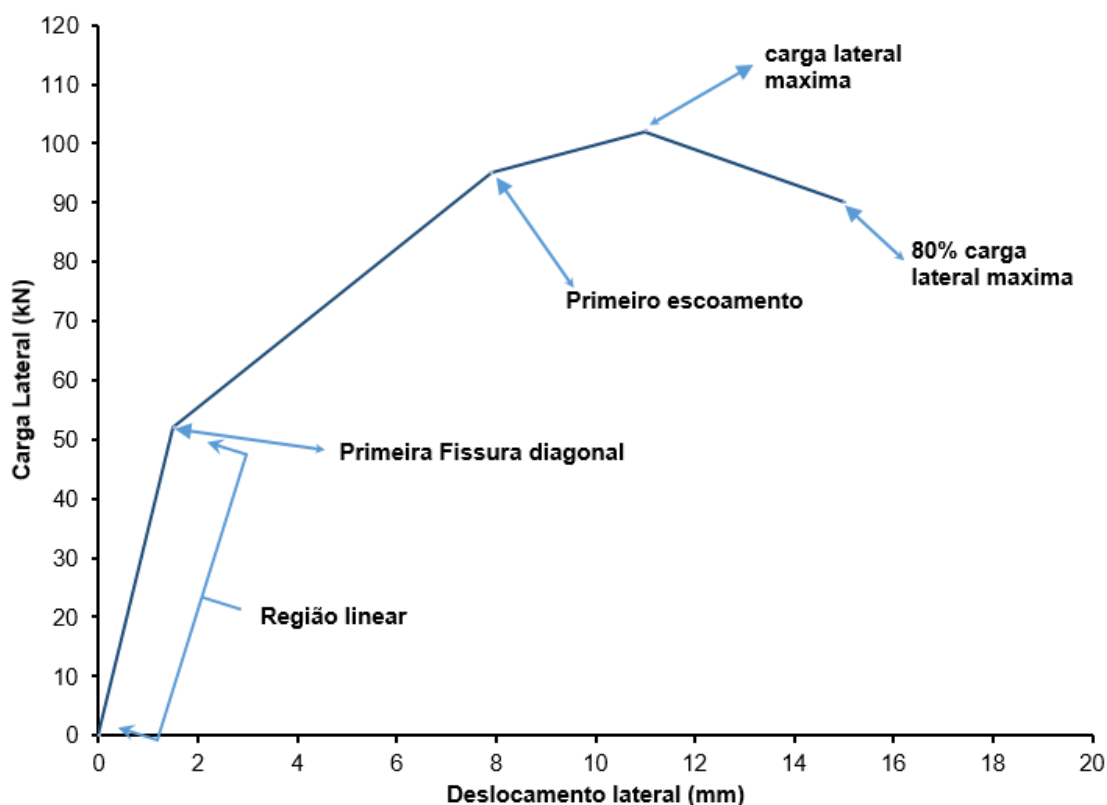


Figura 138 – Comportamento de paredes de contraventamento, parcialmente armadas e dotadas de aberturas.

As medidas experimentais de ductilidade reportadas, foram apresentadas na Tabela 86, o deslocamento experimental de escoamento ( $\Delta y$ ), a ductilidade em função do deslocamento experimental ( $\mu\Delta$ ), o deslocamento de topo na carga lateral máxima ( $\Delta Q_u$ ), a ductilidade em função do deslocamento na carga de pico ( $\mu\Delta Q_u$ ), o deslocamento final definido como uma queda na capacidade de carga da parede para 80% do  $Q_{ue}$  ( $\Delta 80\%Q_u$ ) e a correspondente ductilidade em função do deslocamento último ( $\mu\Delta_u$ ). Os deslocamentos de topo da parede também são normalizados pela altura da parede e dados como ângulo de deformação ( $\Delta\%$ ). Um resumo dos resultados baseados em carga lateral é apresentado na Tabela 86. Os

deslocamentos experimentais, apresentados na Tabela 86, foram determinados quando o strain gauge indicou uma tensão de escoamento igual à tensão de escoamento da armadura vertical.

Os deslocamentos medidos e as correspondentes ductilidades em função dos deslocamentos foram comparados e os resultados utilizados para avaliar o impacto dos parâmetros, tais como, acoplamento, viga de alvenaria armada ou viga de concreto armado, grauteamento parcial ou total, ou aberturas no comportamento das paredes de alvenaria de contraventamento.

Tabela 86 – Resumo dos deslocamentos medidos nos ensaios – Programa Experimental

Paredes	Resistência (kN) - Resultados Experimentais						
	Deslocamento médios (mm)					Ductilidade em função do deslocamento	
	$\Delta_y$	$\Delta_u$			$\Delta_{u0,80D_u}$	Na carga máxima	
		(+) ve Direção	(-) ve Direção	Média		$\mu_{\Delta_u}$	% Drift
Par 1	13,18	13,20	11,50	12,4	13,20	1	0,25
Par 2	19,05	7,50	12,10	9,8	14,60	1	0,19
Par 3	12,40	11,50	14,03	12,8	16,62	1	0,25
Par 4	14,04	13,90	14,73	14,3	13,79	1	0,28
Par 5	12,86	15,80	13,00	14,4	19,70	1	0,29
Par 6	19,66	15,40	21,40	18,4	22,10	1	0,37
Par 7	14,22	11,45	9,13	10,3	15,21	1	0,20
Par 8	12,96	17,20	16,70	17,0	18,30	1	0,34
Par 9	7,14	11,40	12,10	11,8	14,84	2	0,23

\*Ângulo de deformação % ( $\Delta/h$  – relação deslocamento/altura da parede)

Os deslocamentos medidos no topo da parede, considerando a carga lateral máxima do ensaio,  $\Delta_u$ , para todas as paredes, foi em média de 13,2 mm (direção (+)) e 13,0 mm (direção (-)), com uma variação de 22,3% e 27,3%, respectivamente. Considerando todas as paredes ensaiadas, observa-se uma grande variação nos deslocamentos medidos no topo das paredes. As paredes foram ensaiadas com uma relação altura/comprimento de 1,5, e os deslocamentos a uma degradação de 20% da carga máxima foram, em média, cerca de 0,27%-0,44%; 0,28%-0,3% e 0,26%-0,33% do ângulo de deformação correspondendo respectivamente às paredes com abertura de porta e acopladas com vigas de alvenaria armada, paredes com aberturas de portas mas acopladas com viga de concreto armado - e por último, as paredes com abertura de janelas e acopladas com viga de alvenaria armada.

As ductilidades em função dos deslocamentos, considerando a carga máxima, variaram entre 0,28% a 0,37% do ângulo de deformação (drift) para as paredes com abertura de porta e acopladas com vigas de alvenaria armada e entre 0,20% a 0,34% para as paredes com aberturas de portas, mas acopladas com viga de concreto armado. E para as paredes com abertura de janelas e acopladas com viga de alvenaria armada, as ductilidades em função dos deslocamentos variaram entre 0,19% a 0,25% do ângulo de deformação (drift). Considerando o ângulo de deformação (drift – relação deslocamento de topo/altura da parede), em média a ductilidade de todas as paredes foi de 0,25% (com variação de 23%).

Um resumo dos resultados dos ensaios e comparações entre paredes ensaiadas e apresentados por Shedid (2009) e Banting (2013), foram utilizados e analisados, de forma a destacar os efeitos das aberturas, do grauteamento e do acoplamento no desempenho das ações laterais de paredes de alvenaria de contraventamento. O resumo dos principais resultados de deformabilidade das paredes ensaiados por Shedid (2009) e Banting (2013), são apresentados na Tabela 87 e Tabela 88, e foram utilizados para verificar a influência das aberturas, grauteamento e acoplamento no comportamento das paredes de contraventamento.

Tabela 87 – Resumo dos deslocamentos obtidos por Shedid (2009)

Paredes	Resistência (kN) - Shedid (2009)									
	Deslocamento (mm)			Ductilidade em função do deslocamento						
				Na carga máxima		Em 1% drift		Na carga máxima		
	$\Delta_y$	$\Delta_u$	$\Delta_{0,80u}$	$\mu_{\Delta u}$	% Drift*	$\mu_{\Delta 1\%}$	$\mu^{ep}_{\Delta 1\%}$	$\mu_{\Delta 0,80u}$	%drift*	$\mu^{ep}_{\Delta 0,80u}$
Par 1	8,5	25,2	46,5	3	0,63	4,7	2,8	5,45	1,165	3,25
Par 2	10,5	31,5	69	3	0,79	3,8	3	6,6	1,725	5,25
Par 3	9,2	36,05	94	3,9	0,9	4,3	3,1	10,2	2,355	7,35
Par 4	3,5	13,25	27,5	3,95	0,49	7,6	4,7	7,9	1,035	4,8
Par 5	5	20	43,5	4	0,75	5,3	4,1	8,7	1,635	6,6
Par 6	4	24,05	54,5	6	0,91	6,7	4,8	13,7	2,045	9,8
Par 7	5	20,05	63,5	4	0,76	5,3	4	12,7	2,385	9,6

\*Ângulo de deformação % ( $\Delta/h$  – relação deslocamento/altura da parede)

Tabela 88 – Resumo dos deslocamentos obtidos por Banting (2013)

Paredes	Resistência (kN) - Banting (2013)					
	Deslocamento (mm)			Ductilidade em função do deslocamento		
				Na carga máxima		Em 1% drift
	$\Delta_y$	$\Delta_u$	$\Delta_{0,80u}$	$\mu_{\Delta u}$	% Drift*	$\mu_{\Delta 1\%}$
Par 1	5,89	29,07	41,80	4,90	1,53	3,20
Par 2	7,98	42,03	47,35	5,30	1,58	3,30
Par 3	9,58	47,35	52,67	4,90	1,78	2,80
Par 4	15,56	126,08	134,06	8,10	3,16	2,60
Par 5	3,99	47,88	58,25	12,00	1,80	6,70
Par 6	9,18	82,99	94,56	9,00	2,08	4,30
Par 7	9,98	103,34	120,90	10,40	2,59	4,00
Par 8	9,58	93,77	124,09	9,80	2,35	4,20
Par 9	10,77	65,44	72,62	6,10	1,64	3,70
Par 10	13,17	79,00	104,94	6,00	1,98	3,00
Par 11	6,78	49,88	61,45	7,00	1,25	5,90

Os envelopes de curvas carga-deslocamento para todas as paredes ensaiadas de teste foram apresentados na Figura 136 e na Figura 137. A ductilidade das paredes quando se compara o efeito dos tipos de acoplamento, viga de alvenaria armada versus viga de concreto armado ou quando se compara os efeitos dos tipos de abertura, porta versus janela, mostraram muito semelhantes, indicando a não influência do tipo de acoplamento estudado ou o tipo de abertura na deformabilidade das paredes.

Pode também ser observado a partir da Figura 136 e da Figura 137, que as rigidezes das paredes até ao escoamento foram semelhantes para todas as paredes ensaiadas. Um dos objetivos do estudo foi investigar o desempenho das ações laterais no plano das paredes de contraventamento, melhorando dessa forma o comportamento de edifícios altos em alvenaria estrutural, considerando a opção do acoplamento das paredes ser feito por meio de vigas de alvenaria armada ou vigas de concreto armado e também o grauteamento parcial das mesmas, considerando a opção de aberturas de portas ou janelas. Tal afirmação, é verdadeira, sendo que, para todas as paredes ensaiadas obteve-se cargas laterais e deslocamentos máximos no topo das paredes semelhantes. Finalmente, o facto de todas as paredes ensaiadas terem quase a mesma rigidez elástica significava que acoplar as paredes com viga de alvenaria armada ou com viga de concreto armado, não influencia o comportamento das paredes de contraventamento.



As capacidades de deslocamento das paredes foram em média significativamente aumentadas, em aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%), quando se alterou o tipo de abertura, passando de abertura de janela para abertura de porta, mantendo o mesmo acoplamento com viga de alvenaria armada. Além disso, aumento de aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%) do deslocamento de topo na média, foi observado quando se passou do acoplamento com viga de concreto armado para viga de alvenaria armada. Em ambos os casos, verificou-se que não houve alteração significativa na capacidade resistente a carga lateral das paredes ensaiadas, resistindo em média 101 kN, com uma variação (C.O.V) de 9,2%.

### 6.2.9 DUCTILIDADE EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO

A ductilidade em função do deslocamento da parede medidos nos ensaios,  $\mu_{\Delta}$ , foi definida como a razão entre o deslocamento de topo medido a um limite especificado e o deslocamento medido no início de escoamento da barra vertical mais externa. Os valores de ductilidade em função do deslocamento medidos,  $\mu_{\Delta u}$  e  $\mu_{\Delta u 1\%}$ , na carga final e de 1% do ângulo de deformação, respectivamente, foram listados na Tabela 85. O ângulo de deformação de 1% é usado na norma canadense para identificar um limite de deslocamento aceitável, enquanto que o limite de 20% de degradação é comumente usado pelos pesquisadores como um limite razoável para desempenho satisfatório das paredes, Priestley *et al.* (1996), Shidid (2009), Banting (2013) entre outros. O NBCC (2005) também especifica um ângulo de deformação de 1% como o limite de deslocamento para edifícios pós-desastre, que precisam ser totalmente operacionais após eventos de terremoto, sem qualquer degradação significativa da resistência.

Os valores de ductilidade em função do deslocamento, Tabela 85, referentes à carga máxima variaram entre 0,9 a 1,1 (C.O.V de 9%) e entre 1,0 a 1,5 para a uma degradação de 20% de capacidade resistente para as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, acopladas com viga de alvenaria armada e abertura de porta. No entanto, as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, acopladas com viga de concreto armado e abertura de porta, as gamas destes valores aumentaram para 0,7 a 1,6 (C.O.V de 37%) para carga final e para 1,06 a 2,08 para degradação a 20% da capacidade resistente, respectivamente. O aumento significativo da ductilidade em função do deslocamento a uma degradação de 20% da capacidade resistente das paredes acopladas com viga de concreto armado em comparação com as paredes acopladas com viga de alvenaria armada foi óbvio a partir dos resultados dos ensaios e da análise da resposta das curvas carga-deslocamento.

As paredes com acoplamento em viga de concreto armado e dotada de abertura de porta apresentou um aumento na capacidade de ductilidade em comparação com as paredes acopladas com viga de alvenaria e abertura de porta de aproximadamente cerca de 28% de aumento obtido com base nos dados.

Existem várias discussões na literatura sobre a definição apropriada da ductilidade em função do deslocamento para comportamentos que não são idealmente elásticos (Park e Paulay, 1975, Shay *et al.*, 1989a, Paulay e Priestley 1992, Priestley *et al.*, 1996, Tomazevic, 1998) mas, como destacado por Priestley (2000) e Priestley *et al.* (2007), não há um consenso geral ou uma definição unificada para o escoamento e os deslocamentos últimos. No entanto, vários pesquisadores propuseram sistemas de plástico elástico perfeito para avaliar a ductilidade de deslocamento a partir de resultados medidos experimentalmente. Eles usam métodos diferentes para definir um sistema equivalente.

Para cada parede, as deformações médias sobre os segmentos ao longo da altura da parede foram calculadas com base nas medições dos potenciômetros de deslocamento vertical fixados nas extremidades da parede. As deformações de compressão médias da alvenaria calculadas com base nas medições do potenciômetro foram realizadas a 225 mm de altura das faces da base de fundação.

As médias das deformações de compressão máxima da alvenaria medida sobre os 225 da base de fundação ou sobre a face das lajes foram relatadas na Tabela 89 e na Figura 139. Em geral, as deformações de compressão da alvenaria considerando à carga última, sobre 225 mm da base das paredes foram, em média, cerca de  $1,27 \times 10^{-3}$  mm/mm e aproximadamente metade das deformações de compressão máximas de  $2,5 \times 10^{-3}$  mm/mm e  $3,0 \times 10^{-3}$  mm/mm, especificados por Shedid (2009) e Banting (2013), respectivamente.

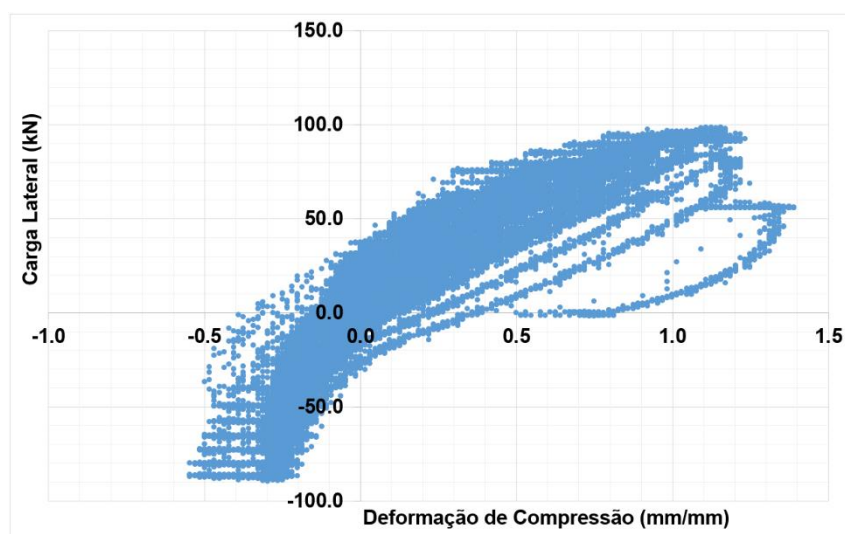


Figura 139 - Deformações médias da alvenaria sobre os 225 mm da base das paredes ensaiadas

Tabela 89 - Deformações de compressão média da alvenaria medida sobre 225 mm da base de fundação.

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Deslocamento de topo		Deformação máxima da alvenaria ( $10^{-3}$ mm/mm)	
			(+) ve Direção	(-) ve Direção	LVDT 1	LVDT 2
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	13,20	11,50	1,1818	1,0273
P2			7,50	12,10	1,2182	0,8455
P3			11,50	14,030	1,3455	1,7091
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	13,90	14,73	1,0273	1,0909
P5			15,80	13,00	1,8000	1,3636
P6			15,40	21,40	2,0545	1,1818
P7		Viga de Concreto Armado	11,45	9,13	1,6545	1,3273
P8			17,20	16,70	0,8273	1,4909
P9			11,40	12,10	0,8091	1,7727
Média geral (kN)			13,20	13,00	1,2182	1,3273
Coeficiente de variação (%)			22,3	27,3	35,6	23,4

### 6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O objetivo principal da pesquisa foi de estudar o comportamento de paredes de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas sujeitas a cargas laterais no plano da parede, para responder as perguntas: Como as paredes de contraventamento dotadas de aberturas e parcialmente grauteadas podem contribuir para a estabilidade da carga lateral de

edifícios em alvenaria estrutural. Será que as paredes de contraventamento irão se comportar como pórticos ou as regiões sob as aberturas se comportarão como uma biela? Quais são as diferenças entre a concepção de uma viga rígida de concreto armado ou viga de alvenaria para acoplar as paredes de contraventamento?

Conforme mostrado na Figura 79 e Figura 80, o desenho das paredes de alvenaria aqui ensaiadas e analisadas foi concebido para simular edifícios altos em alvenaria estrutural parcialmente grauteadas e dotadas de abertura de portas ou janelas, acopladas por vigas de alvenaria ou de concreto armado, sujeitas a ações laterais de vento, largamente encontrados em edifícios altos no Brasil. As paredes foram armadas conforme detalhes dos projetos brasileiros. As nove paredes de alvenaria de concreto apresentaram variações no tipo de abertura: porta ou janela e tipo de acoplamento: viga de alvenaria armada ou de concreto armado.

Ainda, os resultados de ensaio dos programas experimentais, desenvolvidos por Shedid (2009) e Banting (2013), em paredes de alvenaria de contraventamento armada, totalmente grauteadas e sem aberturas, e os resultados dos ensaios do programa experimental aqui apresentados, desenvolvido na Brigham Young University, em paredes de alvenaria de contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas foram analisados e comparados.

Ambas as paredes foram sujeitas a carga lateral cíclica no plano da parede e romperam em cisalhamento, foram construídas com o mesmo tipo de bloco, escala  $\frac{1}{2}$ , e entregues pelo mesmo fabricante. Todos os estudos experimentais, aqui apresentados e analisados, empregaram procedimentos de ensaio com controle de deslocamento consistindo em múltiplos ciclos de carga reversa. Os procedimentos de carregamento são descritos em detalhe nas referências citadas, que consistiram em histórias de deslocamento de carga predefinidas caracterizadas por aumentar a amplitude até a falha. A utilização de um procedimento de carga semelhante e taxas de carga semelhantes em cada estudo produziu dados experimentais comparáveis.

A análise dos resultados dos ensaios apresentados na seção 7.3 foi o foco principal deste capítulo. O objetivo foi extrair informações quantitativas analisando e comparando esses resultados de ensaios e identificando os efeitos de diferentes parâmetros mencionados no comportamento da parede. Esta intenção foi de dar um passo em frente para uma melhor compreensão das paredes de alvenaria de contraventamento, com blocos de concreto,

parcialmente grauteadas e dotas de aberturas. Uma melhor compreensão das respostas das paredes resultará em previsões mais realistas dos parâmetros de desempenho as ações laterais para tais paredes. Essas informações seriam então utilizadas na avaliação do comportamento e dimensionamento da alvenaria estrutural.

Portanto, neste capítulo foram apresentadas deformações e deslocamentos medidos nos ensaios e os resultados foram utilizados para avaliar o efeito das aberturas, o efeito do acoplamento e do grauteamento nas paredes de alvenaria de contraventamento, sujeitas a cargas laterais no plano da parede. Portanto, os resultados foram tabelados e comparados com os resultados obtidos por Shedid (2009) e por Banting (2013).

Os deslocamentos totais medidos para todas as paredes, no início do escoamento da barra de armadura mais externa,  $\Delta_y$  e relativo à carga final,  $\Delta_u$ , foram listados na Tabela 81, Tabela 82 e na Tabela 83. Os deslocamentos experimentais medidos para todas as paredes ensaiadas foram comparados com os resultados apresentados por Shedid (2009) e Banting (2013), mostrados na Tabela 84 e na Tabela 85, com o objetivo de observar e compreender melhor a influência do grauteamento, acoplamento e das aberturas sobre as paredes de contraventamento e a análise dos resultados é apresentada abaixo. Os resultados dessas comparações são apresentados na seção 7.4.1.

### 6.3.1 INFLUÊNCIA DAS ABERTURAS/GRAUTEAMENTO/ACOPLAMENTO

Nesta seção foi discutida a influência do tipo de aberturas, porta ou janela, tipo de acoplamento, viga de alvenaria ou viga de concreto, assim como, do grauteamento no comportamento das paredes de contraventamento. De acordo com Parsekian *et al.* (2014) as paredes de contraventamento dotadas de aberturas, quando comparadas com paredes cegas, podem ser entendidas como feita de pilares e vigas de alvenaria, analisadas e dimensionadas como pórticos. No entanto, observa-se que a distribuição da força cortante lateral e do momento fletor em paredes acopladas com aberturas é muito mais complexa do que no caso de paredes cegas.

As aberturas podem reduzir significativamente o comportamento, a rigidez e a capacidade de resistência de paredes de contraventamento parcialmente armadas e dotadas de aberturas, comparadas com paredes cegas, quando se considera que essas paredes podem ser ligadas por vigas de alvenaria ou de concreto armado, Parsekian *et al.* (2014). Os autores recomendam que o dimensionamento das vigas, principalmente de alvenaria armada, para o

acoplamento das paredes, seja realizado com extremo cuidado, visto que são elementos de baixa altura, rigidez e resistência ao cisalhamento e a flexão. E que se deve prever o limite de fissuração e a taxa de armadura das vigas, podendo muitas vezes levar a uma diminuição considerável da rigidez do pórtico.

As paredes aqui ensaiadas, relatadas e analisadas foram dotadas de aberturas de portas e janelas, sem variação na forma de grauteamento e armadura. As variações na construção das paredes incluem também a forma de acoplamento, realizado com vigas de alvenaria armada ou com vigas de concreto armado. Aberturas podem reduzir significativamente o comportamento, a rigidez e a capacidade resistente de paredes de contraventamento, conforme mostrado em ensaios experimentais relatados por El-Safie *et al.* (2002), Leiva e Klingner (1994), Voon e Ingham (2008).

### Capacidade resistente das paredes

A capacidade resistente a cargas laterais no plano da parede, das paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas aqui ensaiadas foi analisada. Observações foram feitas e os resultados também foram comparados com o ensaio obtidos por Shedid (2009) e Banting (2013).

Os resultados dos ensaios aqui apresentados foram comparados com aqueles obtidos por Shedid (2009), para verificar a influência das aberturas nas paredes de alvenaria de contraventamento. Os resultados de ensaio das paredes 1, 2 e 3, do programa experimental de Shedid 2009, foram escolhidos para comparativo. Essas paredes apresentavam uma altura constante de 3990 e comprimento de 2,3, portanto, uma relação altura/comprimento de 1,73 e foram armadas com 19, 11 e 11 barras verticais, parede 1 e paredes 2 e 3, respectivamente e com barras horizontais (taxa de armadura de 0,6%). Sendo a parede 1, totalmente grauteada e as paredes 2 e 3 parcialmente grauteadas. As paredes não apresentavam qualquer tipo de abertura, situação ideal para verificar a influência da abertura no comportamento de paredes de contraventamento. Essas paredes foram escolhidas por apresentarem semelhanças com as paredes aqui ensaiadas e com isso fornecem ótimos resultados comparativos.

Os resultados da comparação em termos de resistência a cargas laterais, entre os resultados do programa experimental, aqui desenvolvido para paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas versus os resultados obtidos

por Shedid (2009) para paredes de alvenaria de contravento armadas e cegas, são apresentados na

Tabela 90 em termos de porcentagem.

Tabela 90 – Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Shedid (2009)

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Pesquisa corrente versus Shedid (2009)					
			Par1		Par2		Par3	
			Q <sub>u</sub>	Q <sub>y</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>y</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>y</sub>
<b>P1</b>	<b>Janelas</b>	<b>Viga de alvenaria armada</b>	56%	94%	66%	70%	67%	92%
<b>P2</b>			53%	59%	62%	44%	63%	58%
<b>P3</b>			60%	91%	70%	68%	71%	89%
<b>P4</b>	<b>Porta</b>	<b>Viga de alvenaria armada</b>	64%	108%	75%	80%	76%	105%
<b>P5</b>			54%	91%	63%	68%	65%	89%
<b>P6</b>			58%	87%	68%	65%	69%	85%
<b>P7</b>		<b>Viga de Concreto Armado</b>	53%	80%	62%	59%	64%	78%
<b>P8</b>			67%	109%	78%	81%	80%	107%
<b>P9</b>			56%	62%	65%	46%	66%	60%

Observa-se, conforme comparação apresentada na

Tabela 90, que as aberturas/acoplamento/grauteamento influenciam como havia de se esperar, a capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento. Os resultados da comparação, indicam uma redução no geral de aproximadamente 20%-47% na capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento com blocos de concreto, quando se introduz aberturas, seja de porta ou janela, acopladas com vigas de alvenaria armada ou de concreto armado e quando se considera o grauteamento parcial. Da mesma forma, observou-se uma redução da capacidade resistente de escoamento das paredes de aproximadamente 5%-56%. Variação maior é observada, conforme se pode ver na

Tabela 90, quando se compara as capacidades resistentes de escoamento das paredes ensaiadas e apresentadas por Shedid (2009).

Igualmente os resultados da pesquisa aqui apresentada em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, sujeitas a cargas laterais no plano da parede, foram comparadas com os resultados obtidos por Banting (2013). Com o objetivo de verificar e analisar a influência do acoplamento, das aberturas e do grauteamento na capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento.

Os resultados de ensaio das paredes 6, 7, e 10, do programa experimental de Banting (2013), foram escolhidos para comparativo. Essas paredes apresentavam uma altura constante de 3990 mm e comprimento constante de 1805 mm. Portanto, uma relação altura/comprimento de 2,14. As paredes apresentavam a mesma configuração de três andares e foram construídas com blocos de concreto na escala 1/2. As paredes foram parcialmente armadas, na vertical (barras de número 10), a cada três furos dos blocos com taxa de armadura vertical de 0,3 e armadas também foram colocadas na horizontal (Barras D4) com taxas de armaduras de 0,56%. Assim como, em Shedid (2009), as paredes não apresentavam qualquer tipo de abertura, situação ideal para verificar a influência da abertura no comportamento de paredes de contraventamento. Essas paredes foram escolhidas por apresentarem semelhanças com as paredes aqui ensaiadas e com isso fornecem ótimos resultados comparativos.

Os resultados da comparação em termos de resistência a cargas laterais, no escoamento da armadura e carga última, entre os resultados do programa experimental, aqui desenvolvido para paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas versus os resultados obtidos por Banting (2013) para paredes de alvenaria de contraventamento armadas e cegas, são apresentados na Tabela 91.

Tabela 91 - Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Banting (2013)

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Pesquisa corrente versus Banting (2009)					
			Par1		Par2		Par3	
			Qu	Qy	Qu	Qy	Qu	Qy
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	65%	92%	70%	96%	79%	100%
P2			61%	58%	66%	61%	75%	63%
P3			69%	89%	75%	93%	85%	97%
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	73%	105%	80%	110%	90%	115%
P5			62%	89%	68%	93%	77%	97%
P6			67%	85%	73%	89%	82%	93%
P7		Viga de Concreto Armado	61%	78%	67%	81%	76%	85%
P8			77%	107%	83%	111%	94%	116%
P9			64%	60%	70%	63%	79%	66%

Na Tabela 91, são apresentadas uma comparação entre os resultados dos ensaios aqui desenvolvidos e os resultados obtidos por Banting (2013). Como se pode observar as aberturas/acoplamento/grauteamento influenciam a capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento. Os resultados da comparação, indicam uma redução no geral de aproximadamente 6%-39% na capacidade resistente as cargas laterais das paredes de



alvenaria de contraventamento com blocos de concreto, quando se introduz aberturas, seja de porta ou janela, acopladas com vigas de alvenaria armada ou de concreto armado e quando se considera o grauteamento parcial. Da mesma forma, observou-se uma redução da capacidade resistente de escoamento das paredes de aproximadamente 0%-42%. Variação maior é observada, conforme se pode ver na

Tabela 90, quando se compara as capacidades resistente de escoamento das paredes ensaiadas e apresentadas por Banting (2013)

### **Deslocamento no plano da parede**

Igualmente, como apresentando na seção 7.4.1.1, a capacidade de deformação das cargas laterais no plano da parede, das paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas aqui ensaiadas, foram analisadas e comparadas com os resultados de ensaio obtidos por Shedid (2009) e Banting (2013). Para essa comparação, foram escolhidas as mesmas paredes, utilizadas na seção 7.4.1.1.

Os resultados dessa comparação em termos deslocamento de topo em função do escoamento e devido à carga máxima, para paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, versus os resultados obtidos por Shedid (2009) para paredes de alvenaria de contraventamento armadas e sem aberturas, são apresentados na Tabela 92.

Tabela 92 - Resultados experimentais: Pesquisa atual versus Shedid (2009)

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Pesquisa corrente versus Shedid (2009)					
			Par1		Par2		Par3	
			Du	Dy	Du	Dy	Du	Dy
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	49%	155%	39%	126%	34%	143%
P2			39%	224%	31%	181%	27%	207%
P3			51%	146%	41%	118%	35%	135%
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	57%	165%	45%	134%	40%	153%
P5			57%	151%	46%	122%	40%	140%
P6			73%	231%	58%	187%	51%	214%
P7		Viga de Concreto Armado	41%	167%	33%	135%	29%	155%
P8			67%	152%	54%	123%	47%	141%
P9			47%	84%	37%	68%	33%	78%

Tabela 93 - Resultados experimentais: pesquisa atual versus Banting (2013)

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Pesquisa corrente versus Banting (2013)					
			Par1		Par2		Par3	
			Du	Dy	Du	Dy	Du	Dy
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	15%	144%	12%	132%	16%	100%
P2			12%	208%	9%	191%	12%	145%
P3			15%	135%	12%	124%	16%	94%
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	17%	153%	14%	141%	18%	107%
P5			17%	140%	14%	129%	18%	98%
P6			22%	214%	18%	197%	23%	149%
P7		Viga de Concreto Armado	12%	155%	10%	143%	13%	108%
P8			20%	141%	16%	130%	21%	98%
P9			14%	78%	11%	72%	15%	54%

Em comparação com os resultados obtidos por Shedid (2009), observa-se que as paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, apresentam uma redução considerável de capacidade de deslocamento lateral no plano da parede. Observou-se reduções de aproximadamente 27% a 73%, na capacidade de deformação no plano da parede, para as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas em comparação com as paredes de contraventamento armadas, conforme Tabela 92. Da mesma forma, quando se compara os resultados com os valores obtidos por Banting (2013), percebe-se uma redução ainda maior na capacidade de deformação lateral das paredes de contraventamento ensaiadas. Tal capacidade de deformação lateral no plano da parede, para as paredes ensaiadas por Banting (2013), foram conseguidas devido ao confinamento das extremidades de todas as paredes ensaiadas pelo autor.

### 6.3.2 RIGIDEZ

Para avaliar a variação na rigidez das paredes com aumento de carga e deslocamento no topo, utilizou-se a rigidez secante, definida como a razão entre a resistência lateral e o correspondente deslocamento lateral no topo da parede, Priestley *et al.* (2007). Os valores de rigidez médios medidos experimentalmente de todas as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, obtidos a partir de ambas as direções de carregamento, quando do escoamento do armadura vertical (comumente usados em projeto para ações laterais), antes e depois do aparecimento da primeira fissura e à carga máxima foram listados na Tabela 94 a Tabela 97.

A rigidez de todas as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas ensaiadas, foram também analisadas e comparadas com os resultados de ensaio apresentados por Shedid (2009) e Banting (2013) em paredes de alvenaria de contraventamento armadas e sem aberturas.

Tabela 94 – Rigidez das parede ensaiadas -Carga máxima

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Carga Lateral Máxima - $Q_u$ (kN)		Deslocamento no topo (mm) - $D_u$		Rigidez	
			(+) ve Direção	(-) ve Direção	(+) ve Direção	(-) ve Direção	(+) ve Direção	(-) ve Direção
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	99,0	101,3	13,20	11,50	8	9
P2			89,6	98,7	7,50	12,10	12	8
P3			103,5	110,2	11,50	14,03	9	8
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	109,2	118,1	13,90	14,73	8	8
P5			97,5	96,1	15,80	13,00	6	7
P6			101,0	106,2	15,40	21,40	7	5
P7		Viga de Concreto Armado	101,4	89,0	11,45	9,13	9	10
P8			126,2	111,7	17,20	16,70	7	7
P9			98,0	100,5	11,40	12,10	9	8
Média geral (kN)			101,0	101,3	13,20	13,00	7,9	8,0
Coeficiente de variação (%)			10,1	8,8	22,30	27,30	21,8	16,9

Tendo em conta todas as paredes ensaiadas, os resultados de rigidez, considerando a carga máxima, foi em média igual a 7,9 kN/mm e 8 kN/mm, respetivamente, direção (+) ve e direção (-) ve, com uma variação de resultados na ordem de 16,9% a 21,8%. Observa-se uma grande variação a rigidez média de todas as paredes ensaiadas, considerando todos os parâmetros aqui propostos e analisados.

As paredes de contraventamento acopladas com viga de concreto armado, considerando a abertura de porta, indicaram maior rigidez em comparação com as paredes acopladas com viga de alvenaria armada (variação na média de 14% a 21%). Da mesma forma observa-se que existe influência do tipo de abertura, porta ou janela, na rigidez das paredes de contraventamento (variação na média de 16,9% á 27,4%). Os resultados do cálculo da rigidez para as paredes aqui ensaiadas, considerando o aparecimento da primeira fissura são apresentados na Tabela 95, assim como a rigidez logo após o surgimento da primeira fissura e logo após o escoamento da armadura vertical.

Tabela 95 – Rigidez das paredes ensaiadas – Após a primeira fissura

Aberturas	Acoplamento	Primeira Fissura (mm)	Carga Lateral 1º fissura (kN) – Qf		Rigidez (kN/mm)	
			(+) ve Direção	(-) ve Direção	(+) ve Direção	(-) ve Direção
Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	3,92	67,50	67,50	17	17
		5,32	78,75	78,75	15	15
		3,36	62,00	62,00	18	18
Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	3,15	52,50	52,50	17	17
		5,32	70,00	70,00	13	13
		5,32	75,00	75,00	14	14
	Viga de Concreto Armado	5,32	80,00	75,00	15	14
		5,32	82,50	82,50	16	16
		5,32	75,00	75,00	14	14

Os resultados do cálculo da rigidez apresentados na Tabela 95, indicam, em média, uma rigidez de 15 kN/mm, com uma variação de C.O.V de 12%, após o aparecimento da primeira fissura nas paredes ensaiadas. Igualmente, os resultados do cálculo da rigidez para as paredes aqui ensaiadas, considerando o deslocamento e a carga lateral no topo da parede antes do aparecimento da primeira fissura, região linear, são apresentados na Tabela 96.

Tabela 96 – Rigidez das paredes antes da primeira fissura – Região linear.

Aberturas	Acoplamento	Deslocamento linear (mm)	Carga Lateral (kN) - Ql		Rigidez (kN)	
			(+) ve Direção	(-) ve Direção	(+) ve Direção	(-) ve Direção
Janelas	Viga de alvenaria de Concreto	1,5	44	40	29	27
		1,5	46	45	31	30
		1,5	45	56	30	37
Porta	Viga de Alvenaria de Concreto	1,5	42	42	28	28
		1,5	45	40	30	27
		1,5	42	40	28	27
	Viga de Concreto Armado	1,5	48	45	32	30
		1,5	50	45	33	30
		1,5	45	40	30	27
Média geral (kN)			45,0	42,0	30,0	28,0
Coeficiente de variação (%)			5,7	12,3	5,7	12,3

Apresentados na Tabela 96, estão os cálculos da rigidez linear antes da primeira fissura. Em média as paredes ensaiadas, indicam uma rigidez linear de 29,5 kN/mm antes da fissuração das paredes ensaiadas, com uma variação de C.O.V de 9%. Rigidez maior, antes da fissuração, é medida nas paredes com aberturas de janelas, o que já era de se esperar, conforme mostrado na Tabela 96. Com base nos resultados apresentados na Tabela 95 e na Tabela 96, observa-se uma perda de 50% na rigidez das paredes após o aparecimento da primeira fissura.

Tabela 97 - Rigidez das paredes -carga de escoamento.

Paredes ensaiadas	Aberturas	Acoplamento	Carga Lateral de escoamento - $Q_y$ (kN)	Deslocamento de escoamento (mm) – $D_y$	Rigidez
P1	Janelas	Viga de alvenaria armada	98,8	13,18	7
P2			62,6	19,05	3
P3			96,5	12,40	8
P4	Porta	Viga de alvenaria armada	113,7	14,04	8
P5			95,9	12,86	7
P6			92,0	19,66	5
P7		Viga de Concreto Armado	84,0	14,22	6
P8			115,2	12,96	9
P9			65,3	7,14	9
Média geral (kN)			95,9	13,20	7,5
Coeficiente de variação (%)			19,3	28,20	26,2

Igualmente, comparando os resultados apresentados na Tabela 96 e Tabela 97, observa-se uma perda de rigidez de aproximadamente 55% das paredes, comparando a rigidez das paredes antes da fissuração e depois do escoamento da armadura vertical. Grande variação na rigidez, das paredes ensaiadas, na ordem de 3 a 9 kN/mm foi observada, considerando o carregamento e deslocamento lateral no topo da parede, logo após o escoamento das barras de armadura vertical. Em média, observa-se, uma redução de 6% na rigidez das paredes ensaiadas, após o escoamento inicial das armaduras em comparação com a rigidez nos estágios finais do ensaio.

Tendo em conta as paredes ensaiadas por Shedin (2009) e aqui mencionadas, a rigidez foi de 13; 12; 12 kN/mm, nas paredes W1; W2 e W3 respetivamente, considerando o primeiro escoamento do armadura vertical, sendo a rigidez antes da fissuração de 28; 39 e 38kN/mm. Para a carga máxima, a rigidez observada pelos autores foi de 7; 5 e 4 kN/mm. A redução da rigidez das paredes depois da fissuração de aproximadamente 54%; 70% e 69%, foram obtidas

pelo autor. Comparando, os resultados obtidos por Shedid (2009) em paredes de contraventamento totalmente armadas e cegas com os resultados dos ensaios aqui relatados, conforme Tabela 94 (carga máxima), em paredes de contraventamento, em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, observa-se uma redução de rigidez na ordem dos 6% aos 66%. Percebe-se, portanto, uma grande variabilidade de resultados de rigidez. Considerando, no entanto, a carga lateral, quando do escoamento inicial da armadura vertical, os resultados indicam uma variabilidade maior. A redução da rigidez na ordem de 0 a 113%, foi verificada, comparando as paredes de alvenaria de contraventamento totalmente armada e as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de abertura.

Igualmente, os resultados de rigidez obtidos nos ensaios de paredes testados por Banting (2013) e aqui mencionados, foram utilizados para comparar com os valores de rigidez obtidos nos ensaios aqui relatados. Para as paredes escolhidas de Banting (2013), a rigidez antes da fissuração foi igual a 31,3; 29,6 e 18,8 kN/mm nas paredes W6; W7 e W10 respectivamente. Após a fissuração das paredes e antes do escoamento da armadura vertical os valores de rigidez obtidos pelo autor foram de 6,5; 3,2 e 2,2 kN/mm nas paredes W6; W7 e W10 respectivamente. Após o escoamento da armadura vertical os valores de rigidez obtidos foram de 11,8; 10,4 e 7,5 kN/mm. A análise dos valores de rigidez calculados por Banting (2013), indicam uma redução de aproximadamente 80%; 90 e 89% da rigidez das paredes após fissuração. Comparando, a rigidez das paredes ensaiadas antes da fissuração e depois do escoamento da armado, os dados mostram uma redução menor, aproximadamente de 40%.

De acordo com Parsekian *et al.* (2014) a rigidez elástica de uma parede pode ser considerada como o inverso do deslocamento causado por uma força lateral unitária ( $R=1/\Delta$ ). Portanto, segundo os autores, para uma parede retangular e considerando que  $G=0,4Ea$ , o cálculo da rigidez para uma parede em balanço e sem aberturas pode ser estimada através da Equação 21.

$$R_b = \frac{Ea \cdot t}{\left[4 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l}\right)^3\right]} \quad \text{Equação [21]}$$

O cálculo de rigidez apresentado na Equação 21, leva em conta os deslocamentos devidos a flexão e ao cisalhamento. De acordo com Parsekian *et al.* (2014), as contribuições relativas do cisalhamento dependem da relação altura/comprimento ( $h/l$ ) da parede. Observa-

se, portanto, que a rigidez relativa varia ao longo da altura do edifício. Os autores, indicam que o cálculo da rigidez com relação  $h/l$  relativamente grande, considerar apenas a porção de flexão no dimensionamento é relativamente preciso. Contudo, para casos em que a relação  $h/l < 0,25$ , considerar o cálculo da rigidez baseadas apenas no cisalhamento indica valores suficientemente precisos. A rigidez deve incluir a parte de cisalhamento e de flexão quando a relação  $h/l$  varia no intervalo de 0,25 e 4,0.

Considerando a Equação 21, e considerando as propriedades da alvenaria ensaiada:  $E_a = 800 \times f_m$  (conforme especificações da norma brasileira), a rigidez estimada por Parsekian *et al.* (2014) para uma parede cega e em balanço foi comparada aos resultados de ensaio aqui apresentados em paredes parcialmente grauteadas e dotadas de abertura, com relação altura/comprimento de 1,5. Na média, a comparação da rigidez elástica de uma parede de contraventamento armada sem aberturas, utilizando a Equação 21 ( $R_b = 57$  kN/mm), comparado com os resultados do cálculo da rigidez média aqui apresentados em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas ( $R_{bm} = 29,5$  kN/mm, C.O.V = 9%), antes da fissuração, apresentou uma redução de 49% de rigidez na média, quando se introduz aberturas nas paredes, considerando o acoplamento com viga de alvenaria ou viga de concreto armado.

As variações da rigidez com o aumento dos deslocamentos do topo das paredes foram apresentadas da Figura 140 a Figura 142 para todas as paredes ensaiadas. A tendência de degradação da rigidez para todas as paredes foi semelhante e mostrou diminuições significativas com o aumento da deflexão de topo.

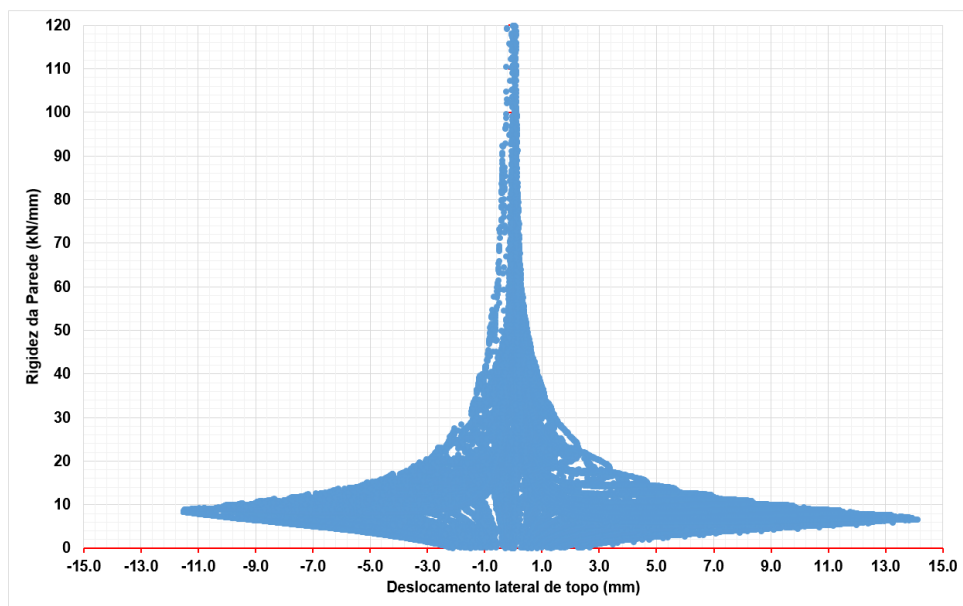


Figura 140 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Paredes com abertura de janelas – Acoplada com viga de alvenaria armada

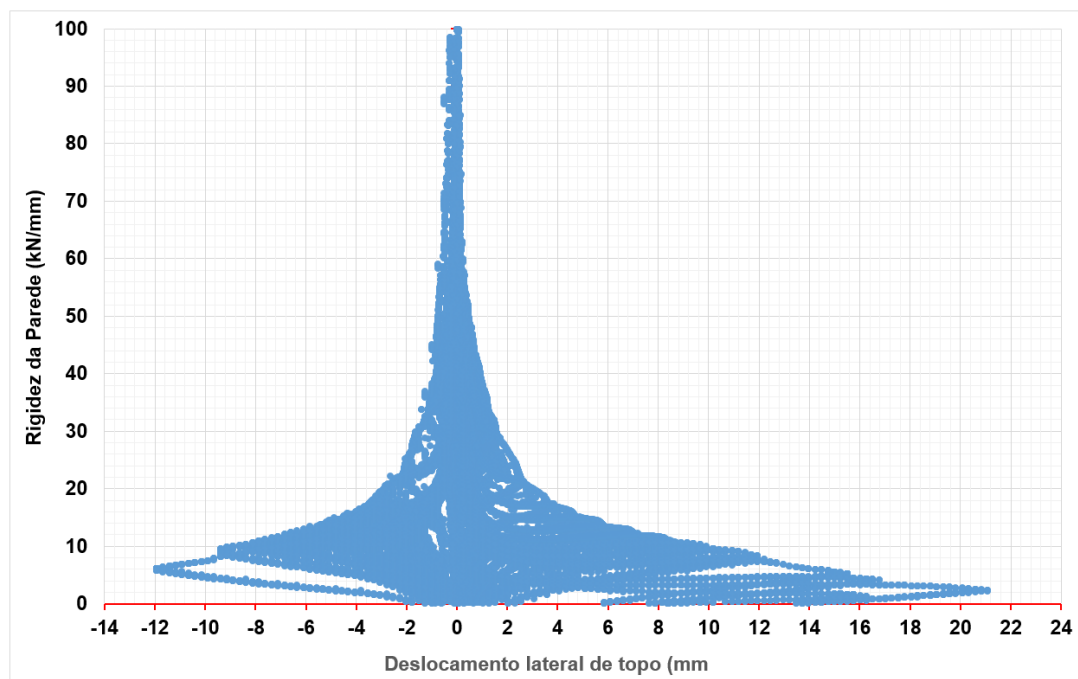


Figura 141 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Abertura de porta - Acoplada com viga de concreto armado



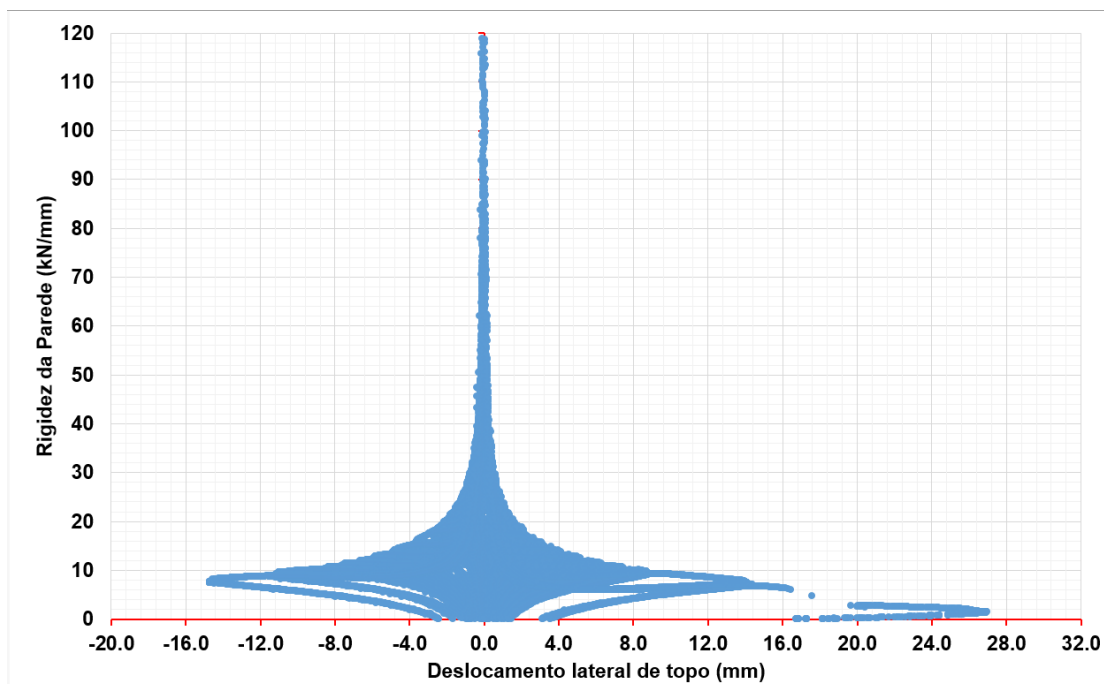


Figura 142 – Rigidez das paredes com o aumento do deslocamento lateral de topo – Abertura de porta - Acoplada com viga de alvenaria armada

A relação altura/comprimento da parede tem grande influência na rigidez das paredes de contraventamento. O cálculo dos componentes de deformação, seção 7.2, mostrou que em média 80% da deformação das paredes aqui ensaiadas foi devido a flexão. Portanto, a rigidez atingida pelas paredes foi devido em boa parte a parcela de cisalhamento.

### 6.3.3 COMPARAÇÃO ENTRE A INSTRUMENTAÇÃO FÍSICA E O DIC

Além da instrumentação física em uma das faces das paredes, na outra face onde as medições diretas não foram tomadas, uma análise computacional por correlação de imagem digital (DIC), foi utilizada para medir o deslocamento e a deformação superficial em todas as paredes ensaiadas. Isto é conseguido pela primeira atribuição de uma grelha de nós à área de interesse definida na imagem de referência. A análise começa com um padrão de pixel, agindo como um ponto de referência nas paredes, a que as imagens subsequentes são comparadas. A análise dos nós dentro da grade de referência é então comparada com a grade adjacente de pixels, que é definida com base no tamanho do passo escolhido, o padrão é 5 pixels. A partir disso, o software mapeia a localização e a intensidade dos pixels na imagem de referência e os compara com a imagem deformada. O uso das configurações padrões resulta em um nível de confiança de medições de deformação de 0,1 (0,05 mm). A aceitabilidade de uma análise DIC

é verificada pelo número de iterações de cálculo requeridas, onde a análise das paredes com as configurações padrão resultou em uma média de 1,9 a 2,3 iterações, um número menor que cinco indica uma medida precisa (CINTRON e SAOUMA, 2008).

O objetivo é utilizar a análise DIC para produzir deslocamentos e deformações médias na superfície de cada parede sobre o seu histórico de carga e compará-los com as medições físicas. Larguras de fissuras também podem ser mapeadas diretamente pelo software em áreas onde as tensões de flexão e cisalhamento de tração forem concentradas.

Devido a altura das paredes, conseqüentemente, a largura do laboratório não foi suficiente para que fossem tiradas fotografias, para a correlação de imagens, de toda a altura da parede. Com isso, durante o ensaio, foi escolhido, para cada parede, dois andares para serem utilizadas na correlação de imagem.

A preparação das paredes para análise neste caso exigiu um padrão aleatório preto e branco pintado num dos lados das paredes como mostra a Figura 143. Uma câmara de 5 megapíxeis foi fixada no local e utilizada para tirar fotografias digitais em preto e branco da parede durante o ensaio para cada ciclo de deslocamento, como mostra a Figura 144.

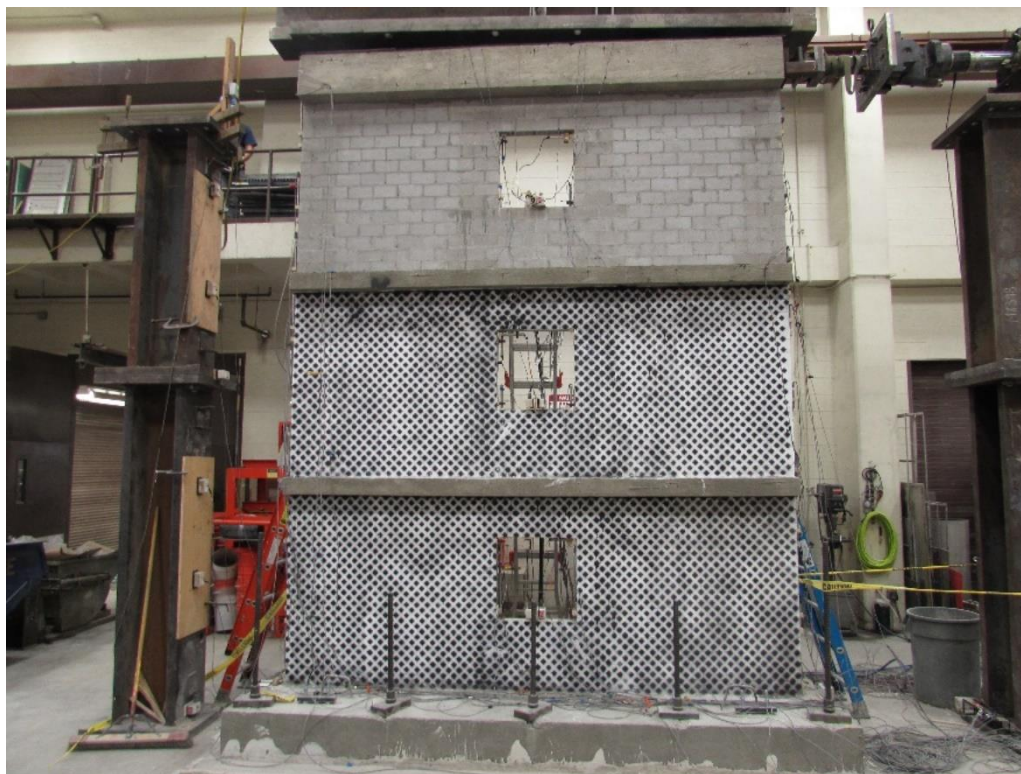


Figura 143 – Configuração da parede antes de captar as imagens para correlação de imagem



Figura 144 – Ilustração das câmeras utilizadas no DIC.

De acordo com Cintron e Saouma 2008, para uma análise bem-sucedida usando DIC, speckles preto deve ser entre 10 - 30 pixels de tamanho o que é necessário para os ajustes padrões no software. O software selecionado foi o ISTR4 4-D, que analisa o padrão dentro de uma grade com tamanho de 27 pixels x 27 pixels. Fotos de cada parede foram tiradas imediatamente antes do ensaio para atuar como imagem de referência, com fotos subsequentes tiradas no deslocamento de pico de cada ciclo de deslocamento. Os algoritmos DIC seguem o movimento relativo dos pixels sobre o histórico de carga de uma amostra de ensaio à medida que se deforma.

Uma vez que as paredes foram também medidas usando LVDTs convencionais montados nas paredes durante o ensaio, a calibração e comparação das medições DIC para os LVDTs foi conduzida. A análise DIC retorna deformações superficiais relativas e deslocamentos da superfície das paredes em termos de tamanho relativo de pixel. Para facilitar a comparação com medidas de LVDT, a imagem de referência para cada parede, tomada antes do carregamento, é usada para calibrar entre tamanho de pixel e dimensão física. As imagens DIC foram então calibradas com base em marcadores físicos de uma dimensão física conhecida nas paredes e a área da parede é selecionada para análise (omitido componentes do conjunto de teste que estão no campo de visão) como indicado na Figura 4,9a, o que, em média, resultou num tamanho de pixel calibrado de 0,5 mm x 0,5 mm. As deformações interpretadas a partir da DIC podem ser traçadas como deslocamento vertical ou como deslocamento horizontal.

As localizações exatas dos LVDT foram subsequentemente mapeadas na imagem de referência de DIC para cada parede ensaiada e os deslocamentos verticais foram exportados sobre as histórias de carga para cada parede. A comparação entre as medições físicas LVDT e DIC para o deslocamento da parede foram realizadas, comparando as envoltórias das curvas de carga – deslocamento lateral, conforme mostra a Figura 145, e os resultados são apresentados e discutidos a seguir.

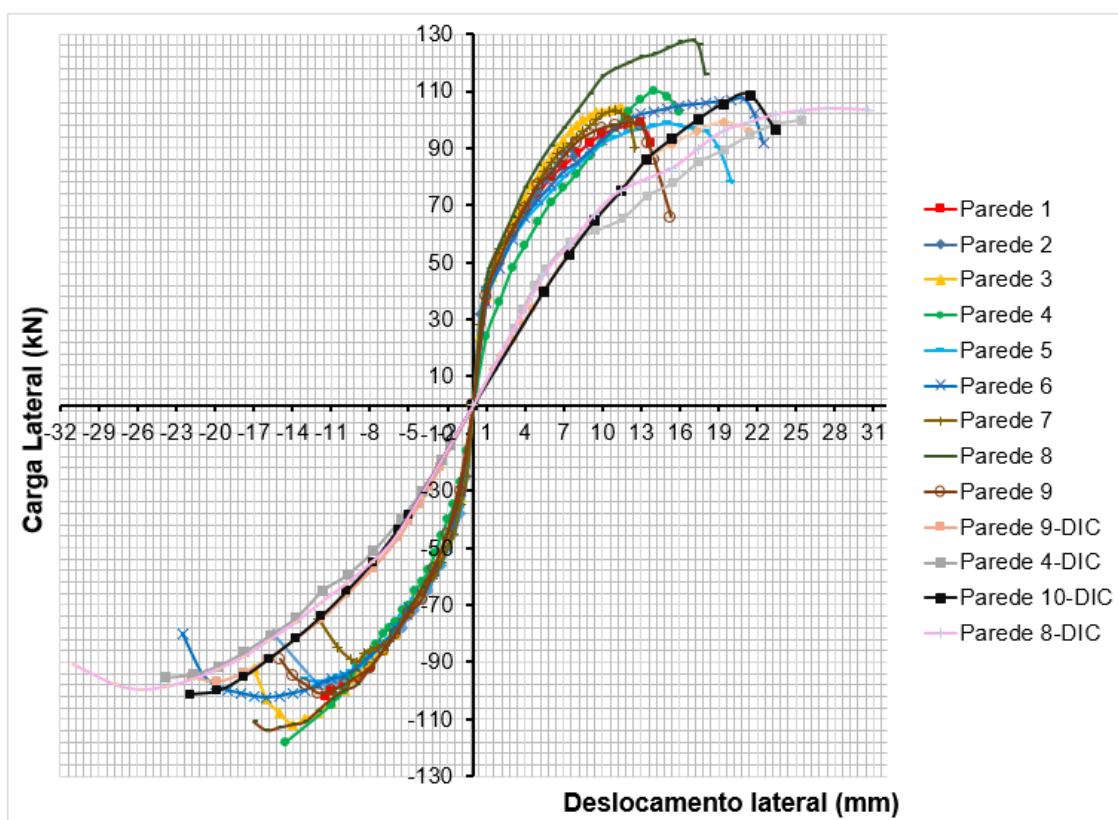


Figura 145 -Comparação do DIC versus Instrumentação física

Como se pode observar, Figura 145, as medições feitas com o DIC e apresentadas nas envoltórias acima, apresentam deslocamentos bem maiores do que os obtidos pela instrumentação física, com utilização de transdutores de deslocamento. Contudo, o comparativo das envoltórias carga-deslocamento lateral, indica um comportamento semelhante.

Em geral, as medições de DIC e LVDT estavam dentro de  $\pm 0,1$  mm entre si, no entanto, o uso de DIC em ciclos de deslocamento muito elevados foi impedido pela ocorrência de

desprendimento e separação das paredes dos blocos. Observou-se que a DIC se tornou ineficaz nas áreas onde ocorreram os danos mais bruscos, uma questão semelhante com os LVDT montados nessas superfícies.

No que diz respeito a deformação, DIC apresentou desempenho semelhante aos obtidos durante os ensaios experimentais. Os resultados são mostrados na Figura 146 e na Figura 148, onde as áreas coloridas além de um azul forte são as áreas onde as fissuras foram desenvolvidas e/ou onde a tensão continuou a aumentar até a ruptura. As zonas azuis fortes são as áreas onde a parede permaneceu intacta e/ou com fissuras que não continuaram a aumentar após a finalização do ensaio. Além disso, isso pode ser corroborado por imagens tiradas usando uma câmera digital regular em cada etapa. No entanto, vale a pena mencionar que a maioria dessas imagens regulares foram tomadas do lado oposto, onde as câmeras DIC foram posicionados. Isso foi feito por razões de segurança. Uma comparação de deformações, com ilustrações das regiões fissuradas, entre o DIC e o que foi observado durante o ensaio é apresentado na Figura 146 e Figura 147 e entre a Figura 148 e Figura 149.

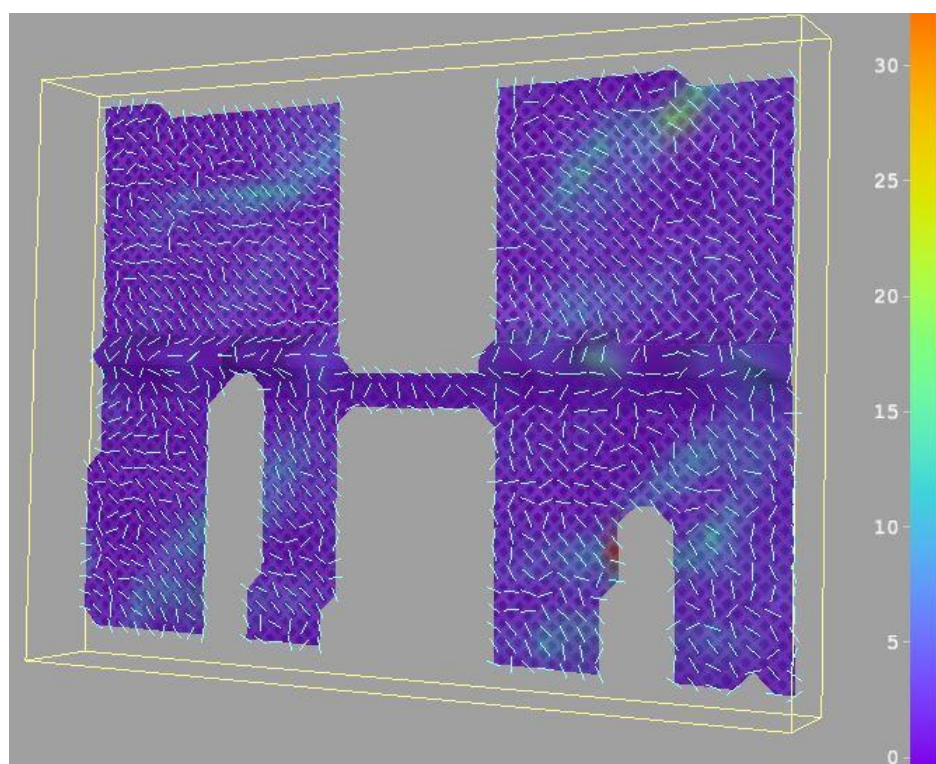


Figura 146 - Deformações registradas pelo DIC

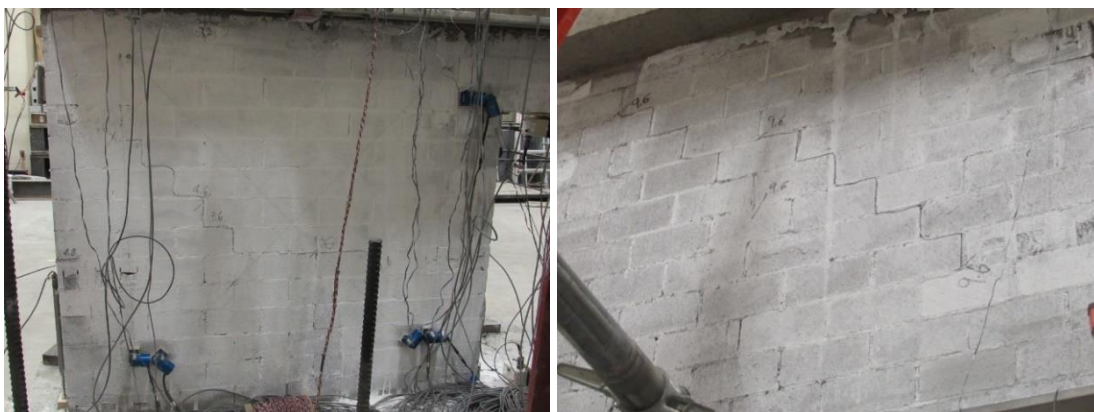


Figura 147 – Ilustração das fissuras fotografadas durante o ensaio e observadas pelo DIC.

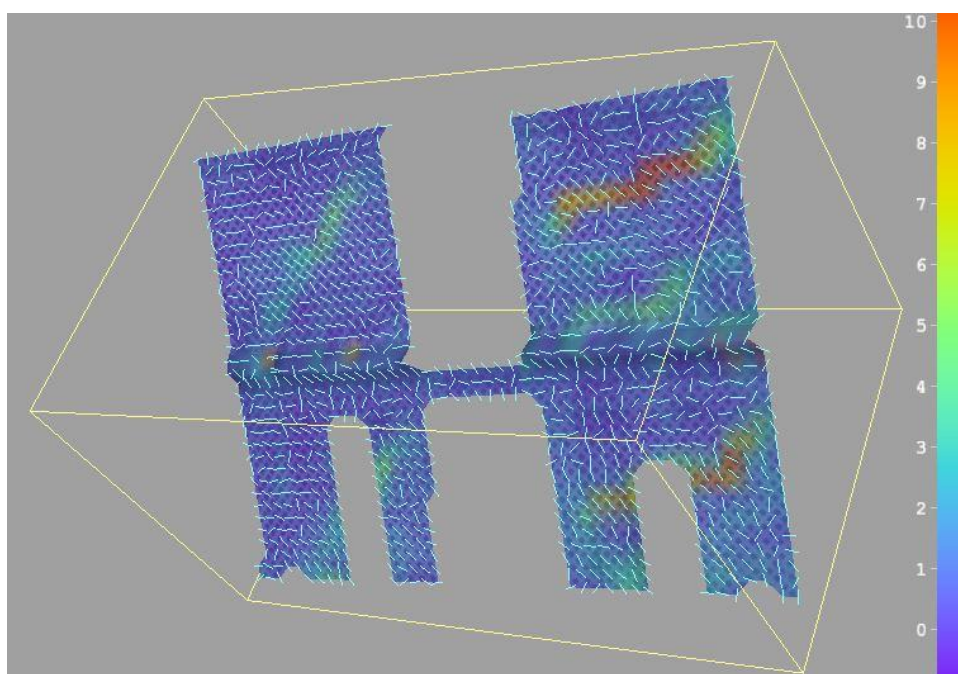


Figura 148 - Deformações registradas pelo DIC

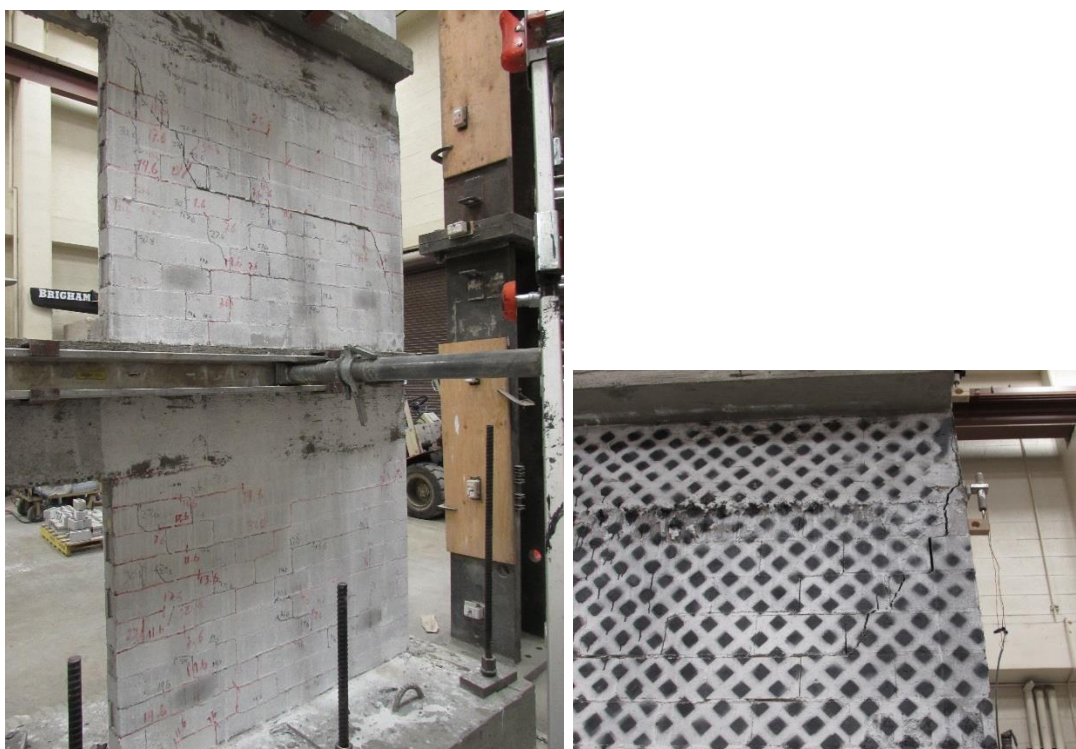


Figura 149 - Ilustração das fissuras fotografadas durante o ensaio e observadas pelo DIC.

Como mencionado anteriormente, a evidência fotográfica, Figura 147 e Figura 149, corroboram com o que se vê nos dados do DIC, conforme Figura 146 e Figura 148. Os resultados do DIC para as paredes ensaiadas, apresentados e comparados, em termos de envoltórias de carga-deslocamento lateral com os resultados experimentais, indicam comportamento semelhante.

#### 6.3.4 CONCLUSÃO

O objetivo do estudo realizado e analisado na seção 7, foi de avaliar o mecanismo real de ruptura, a carga lateral máxima e rigidez pós-fissuração das paredes de alvenaria de contraventamento carregadas lateralmente no plano da parede, levando em consideração os efeitos de aberturas, fissuras, distorções de cisalhamento e forças axiais em paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

As principais conclusões da pesquisa, em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de abertura sujeitas a cargas laterais cíclicas no plano, apresentadas aqui são:

- 1) As paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotadas de abertura exibiram uma degradação gradual de capacidade de carga, e em nenhum caso, qualquer parede rompeu abruptamente. Este comportamento desejável foi provavelmente devido ao acoplamento oferecido pelas vigas de alvenaria ou de concreto armado no topo das aberturas, o que causou uma ação do tipo pórtico;
- 2) Ambas as paredes ensaiadas romperam devido a tração diagonal. A ausência de danos nas vigas de acoplamento, suporta a noção da ação tipo pórtico da parede desenvolvida numa fase final do ensaio. Isto se traduziu em uma capacidade de deslocamento inelástica considerável nas paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura e permitindo assim as paredes exibirem uma degradação gradual de resistência e rigidez;
- 3) As paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, acopladas com viga de alvenaria ou com viga de concreto armado, apresentaram comportamento semelhante de capacidade de resistência e de deformabilidade às ações laterais;
- 4) Em média, as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, e dotadas de aberturas, aqui ensaiadas, apresentaram uma região linear próxima em média de 1.5 mm de deslocamento lateral de topo, a uma carga média de 50 kN;
- 5) As capacidades de deslocamento das paredes foram em média significativamente aumentadas, em aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%), quando se alterou o tipo de abertura, passando de abertura de janela para abertura de porta, mantendo o mesmo acoplamento com viga de alvenaria armada. Além disso, aumento de aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%) do deslocamento de topo na média, foi observado quando se passou do acoplamento com viga de concreto armado para viga de alvenaria armada. Em ambos os casos, verificou-se que não houve alteração significativa na capacidade resistente à carga lateral das paredes ensaiadas, resistindo em média 101 kN, com uma variação (C.O.V) de 9,2%;
- 6) Em média as paredes ensaiadas, indicaram uma rigidez linear de 29,5 kN/mm antes do aparecimento da primeira fissura, com uma variação de C.O.V de 9%, indicando uma perda de 50% na rigidez das paredes após o aparecimento da primeira fissura;
- 7) Todas as paredes ensaiadas romperam em modo de tração diagonal, caracterizada pelo desenvolvimento inicial de fissuras horizontais de flexão, posteriormente substituídas por fissuras diagonais largas e abertas que se estenderam pelos painéis das paredes. Sendo que, os modos de fissuração diagonal nas paredes contraventamento



parcialmente grauteadas e dotadas de abertura alinharam bem com os caminhos de carga pelos quais a força de cisalhamento é transferida para a fundação através dos mecanismos das bielas, conforme observado por Voon e Ingham (2005). Portanto esta observação apoia o uso da análise do método *strut-and-tie* como ferramenta para avaliar a resistência de paredes dotadas de aberturas;

- 8) A redução de 47% na capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento com blocos de concreto, foi observada quando se introduz aberturas, seja de porta ou janela, acopladas com vigas de alvenaria armada ou de concreto armado e quando se considera o grauteamento parcial, conforme indica a comparação com os dados obtido por Shedid (2009) e Banting (2013);
- 9) O comparativo das envoltórias carga-deslocamento lateral, envolvendo a medição através da correlação de imagens e com instrumentação física, indicou comportamento semelhante.

Como conclusão geral, considerando os resultados aqui apresentados, observa-se que a capacidade resistente das paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas centradas é semelhante, sendo ela acoplada com viga de alvenaria armada ou viga de concreto armado, com abertura de portas ou de janela. Sendo que, as paredes de contraventamento com aberturas de portas e janelas funcionaram como pórticos, para ambos os casos de acoplamento com viga de alvenaria, de blocos de concreto armado e com viga de concreto armado. Não se observou diferenças significativas em média no deslocamento lateral e na carga lateral máxima quando do acoplamento das paredes com viga de alvenaria ou com vigas de concreto armado. O padrão de fissuras diagonais em formato de “X” alinha-se bem com o caminho de carga por onde se assume que força de cisalhamento será transferida a fundação pelo mecanismo de bielas, de acordo com Voon e Igham (2008) esse padrão de fissuração suporta a idéia de usar o método de análise de bielas e tirantes como ferramenta para avaliar a resistência de paredes de alvenaria armadas com aberturas.

## 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo contém cinco seções, em que a primeira seção, 7.1, é dividida em duas, onde uma relata as conclusões e recomendações relativas a influência do graute no comportamento da alvenaria de concreto de alta resistência. A segunda seção 7.2, traz as conclusões e recomendações relativas aos ensaios de compressão axial em trinta paredes de alvenaria de concreto de alta resistência, considerando vários parâmetros. Seguindo para a terceira seção, 7.3, onde são apresentadas as conclusões e recomendações relativas aos ensaios de alvenaria de blocos de concreto de alta resistência sujeitas a carregamentos axial e de flexão combinadas. Como parte final do extenso programa experimental aqui desenvolvido, a quarta seção, 7.4, relata as conclusões e observações relativas aos ensaios, em escala  $\frac{1}{2}$ , de carga cíclica em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, com altura de três andares.

A última seção, 7.5, lista recomendações para futuras pesquisas sobre tópicos associados aos estudos de pesquisa apresentados nesta tese.

Ainda a texto da tese apresenta em apêndice conclusões e recomendações relativas a novas formas de capeamento de blocos de concreto para ensaios de compressão axial.

### ***7.1 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA***

Esta fase da pesquisa teve como objetivo a caracterização da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência, verificando a influência do graute na resistência à compressão da alvenaria grauteada. Foram utilizadas três diferentes resistências à compressão de argamassa, graute e blocos de alvenaria de concreto. Os grautes foram também feitos com três porcentagens diferentes de um aditivo compensador de retração para compensar a retração inicial do graute e para determinar o seu efeito sobre a resistência à compressão dos prismas grauteados.

As principais conclusões desta fase da pesquisa foram as seguintes:

- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para os 14 dias e 28 dias para cada tipo de graute;

- Não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas ocos em 14 dias e 28 dias;
- Não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados em 14 dias e 28 dias;
- Os prismas grauteados são menos eficientes do que os prismas ocos;
- Blocos de concreto de alta resistência não são tão eficientes quanto os blocos de moderada resistência;
- Existe diferença de resistência significativa entre a alvenaria oca e a alvenaria grauteada;
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados com diferentes percentagens de aditivo, nem em 14 dias nem em 28 dias para cada tipo de graute;
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados construídos com o mesmo graute, mas com diferentes percentagens correspondentes de aditivo em 14 dias e 28 dias;
- Não existe diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos prismas grauteados construídos com o mesmo graute, mas com percentagens diferentes de aditivo compensador de retração.

## ***7.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA***

Esta fase do estudo teve como objetivo avaliar o comportamento à compressão de alvenaria com bloco de concreto de alta resistência, em paredes não-grauteadas e grauteadas. Também foi verificada a influência do tipo de assentamento da argamassa e a introdução de uma cinta grauteada a meia altura da parede. Blocos de resistência média de 40,7; 59,3 e 75 MPa, considerando a área líquida, foram utilizados. O graute foi produzido com aditivo compensador de retração. A resistência à compressão das paredes foi avaliada considerando a resistência à compressão dos blocos, o tipo de assentamento da argamassa, e uso ou não de uma cinta grauteada a meia altura da parede.

As principais conclusões da pesquisa apresentada aqui são:

- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas com assentamento de argamassa parcial (disposta apenas nas laterais dos blocos) ou total (disposta sobre toda a face dos blocos);
- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas, com argamassa total e com argamassa parcial, com e sem cinta grauteada;
- Todas as paredes ocas apresentaram relação parede/prisma superior a 0,7;
- Todas as paredes não grauteadas apresentaram aumento de resistência à compressão de pelos menos 50% em relação às paredes grauteadas, ou seja, as paredes grauteadas são menos eficientes do que as paredes não grauteadas;
- Os gráficos tensão-deformação mostram ruptura frágil de todas as paredes com deformação na ruptura entre 0,10 e 0,15% (compressão simples);
- Os resultados dos módulos de elasticidade medidos nas paredes ensaiadas foram sempre maiores que  $800 f_p$  para paredes ocas e entre 688 e 848 vezes  $f_p$  para paredes grauteadas e com vários resultados superiores ao limite de 16 GPa indicado na ABNT NBR 15961-1.

A partir dessas observações, pode-se sugerir, para alvenaria com blocos de resistência maior que 32 MPa e considerando a área líquida dos blocos que:

- O valor da relação parede prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência para paredes sem graute;
- Para paredes totalmente grauteadas, considerar uma diminuição de resistência à compressão de no máximo 50% em relação à parede não grauteada;
- Considerando a geometria do bloco utilizado, o uso de assentamento de argamassa em toda face do bloco não é eficiente, desta forma a recomendação é de considerar argamassa apenas na lateral, tanto no cálculo quanto na execução. Ressalva-se que eventuais outras geometrias de blocos, com perfeita sobreposição dos septos, podem trazer resultados diferentes do aqui relatado;
- O uso de cinta à meia altura para paredes não levou a diminuição da resistência à compressão;

- O valor do módulo de elasticidade indicado na normalização brasileira igual a  $800 f_{pk}$ , pode ser aferido para paredes não grauteadas, porém um valor menor foi verificado nos ensaios de paredes grauteadas. Entende-se que esse ponto deve ser melhor estudado em trabalhos futuros. Por precaução, recomenda-se adotar o valor de  $E = 600$  a  $650 f_{pk}$  para alvenaria com blocos de concreto de alta resistência (maior que 16 MPa);
- Em contrapartida, o valor limite para  $E = 16$  GPa, não foi verificado nos ensaios, sendo aqui sugerido eliminar esse limite da normalização brasileira.
- O grauteamento, o tipo de assentamento e a colocação de uma cinta grauteada a meia altura da parede não influenciam a resistência à compressão axial e a deformabilidade da alvenaria de alta resistência.

### ***7.3 RESPOSTA EXPERIMENTAL DA ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SOBRE CARREGAMENTO CONCÊNTRICO E EXCÊNTRICO.***

Continuando com a apresentação dos estudos aqui realizados, esta fase foi desenvolvida com o intuito de avaliar a capacidade e o comportamento de alvenaria estrutural de alta resistência sujeita à compressão concêntrica e excêntrica, através do ensaio de compressão em prismas grauteados e ocas. Foram consideradas as resistências de blocos de concreto de 44, 56 e 67 MPa (considerando a área líquida dos blocos de concreto).

A capacidade e o comportamento das alvenarias de alta resistência submetidas a cargas combinadas, axial e flexão fora do plano, têm sido investigados e as seguintes conclusões são tiradas desta fase da pesquisa:

- A capacidade de carga dos prismas aumenta com o aumento da resistência do bloco;
- Para os prismas ensaiados sob carga excêntrica, a deformação última e a tensão última na fibra mais comprimida são maiores do que as dos prismas carregados concentricamente;
- A redução na capacidade de carga devido ao carregamento excêntrico é mais significativa para a alvenaria grauteada do que para as alvenarias ocas;

- Para os prismas grauteados, o fator de relação resistência à compressão na flexão/resistência à compressão axial aumenta com um aumento da excentricidade. No entanto, o aumento não é tão significativo quanto para os prismas ocos;
- O fator de relação resistência à compressão na flexão/resistência à compressão axial diminui com o aumento da resistência do bloco, A diminuição é mais significativa para prismas ocos;
- O módulo de elasticidade para alvenaria construída com blocos de alta resistência pode ser expresso de forma confiável como  $E_m = 600 f'm$ , sem limites superiores, como atualmente é recomendado para alvenaria de resistência moderada por normas de projeto de alvenaria;
- As deformações últimas dos prismas concentricamente carregados variam de 0,0016 a 0,0019 para prismas ocos e de 0,0014 a 0,0018 para prismas grauteados;
- As deformações últimas dos prismas carregadas excentricamente variam de 0,0022 a 0,0025 para prismas ocos e de 0,0020 a 0,0025 para prismas grauteados;
- A relação entre a resistência à compressão simples e resistência à compressão na flexão resultou em valores de 1,21 a 0,82 para a alvenaria não grauteada e de 2,74 a 2,31 para a alvenaria grauteada.

#### ***7.4 ENSAIO CÍCLICO QUASE-ESTÁTICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE TRÊS ANDARES PARCIALMENTE GRAUTEADAS E COM ABERTURAS.***

Como última parte do extenso programa experimental aqui desenvolvida e analisado, o objetivo do estudo realizado na Brigham Young University, foi de avaliar o mecanismo real de ruptura, a carga lateral máxima e a rigidez pós-fissuração das paredes de alvenaria de contraventamento carregadas lateralmente no plano da parede, levando em consideração os efeitos de aberturas, fissuras, distorções de cisalhamento e forças axiais em paredes de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas.

As principais conclusões da pesquisa, em paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de abertura sujeitas a cargas laterais cíclicas no plano, apresentadas aqui são:

- 1) As paredes de alvenaria de concreto parcialmente grauteadas e dotadas de abertura exibiram uma degradação gradual de capacidade de carga e em nenhum caso qualquer

a parede rompeu abruptamente. Este comportamento desejável foi provavelmente devido ao acoplamento oferecido pelas vigas de alvenaria ou de concreto armado no topo das aberturas, o que causou uma ação do tipo pórtico;

- 2) Ambas as paredes ensaiadas romperam devido a tração diagonal. A ausência de danos nas vigas de acoplamento, suporta a noção da ação tipo pórtico da parede desenvolvida numa fase final do ensaio. Isto se traduziu em uma capacidade de deslocamento inelástica considerável nas paredes de alvenaria parcialmente grauteadas e dotadas de abertura e permitindo assim as paredes a exibirem uma degradação gradual de resistência e rigidez;
- 3) As paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas, acopladas com viga de alvenaria ou com viga de concreto armado, apresentaram comportamento semelhantes de capacidade de resistência e de deformabilidade as ações laterais;
- 4) Em média, as paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas, aqui ensaiadas, apresentaram uma região linear próximo em média 1,5 mm de deslocamento lateral de topo, a uma carga média de 50 kN;
- 5) As capacidades de deslocamento das paredes foram em média significativamente aumentadas, em aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%), quando se alterou o tipo de abertura, passando de abertura de janela para abertura de porta, mantendo o mesmo acoplamento com viga de alvenaria armada. Além disso, aumento de aproximadamente 28% (com variação de C.O.V 19%) do deslocamento de topo na média, foi observado quando se passou do acoplamento com viga de concreto armado para viga de alvenaria armada. Em ambos os casos, verificou-se que não houve alteração significativa na capacidade resistente a carga lateral das paredes ensaiadas, resistindo em média 101 kN, com uma variação (C.O.V) de 9,2%;
- 6) Em média as paredes ensaiadas, indicaram uma rigidez linear de 29,5 kN/mm antes do aparecimento da primeira fissura, com uma variação de C.O.V de 9%, indicando uma perda de 50% na rigidez das paredes após o aparecimento da primeira fissura;
- 7) Todas as paredes ensaiadas romperam em modo de tração diagonal, caracterizada pelo desenvolvimento inicial de fissuras horizontais de flexão, posteriormente substituídas por fissuras diagonais largas e abertas que se estenderam pelos painéis das paredes. Sendo que, os modos de fissuração diagonal nas paredes contraventamento parcialmente grauteadas e dotadas de abertura alinharam bem com os caminhos de carga pelos quais a força de cisalhamento é transferida para a fundação através dos

mecanismos das bielas, conforme observado por Voon e Ingham (2005). Portanto esta observação apoia o uso da análise do método *strut-and-tie* como ferramenta para avaliar a resistência de paredes dotadas de aberturas;

- 8) Redução de 47% na capacidade resistente das paredes de alvenaria de contraventamento com blocos de concreto, foi observada quando se introduz aberturas, seja de porta ou janela, acopladas com vigas de alvenaria armada ou de concreto armado e quando se considera o grauteamento parcial, conforme indica a comparação com os dados obtidos por Shedid (2009) e Banting (2013);
- 9) O comparativo das envoltórias carga-deslocamento lateral, envolvendo a medição através da correlação de imagens e com instrumentação física, indicou comportamento semelhante.

## **7.5 PESQUISAS FUTURAS**

A fim de aprofundar no entendimento do comportamento da alvenaria de blocos de concreto de alta resistência e entender melhor a influência da abertura no comportamento de paredes de alvenaria de contraventamento, poderiam ser desenvolvidas as seguintes áreas de pesquisa:

- 1) Tração na flexão fora do plano para alvenaria de alta resistência;
- 2) Calibração de um modelo numérico em elementos finitos a ser empregado em simulações de inúmeros painéis com variações de parâmetros geométricos, mecânicos e de carregamento para prever o comportamento resistente e de deformabilidade de paredes de alvenaria de contraventamento, parcialmente grauteadas e dotadas de aberturas;
- 3) Deformação da alvenaria: Sistema de Correlação de Imagens versus Instrumentos físicos;
- 4) Desenvolvimento de um Modelo Bielas e Tirantes que prevê a capacidade resistente de paredes de contraventamento com aberturas e parcialmente grauteadas.



## 8. APÊNDICE

### 8.1 ENSAIOS ESTRUTURAIS

O estudo aqui apresentado foca em estudar a influência do capeamento seco na resistência à compressão axial de blocos de concreto. O estudo avaliou o uso de diferentes tipos de chapa dura, madeira compensada e do forro pacote, como materiais de capeamento seco. A avaliação também incluiu o uso da retificação, pasta de cimento e pasta de gesso como materiais de capeamento úmido, como comparativos. O objetivo é encontrar um tipo de capeamento seco que pode produzir resultados similares ao da pasta de cimento e da pasta de gesso ao ensaiar blocos de concreto.

### 8.2 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Um programa experimental abrangente foi desenvolvido para avaliar o uso de materiais de capeamento seco para a determinação da resistência à compressão dos blocos de concreto. Foram utilizados vários materiais de capeamento seco, incluindo dois tipos de chapa dura (Duratex), madeira compensada e Chapa mole (Forro pacote). Para fornecer uma linha de base, ensaios foram realizados com os materiais normatizados: pastas de cimento e gesso. Além disso, ensaios foram realizados em blocos com as faces retificados. A matriz de ensaio é apresentada na Tabela 98. Os ensaios foram realizados de acordo com ASTM C140, que é semelhante à Norma Brasileira ABNT NBR 12118/2011, mas com diferentes materiais de capeamento. Um total de 474 blocos de concreto foram ensaiados.

Tabela 98- Matriz de ensaios

Material de Capeamento	Numero de corpos de prova			
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4
Forro Pacote	18	-	-	-
Pasta de Cimento	18	120	36	12
Pasta de Gesso	-	-	-	12
Chapa Dura (Tipo 2)	18	120	36	48
Compensado	18	-	-	-
Retifica	18	-	-	-
<b>Total</b>	<b>90</b>	<b>240</b>	<b>72</b>	<b>72</b>

O programa experimental foi dividido em quatro fases. Na primeira fase, foram realizados ensaios com blocos de concreto com resistência à compressão nominal de 8, 16 e 32 MPa. Utilizaram-se três tipos de material de capeamento seco, nomeadamente, chapa dura (tipo 1 - Duratex), madeira compensada e chapa mole (Forro pacote). Foram utilizados como referência os dois métodos de capeamento especificados pela Norma Brasileira (ANBT NBR 12118/2011), o processo de retificação e a utilização de pasta de cimento.

Na segunda fase, os ensaios foram realizados utilizando blocos de concreto com dez diferentes resistências nominais à compressão variando de 8 a 60 MPa. Na terceira fase, os blocos utilizados apresentaram resistências à compressão nominais de 32, 48 e 68 MPa. Na segunda e terceira fases foram utilizados dois tipos de materiais de capeamento: pasta de cimento e chapa dura (tipo 1).

Na quarta fase foram utilizados blocos com resistência nominal de 20 MPa. Nesta fase, foram utilizados como material de capeamento dois tipos diferentes de chapa dura (tipo 1 e 2), e pasta de cimento e pasta de gesso. Além disso, os ensaios foram realizados preenchendo ou não preenchendo as irregularidades (depressões) na superfície superior dos blocos com pasta de gesso antes do ensaio. A Figura 150 mostra a irregularidade do bloco (depressão) antes de ser preenchida e depois de ser preenchida com pasta de gesso. Esta fase foi organizada com os seguintes ensaios:

- Doze blocos com pasta de cimento;
- Doze blocos com pasta de gesso;
- Doze blocos com chapa dura 1, sem regularização das depressões na superfície dos blocos;
- Doze blocos com chapa dura 1, com regularização das depressões na superfície dos blocos;
- Doze blocos com chapa dura 2, sem regularização das depressões na superfície dos blocos;
- Doze blocos com chapa dura 2, com regularização das depressões na superfície dos blocos.



Figura 150– Ilustração do bloco não regularizado e do bloco regularizado, respectivamente

A Figura 151 e a Figura 152 mostram os materiais de capeamento seco utilizados nesta pesquisa. A Figura 153 ilustra os procedimentos de capeamento normatizados, isto é, a pasta de cimento, a retífica e a pasta de gesso.



Figura 151– Material de capeamento Seco, respectivamente, Compensado; Chapa Dura 1; Forro Pacote; e Chapa Dura 2.



Figura 152– Material de capeamento Seco no topo dos blocos, respectivamente, Chapa Dura 1; Forro Pacote; e Compensado.



Figura 153- Procedimentos de capeamento normatizados, respectivamente, Pasta de Cimento; Retífica; e Pasta de Gesso.

O mesmo produtor brasileiro entregou os blocos de  $140 \times 190 \times 390$  mm utilizados nas fases 1 a 3, enquanto que os blocos de  $6 \times 8 \times 18$  polegadas usados na fase 4 foram fabricados pelo mesmo produtor norte-americano. A Figura 154 mostra os dois blocos típicos usados nesta pesquisa.



Figura 154- Bloco de alvenaria de concreto típico.

### 8.3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item são apresentados os resultados encontrados bem como uma interpretação e comparação com resultados encontrados por outros pesquisadores e considerando as especificações das normas nacionais e internacionais.

#### 8.3.1 DUREZA DA CHAPA DURA

Utilizaram-se nesta pesquisa dois tipos de chapa dura (chamados aqui de chapa dura tipo 1 e 2) caracterizados pela sua dureza. O método do módulo de dureza e a "dureza Janka-

ball equivalente", de acordo com ASTM D1037, foram utilizados para determinar a dureza das chapas. Os valores são obtidos examinando a parte linear da curva de carga e determinando a inclinação daquela parte da curva. O módulo de dureza (em libras por polegada de penetração) dividido por 5,4 dá a dureza Janka-ball equivalente.

Os ensaios foram conduzidos utilizando uma máquina de ensaio de capacidade de 1000 kN. Cada amostra foi continuamente carregada ao longo do ensaio a uma taxa de deslocamento uniforme de 0,05 in/min (1,3 mm/min). Os resultados do módulo de dureza estão resumidos na Tabela 99.

Tabela 99– Resultados dos ensaios de dureza com a Chapa dura 1 e 2.

Corpos de Prova	Chapa Dura 1		Chapa Dura 2	
	Módulo de Dureza (lb/in)	Módulo de Dureza de Janka-Ball (lb)	Módulo de Dureza (lb/in)	Módulo de Dureza de Janka-Ball (lb)
1	44474	8235,9	20788	3849,6
2	43557	8066,1	20217	3743,9
3	42885	7941,7	23603	4370,9
4	46721	8652,0	23642	4378,1
5	45038	8340,4	-	-
6	51906	9612,2	-	-
7	49646	9193,7	-	-
Média	46318	8577,0	22062	4085
C.O.V (%)	6,7	6,7	7,1	7,1

### 8.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS DE CONCRETO

As resistências à compressão dos blocos de concreto foram determinadas utilizando 6 e/ou 12 blocos por amostra. Os valores médios da resistência à compressão foram calculados considerando a tensão na área líquida dos blocos. Os ensaios nas fases 1 a 3 foram conduzidos utilizando uma máquina de ensaio de 2000 kN a uma taxa de carga de  $0,05 \pm 0,01$  MPa por segundo e os ensaios da fase 4 foram conduzidos a uma taxa de carga de  $0,045 \pm 0,01$  MPa por segundo.

**█** Fase 1

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão estão resumidos na Tabela 100 e na Figura 155. O coeficiente de variação (CV) de cada grupo de ensaio variou aproximadamente de 2 a 6%. Seis blocos foram ensaiados em cada caso.

Tabela 100 – Resultados de resistência dos blocos – Fase 1

<b>Material de capeamento</b>	<b>Grupo de blocos</b>	<b>Nº de amostras</b>	<b>f<sub>b</sub> (MPa)</b>	<b>(C.O.V) %</b>	<b>Aumento ou diminuição da resistência</b>
<b>Forro Pacote</b>	B1	6	8,0	5,7	-1,0%
	B2	6	13,1	4,4	7,5%
	B3	6	17,3	2,5	12,3%
<b>Pasta de Cimento</b>	B1	6	8,1	3,1	0,0%
	B2	6	12,2	3,5	0,0%
	B3	6	15,4	5,1	0,0%
<b>Chapa Dura 1</b>	B1	6	7,9	4,1	-2,3%
	B2	6	12,7	4,1	3,9%
	B3	6	16,6	4,8	8,1%
<b>Compensado</b>	B1	6	6,5	6,4	-19,7%
	B2	6	11,1	4,7	-8,6%
	B3	6	16,7	5,0	8,8%
<b>Retifica</b>	B1	6	8,6	5,4	5,3%
	B2	6	12,2	1,6	-0,2%
	B3	6	15,9	2,1	3,3%

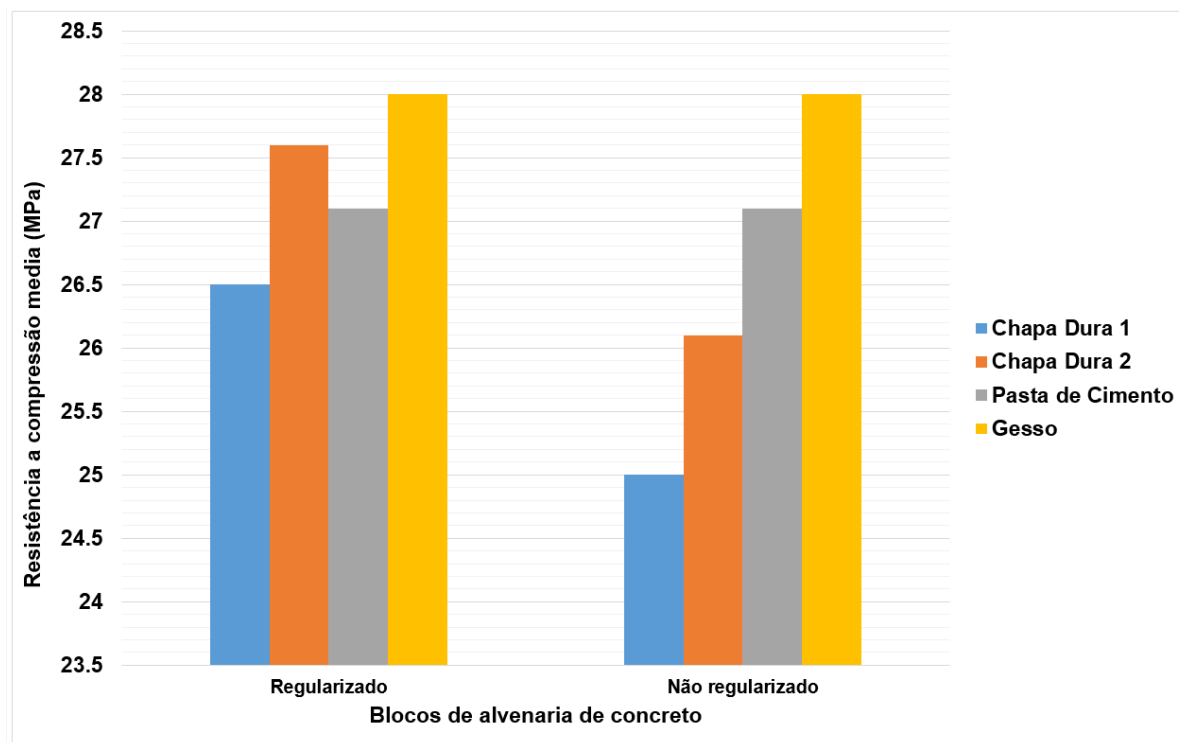


Figura 155 – Resultados dos ensaios – Face 1

Os blocos de concreto ensaiados romperam apresentando geralmente uma ruptura cônica, típica da compressão de um corpo de prova confinado nas extremidades como mostrado na Figura 156 a Figura 160. Drysdale e Hamid (2005), Barbosa e Hanai (2008), Fortes *et al.* (2015), Aryana (2006), Fortes *et al.* (2013), observaram o mesmo tipo de ruptura.

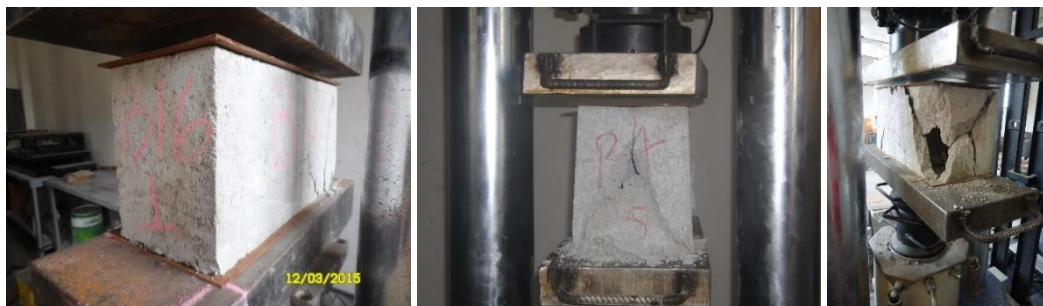


Figura 156– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Chapa Dura 1



Figura 157– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Forro Pacote



Figura 158– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Compensado



Figura 159– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Retifica



Figura 160– Bloco de concreto capeado e o modo de ruptura, Pasta de Cimento



Realizou-se um teste estatístico de Kruskal Wallis para determinar o efeito do material de capeamento sobre a resistência à compressão dos blocos (Tabela 101). A diferença entre os valores médios de resistência à compressão para o material de capeamento estudado e o capeamento com pasta de cimento especificado pela norma brasileira foi considerada não significativa no intervalo de confiança de 95% quando considerados todos os materiais. Pasta de cimento versus retifica produziram resultados semelhantes em todos os casos. O resultado da pasta de cimento versus a madeira compensada foi diferente em todos os casos. Os resultados da pasta de cimento versus forro pacote foram semelhantes para B1 (resistência nominal de 8 MPa), mas diferentes para B2 e B3 (resistência nominal de 16 e 32 MPa). Os resultados da pasta de cimento versus chapa dura foram semelhantes para B1 e B2, mas diferentes para B3. Como a chapa dura foi o material com mais casos com resultados semelhantes, este foi escolhido para a fase 2.

Tabela 101- Teste Estatístico de Kruskal – Wallis

<b>Kruskal – Wallis test</b>			
<b>CAPEAMENTO</b>	<b>p-value %</b>		
	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>
Todos	0,1568	0,0263	0,3405
Pasta de Cimento vs Forro Pacote	53,30	1,631	0,6485
Pasta de Cimento vs Chapa Dura (tipo 1)	26,23	7,609	2,497
Pasta de Cimento vs Compensado	0,3885	1,291	1,631
Pasta de Cimento vs Retifica	9,213	14,88	5,466

## Fase 2

Esta fase incluiu ensaios de dez resistências de blocos de concreto para comparar os resultados do uso da chapa dura do tipo 1 e o capeamento com pasta de cimento. Para cada resistência à compressão nominal e material de capeamento foram ensaiados doze blocos. O resumo dos resultados é apresentado na

Tabela 102, na Figura 161 e na Figura 162, mostrando a resistência à compressão média, CVs e as relações de resistência pasta de cimento/chapa dura. A Figura 161 e a Figura 162 comparam graficamente os resultados.

Tabela 102– Resultado do ensaio dos blocos de concreto

Grupo das unidades	Blocos de concreto				Aumento ou redução da resistência HB/CP (fbm)	Aumento ou redução da resistência HB/CP (fbk)
	Chapa dura 1 (HB)		Pasta de Cimento (CP)			
	fbm (MPa)	COV (%)	fbm (MPa)	COV (%)		
<b>B1</b>	16	10,7	15,3	9,4	1,05	1,04
<b>B2</b>	20,7	13,6	22	14,3	0,94	0,98
<b>B3</b>	24,9	9,9	27,6	13,7	0,90	1,00
<b>B4</b>	38	7,9	39,8	9,8	0,95	0,97
<b>B5</b>	39,3	11,2	38,7	8,1	1,02	0,97
<b>B6</b>	40,4	9,3	42	8,8	0,96	0,98
<b>B7</b>	54	4,3	56	6,4	0,96	0,99
<b>B8</b>	60,4	11	56,7	9,9	1,07	1,11
<b>B9</b>	68,4	7,7	70,4	9,1	0,97	1,03
<b>B10</b>	74,2	5,2	76,4	0,2	0,97	0,88

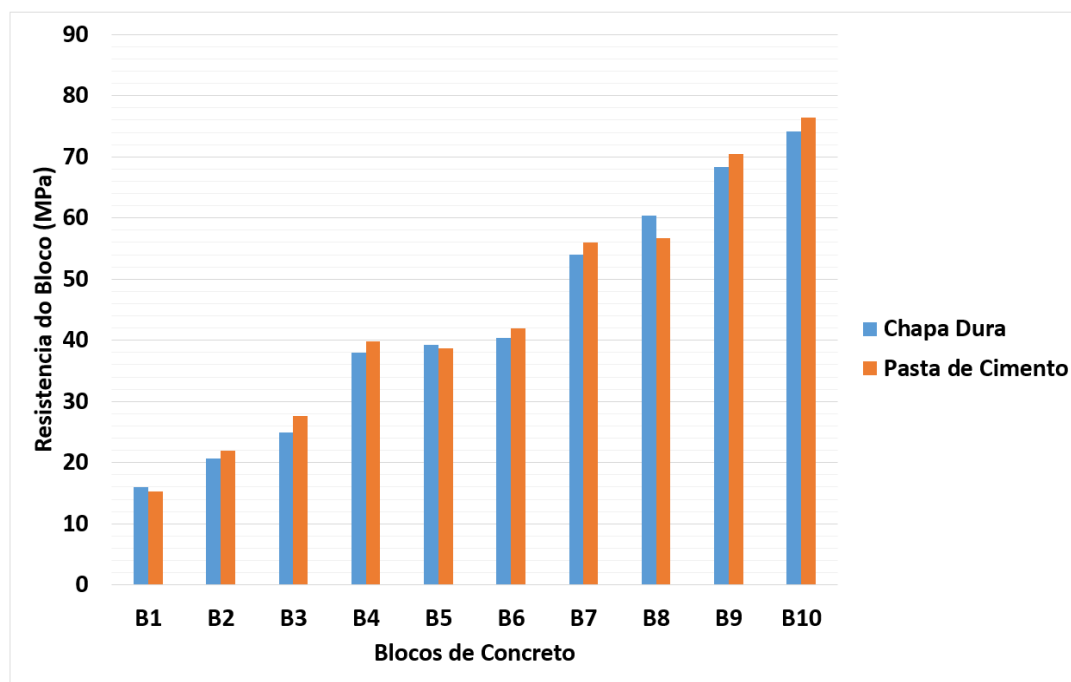


Figura 161- Comparação dos resultados dos ensaios de blocos

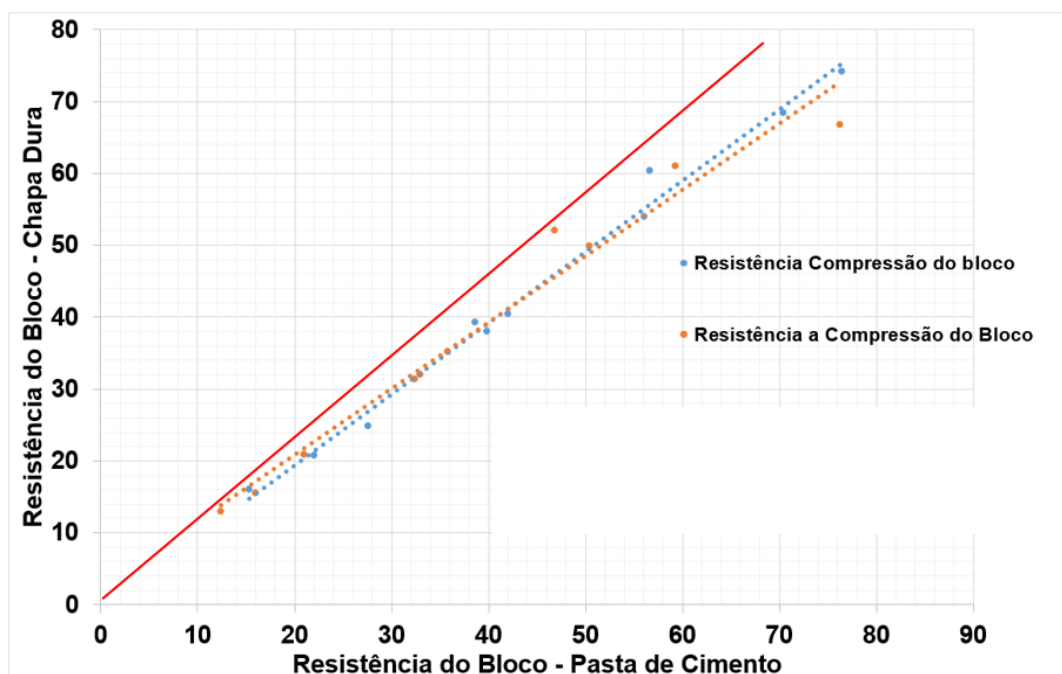


Figura 162–Comparação da resistência à compressão dos blocos capeados com Pasta de Cimento e utilizando a Chapa dura.

A resistência à compressão dos blocos de concreto determinada usando chapa dura em comparação com a utilização de pasta de cimento está ilustrada na Figura 162. Quanto mais próximos os valores se encontram à linha de 45°, mais semelhantes são os resultados utilizando o material de capeamento diferente. Os valores correlacionados são mostrados com uma linha de tendência, que se aproxima dessa correlação ideal de 100%.

Como mostrado na

Tabela 102, a resistência à compressão média dos blocos variou de aproximadamente 15 a 765 MPa. O coeficiente de variação (CV) para a resistência à compressão dos blocos medida para o grupo capeado com pasta de cimento variou de aproximadamente 0 a 14 por cento e para o grupo capeado com a chapa dura do tipo 1 variou de aproximadamente 4 a 14 por cento. Os resultados dos ensaios de compressão axial mostram uma variabilidade ligeiramente maior na resistência à compressão para blocos de alvenaria de baixa resistência, aproximadamente 14 por cento; variabilidade muito semelhante na resistência à compressão para blocos de moderada a alta resistência, aproximadamente 9 por cento; e variabilidade muito baixa na resistência à compressão para blocos de muito alta resistência, aproximadamente 0 por cento, para blocos de concreto capeadas com pasta de cimento. A mesma variabilidade na resistência à compressão foi observada para blocos de concreto capeadas com chapa dura, exceto para blocos de alta resistência, que foi de aproximadamente 5%.

Quando comparados com os blocos capeados com pasta de cimento, os valores obtidos para as blocos capeados com chapa dura do tipo 1 são ligeiramente inferiores - de aproximadamente 3 a 10% e 0 a 12%, respectivamente, para os valores médios, para o mesmo caso em que as blocos são capeadas com a chapa dura do tipo 1, estes são ligeiramente mais elevados - de aproximadamente 2 a 11%.

A Figura 163 e a Figura 164 mostram alguns blocos depois de ensaiados. Os blocos romperam geralmente em um modo de ruptura em forma de cone. O modo de ruptura observado é o modo típico de ruptura de uma amostra sujeita à compressão e confinada nas extremidades. Não foram observadas fissuras durante o carregamento dos blocos e a ruptura foi frágil sem qualquer aviso prévio. Barbosa e Hanai (2005), Fortes (2012) e Fortes *et al.* (2015), observaram o mesmo tipo de ruptura e de acordo com eles, o modo de ruptura é devido ao efeito de confinamento produzido pelas placas das máquinas de ensaio.



Figura 163. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura 1



Figura 164. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento

A Tabela 103 apresenta os resultados das análises estatísticas para os blocos capeados com pasta de cimento e as que utilizam a chapa dura do tipo 1. A diferença entre os valores médios de resistência à compressão usando a chapa dura do tipo 1 e a pasta de cimento foi determinada como insignificante no intervalo de confiança de 95% (IC), exceto para o bloco B3 (um em dez casos). Isto, essencialmente, indica que não existe diferença significativa entre os capeamentos dos blocos com a chapa dura do tipo 1 ou pasta de cimento.

Tabela 103. Resultados do Teste Estatístico -Mann-Whitney

Type	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
p-valor	29,9	9,2	3,0	6,9	59,0	32,6	34,7	34,7	18,4	10,0

**Fase 3**

A Tabela 104 e a Figura 165 mostram os resultados dos ensaios conduzidos na fase 3.

Tabela 104. Resultados da Resistência dos blocos

Grupos	Bloco de Concreto				HB/ CP
	Chapa Dura 1(HB)		Pasta de Cimento (CP)		
	$f_{bm}$ (MPa)	CV (%)	$f_{bm}$ (MPa)	CV (%)	
<b>B1</b>	43,2	4,73	44,5	1,76	0,97
<b>B2</b>	58,8	8,03	59,4	8,99	0,99
<b>B3</b>	71,8	4,01	74,9	1,23	0,96

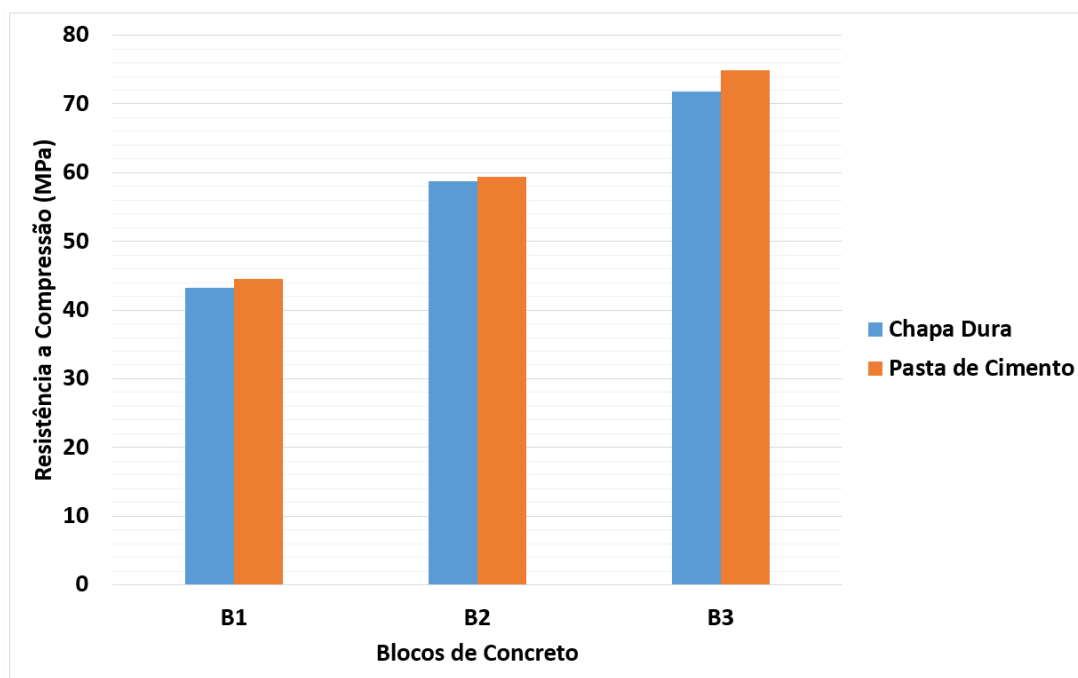


Figura 165. Resultados dos ensaios de blocos.

Realizou-se um teste estatístico, teste T, nos resultados dos ensaios para estudar o efeito do material de capeamento seco, chapa dura, nos blocos de alvenaria de concreto de alta resistência. Para os blocos de concreto ensaiados na terceira fase, aplicou-se o teste de hipótese,

teste T, para verificar se há um nível de significância de 5% na existência de uma diferença significativa entre os resultados. Com base nos resultados do teste T, foram encontrados o seguinte:

- a. Para os blocos de concreto B1, comparando o capeamento com pasta de cimento e o com chapa dura,  $t_{10; 5\%} = 1,812 > t = 1,61$ , com p-valor = 6,3%;
- b. Para os blocos de concreto B1, comparando o capeamento com pasta de cimento e o com chapa dura,  $t_{10; 5\%} = 1,812 > t = 0,19$ , com p-valor = 6,9%;
- c. Para os blocos de concreto B1, comparando o capeamento com pasta de cimento e o com chapa dura,  $t_{10; 5\%} = 1,812 > t = 1,792$ , com p-valor = 5,1%.

Portanto, não há diferença significativa entre as médias de resistência à compressão para os dois tipos de capeamento utilizadas, considerando as três resistências de bloco. Isto sugere que o ensaio de blocos de concreto capeados com chapa dura pode ser usado para obter a resistência à compressão média dos blocos de concreto.

A Figura 166 e a Figura 167 mostram alguns blocos de concreto após o ensaio. Os blocos também romperam geralmente em um modo de ruptura em forma de cone. O modo de ruptura observado é o modo típico de ruptura de uma amostra sujeita à compressão e confinada nas extremidades. Não foram observadas fissuras durante o carregamento dos blocos e a ruptura foi frágil sem qualquer aviso prévio.



Figura 166. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura



Figura 167. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento

#### **█** Fase 4

A Fase 4 incluiu ensaios de blocos capeados com chapa dura tipo 1, chapa dura tipo 2, pasta de cimento e de gesso. Apenas uma resistência de bloco foi incluída nesta fase. Foi utilizada pasta de gesso com uma resistência à compressão nominal máxima de aproximadamente 70 MPa produzida pela United “States Gypsum Company” como um dos compostos de capeamento. As proporções foram misturadas como recomendado pelo fabricante, 32 partes de água para 100 partes de gesso em peso. Utilizou-se um misturador elétrico para misturar o gesso durante aproximadamente 2 minutos.

Os valores medidos da resistência à compressão, valores médios, para os blocos com diferentes materiais de capeamento são resumidos na Tabela 105. Também apresentados na Tabela 105 estão os coeficientes de variação em porcentagem, o aumento ou diminuição de resistência. As resistências à compressão médias dos blocos de concreto capeadas com chapa dura 1 e 2, pasta de cimento e gesso variaram de aproximadamente 25 a 28 MPa e de 17 a 24 MPa, respectivamente. Em geral, os coeficientes de variação (CV) para os resultados são semelhantes, aproximadamente 13%, com exceção daqueles que utilizam chapa dura 1 e chapa dura 2 (regularizados) como material de capeamento, aproximadamente 6% e 10%, respectivamente.



Tabela 105– Resistência dos blocos

Material de Capeamento	Defeito nos blocos	$f_{bm}$ (MPa)	CV (%)	Razão da Resistência	
				Chapa Dura/Pasta de Cimento	Chapa Dura/Gesso
Chapa Dura 1	Regularizados	26,5	10,3%	0,98	0,95
	Não Regularizados	25,0	13,8%	0,92	0,89
Chapa Dura 2	Regularizados	27,6	6,4%	1,02	0,99
	Não Regularizados	26,1	13,4%	0,96	0,93
Pasta de Cimento	Regularizados	27,1	13,6%	1,00	0,97
Gesso	Regularizados	28,0	13,3%	1,03	1,00

Comparando os resultados regularizados versus os não regularizados, é claro observar que a regularização da depressão do bloco antes do ensaio com capeamento seco melhorará os resultados e reduzirá o coeficiente de variação. Assim, recomenda-se este procedimento.

Os blocos de concreto capeados com pasta de cimento e gesso, como mostrado na Figura 170 e na Figura 171, apresentam uma ruptura cônica, devido à baixa relação altura-espessura, semelhante à ruptura cônica observada para os ensaios de cilindros de concreto e relacionadas aos efeitos do confinamento das placas de apoio. No entanto, os blocos capeados com chapa dura 1 e 2, mostradas na Figura 168 e na Figura 169, experimentaram ruptura cônica e de cisalhamento e rupturas cônicas e de cisalhamento (ASTM C 1314-12), também relacionadas com os efeitos do confinamento das placas ensaio e as baixas relação altura/espessura.

Comparando dois capeamentos secos, chapa dura 1 e 2 (faces regularizadas) com a pasta de cimento e a pasta de gesso, o resultado da resistência média não é superior a 5%. Apesar da chapa dura 1 ser mais duro do que a chapa dura 2, as resistências de compressão médias dos blocos usando ambos os materiais como materiais de capeamento, são apenas ligeiramente superiores (4%) quando se utiliza o tipo 2. Se apenas a chapa dura 2 está sendo considerada na comparação com a pasta de cimento e a pasta de gesso, a diferença é que todos os casos não são superiores a 3%.

Realizou-se uma análise de variância unidirecional dos resultados, ANOVA, para determinar se os resultados obtidos com o material de capeamento seco, chapa dura 1 e 2 eram estatisticamente diferentes dos obtidos com pasta de cimento e com pasta de gesso. Os valores calculados de  $F_0$  e  $F_{\alpha, \nu_1, \nu_2}$  foram  $F_0 = 0,557 < F_{\alpha, \nu_1, \nu_2} = 2,242$  indicando que, não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média dos blocos de concreto capeados com os dois tipos de material de capeamento seco, pasta de cimento e pasta de gesso. Estas observações indicam que há possibilidade de utilizar a chapa dura como um capeamento seco; E que eventuais depressões na face do bloco devem ser corrigidas; E que o tipo chapa dura, tipo 2, deve ser preferido, embora a diferença para o tipo 1 não seja grande.



Figura 168. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura1



Figura 169. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Chapa Dura2



Figura 170. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Gesso



Figura 171. Ensaio do bloco de concreto e o modo de ruptura, Pasta de Cimento

## 8.4 CONCLUSÕES

Este estudo objetivou avaliar experimentalmente a possibilidade de usar material de capeamento seco, como chapa dura, compensados e chapa de fibra (forro pacote) em ensaios de compressão axial de blocos de alvenaria. Os resultados foram analisados e comparados com o capeamento com pasta de cimento e o processo de retifica, ambos recomendados pelas normas brasileiras de ensaios de alvenaria - ANBT NBR 12118/2011 e a pasta de gesso especificada pela ASTM C 1552 / ASTM C140.

A pesquisa foi dividida em quatro fases, considerando-se vários materiais de capeamento seco, incluindo dois tipos de chapa dura, madeira compensada e chapa de fibra (forro pacote). Para fornecer uma linha de base, os ensaios foram conduzidos com materiais padronizados: pasta de cimento e pasta de gesso. Além disso, os ensaios foram conduzidos com blocos com as faces retificadas. O módulo de dureza Janka-Ball do chapa dura foi igual a 8,577 lb e 4,085 lb para os tipos 1 e 2.

Na fase um, blocos de 8, 16 e 32 MPa foram ensaiados. O resultado da pasta de cimento contra a madeira compensada foi diferente em todos os casos. Os resultados da pasta de cimento versus placa de fibra foram semelhantes para B1 (resistência nominal de 8 MPa), mas diferentes para B2 e B3 (resistência nominal de 16 e 32 MPa). Os resultados da pasta de cimento versus chapa dura foram semelhantes para B1 e B2, mas diferentes para B3.

Na fase 2, determinou-se que a diferença entre os valores médios de resistência à compressão usando a chapa dura do tipo 1 e a pasta de cimento era insignificante no intervalo de confiança de 95% (IC), com exceção do bloco B3 (um em dez casos). Uma correlação de regressão linear entre os resultados de resistência à compressão da chapa dura e da pasta de cimento, considerando os dez tipos de resistência de blocos ensaiados, indicou uma correção muito próxima de 1,0 com R2 igual a 0,99.

Na fase 3, determinou-se que a diferença entre os valores médios de resistência à compressão utilizando a chapa dura do tipo 1 e a pasta de cimento era insignificante no intervalo de confiança de 95% (IC), para os três tipos de blocos ensaiados.

Na fase 4, os resultados indicam que, se os blocos são entregados com depressão na face superior, eles devem ser corrigidos, possivelmente com pasta de gesso, antes do ensaio com material de capeamento seco. Comparando os dois capeamentos com chapa dura (faces regularizadas) com a pasta de cimento e a pasta de gesso, o resultado médio da resistência não é superior a 5%. Apesar da chapa dura 1 ser mais duro do que a chapa dura 2, as resistências de compressão médias dos blocos usando ambos os materiais como materiais de capeamento, são apenas ligeiramente maiores (4%) quando se utiliza o tipo 2. Se apenas a chapa dura do tipo 2 é considerado na comparação com a pasta de cimento e a pasta de gesso, a diferença para todos os casos não é superior a 3%.

As duas principais conclusões desta pesquisa são as seguintes:

- Não há diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média do bloco de concreto de alvenaria usando como material de capeamento a pasta de cimento, pasta de gesso ou as chapas duras, e alternadamente com retificação das faces do bloco antes do ensaio;

- Ambos os módulos de dureza Janka-Ball chapa dura 1 e 2 produziram resultados semelhantes, mas com o do tipo 2 a diferença nos resultados quando comparada com a pasta de cimento e a pasta de gesso foi ligeiramente menor.

## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS,

1. A. JABER, "Effect of Masonry Units Type and Concrete Grouting on Compressive Strength of Prisms" Eng. & Tech Journal.2010; Vol.28, No.13, 2010.  
<https://www.iasj.net/https://www.iasj.net/iasj?func=fulltext&aId=27774>
2. ABBOUD, B.E., HAMID, A.A., and HARRIS, H.G. Small-Scale Modeling of Concrete Block Masonry Structures. ACI Structural Journal. Vol. 87, No. 2, March-April 1990.
3. ABNT NBR 15961-2, "Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 2: Execução e controle de obras – NBR 15961-2," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2011.
4. ABNT. Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 1: Projeto– NBR 15961-1. Rio de Janeiro, 2011.
5. ABNT–NBR 12118 "Blocos Vasados de Concreto Simples para Alvenaria – Métodos de ensaio – NBR 12118," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brazil, 2011.
6. ABNT–NBR 13279, "Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão – NBR 13279," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2005.
7. ABNT–NBR 5738, "Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos – método de ensaio – NBR 12118," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2003.
8. ABNT–NBR 5739, "Ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – NBR 5739," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2007.

9. ABNT–NBR 6136, "Blocos Ocos de Concreto Simples para Alvenaria – Requisitos – NBR 6136, " Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2007.
10. ABNT–NBR 7211, " Agregados para concreto - Especificação – NBR 7211," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2009.
11. ABNT-NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro, 1985. 7 p.
12. ABNT–NBR NM 248, "Aggregates - Sieve analysis of fine and coarse aggregates – NBR NM 248:2003," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2003.
13. ABNT–NRB NM 52, "Fine Aggregate - Determination of the Bulk Specific Gravity and Apparent Apecific Gravity – NBR NM 52:2009," Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2009.
14. ALY, V. L. C. Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto, submetido a esforços de compressão. São Paulo, 1991.103p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
15. ANDREAUS, U. (1996). "Failure criteria for masonry panels under in-plane loading." *Journal of Structure Engineering*, 122(7), 37-46. Boulder, 2011.
16. ARYANA, SAMAN AFQAH. Statistical analysis of compressive strength of clay brick masonry prisms. University of Texas at Arlington. Degree of master of science in civil engineering the university of texas at arlington. May 2006
17. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa aparente no estado endurecido– NBR 13280. Rio de Janeiro, 1995.

18. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro, 1985. 7 p.
19. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 12 p.
20. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 12 p.
21. ASTM C1019-11, "Standard Test Method for Sampling and Testing Grout," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.
22. ASTM C109/C109M-08, "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortar (using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.
23. ASTM C1314-12. (2012), "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.
24. ASTM C140. ASTM C140, Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, 2016.
25. ASTM C1552. ASTM C1552, Standard Practice for Capping Concrete Masonry Units, Related Units and Masonry Prisms for Compression Testing, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, 2009.
26. ASTM C476-09, "Standard Specification for Grout for Masonry," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.
27. ASTM D1037 (2012), " Standard Test Methods for Evaluating Properties of Wood-Base Fiber and Particle Panel Materials". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.

28. AUSTRALIAN STANDARDS (AS) - AS 3700: Masonry Structures, Sydney, 2001.
29. BARBOSA, C. S. and HANAI, J. B., "Strength and deformability of hollow concrete blocks and their correlations with mechanical properties of constituent material," The 10th Canadian Masonry Symp., Banff, Alberta, 2005.
30. BARBOSA, C. S. Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto, prismas e paredes e suas correlações com as propriedades mecânicas dos materiais constituintes. São Carlos, 2008. 262p. Tese de doutorado em Engenharia de Estruturas Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
31. BRENCICH A, GAMBAROTTA L. "Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric loading. Part I: unreinforced masonry," *Mater Struct* 2005;38(2):257–66.
32. BRITISH STANDARD (BS), BS5628-2: Code of Practice for the Use of Masonry - Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry, Londres, 2005
33. BROWN, R. H., AND A. R. WHITLOCK. "Compressive strength of grouted hollow brick prisms," *Masonry, Materials, Properties, and Performance: A Symposium*. J. G. Borchelt, Ed., ASTM STP 778, pp. 99-117, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1982.
34. BROWN, R.H., AND YOUNG, J.M. 1988. "Compressive stress distribution of grouted hollow clay masonry under strain gradient," U.S.- Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, S.C. Report No. 1.2 (b)-1.
35. BUILDING CODE REQUIREMENTS AND SPECIFICATION FOR MASONRY STRUCTURES (TMS 402-13/ACI 530-3/ASCE 5-113 and TMS 602-13/ACI 530.1-3/ASCE 6-113), The Masonry Society, Boulder, CO, 2013.



36. C.T. GRIMM, "Elastic Modulus of Clay Brick Masonry," paper presented at the Reinforced and Prestressed Masonry Symposium, University of Edinburgh, Scotland, 1984.
37. CALÇADA, L. M. L. Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de bloco de concreto. 1998. 188 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.
38. CAMACHO, J. S. Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica. 1995. 157p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
39. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, "Masonry Design and Construction for Buildings", CSA Standard S 304.1-M94, CSA, Rexdale, Ontario, 2004.
40. CAPUZZO NETO, V. Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais. 2005. 322p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
41. CARVALHO, João Dirceu Nogueira, A contribuição de Enrijecedores Laterais para o Efeito Arco na Alvenaria Estrutural. 2007. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
42. CASALI, J. M.; OLIVEIRA, A. L.; SAKAMOTO, C.; SCHANKOSKI, R.; PRUDÊNCIO JR., LUIZ R. The effect of mortar bedding type and hollow concrete block geometry on the mechanical behavior of high-strength structural masonry. In: 15th International Brick and Block Masonry Conference - 2012. Florianópolis – Brazil – 2012.

43. CAVALERI L, FAILLA A, LA MENDOLA L, PAPIA M. "Experimental and analytical response of masonry elements under eccentric vertical loads," *Eng Struct* 2005;27(8):1175–84.
44. CAVALHEIRO, O. P.; GOMES, N. S. Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de resistência à compressão. In: xxx Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2005, Brasília, DF. Anais da xxx Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2005.
45. CEN (2005) Eurocode 6-design of masonry structures Part 1-1: general rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
46. CHAHINE, G. N., "Behavior Characteristic of face shell mortared block masonry under axial compression," M. Eng. thesis, McMaster University, Hamilton, Ontario, 1989. Conference. University of Illinois. Urbana-Champaign. 1990.
47. CSA A165.1 A165 SERIES-14 - CSA Standards on Concrete Masonry Units. Canadian Standards Association. Mississauga, ON, Canada, 2014.
48. CSA S304.1-0414, "Design of Masonry Structures," Canadian Standards Association. Mississauga, ON, Canada, 2014.
49. CUNHA, E. H. Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural. Goiânia, 2001. 149p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás.
50. CURTIN, W. G., SHAW, G. AND BECK, J. K., "Design of Reinforced and Prestressed Masonry", Thomas Telford, London, Ed., PP. 244, 1988.
51. DAS, S.; LIU, J., EL SAYED, M. and STURGEON, G. Effect of Height-To-Thickness Ratio On Compressive Strength Of Hollow Concrete Masonry. In: 12th Canadian Masonry Symposium Vancouver, British Columbia, June 2-5, 2013.

52. DEODHAR SV. (2000) Strength of Brick Masonry Prisms in Compression. J Institution of Eng (India), 81(3):133-137.
53. DHANASEKAR M. (2004). On the confined masonry. Journal of the institution of engineers (India). V(CE). Pp. 26-30.
54. DIO LLL I. L. (1 988), "Evaluatioll of Cornpr ('ssiv(' Stn'ugth of ::V[asom ... · \:,T,dls hy Lilllir Allill .... ·sis'. ) ourllo( o[ Strudura ( EII 9w eerm9 ASCE, 114. (10), 2170 21 89.
55. DRY®D1 (C and M) Rev. 23/10/2008, "Expansive Admixture for Cement Based Mortars and Concretes," <http://www.chimicaedile.it> (Nov. 18, 2015)
56. DRYSDALE R. G. AND HAMID A. A., *Masonry Structures: Behavior and Design*, The Masonry Society, Boulder, CO, 2008.
57. DRYSDALE, R. G., AND HAMID, A. A., "Behavior of Concrete Block Masonry under Axial Compression," ACI J 1979;76(6):707–21.
58. DRYSDALE, R.G., AND HAMID, A.A. 1983. "Capacity of concrete block masonry prisms under eccentric compressive loading," Journal of the American Concrete Institute, 80(01): 102–108.
59. DRYSDALE, R.G., AND HAMID, A.A. 1983. Capacity of concrete block masonry prisms under eccentric compressive loading. Journal of the American Concrete Institute, 80(01): 102–108.
60. DRYSDALE, R.G., HAMID, A.A., and BAKER, L.R. 1994. *Masonry structures: behavior and design*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J.
61. E.M. LACIKA and R.G. DRYSDALE, "Experimental Investigation of Slender Prestressed Brrick Walls," Proceeding of the Seventh Canadian Masonry Symposium, Hamilton, Ontario, June 1995, pp. 725-735.

62. ELSHAFIE, H, HAMID, A., NASR. A., "Strength and Stiffness of Masonry Shear Walls with Openings", The Masonry Society Journal, Volume 20, Number 1, December 2002. Estudo e Pesquisa, 2004; 7(2): 88-95.
63. ERKMEN, B. and SCHULTZ, A. E. (2009) Self-Centering Behavior of Unbonded, Post-Tensioned Precast Concrete Shear Walls, Journal of Earthquake Engineering, 13:7, 1047-1064, DOI: 10.1080/13632460902859136
64. EUROCODE 6. 1996-1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry, 1996.
65. F.S. FONSECA AND J.R. Unbonded Capping of Masonry Prisms. The 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, Canada, 2013.
66. FEMA (1999). "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, basic 445 procedures manual, ATC-43." FEMA 306, Federal Emergency Management Agency, 446 California, United States.
67. FORTES 2012: FORTES, E. S. Influencia do Capeamento e Caracterização da resistência à compressão de Alvenaria Estrutural de Blocos de concreto. Dissertation (MS) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 303p.
68. FORTES, E. S., PARSEKIAN, G. A., and FONSECA, F. S., "Relationship between the Compressive Strength of Concrete Masonry and the Compressive Strength of Concrete Masonry Units," J. Mater. Civ. Eng. 2014, Vol. 27, No. 9, 04014238.
69. FORTES, E. S., PARSEKIAN, G. A., PINHEIRO, I. P., SILVA C. O., POLPO A., DIAS T. C. M. " Evaluating the possibility of using dry materials to replace cement paste capping on concrete block testing." The 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, Canada, 2013.
70. FRANCO, L.S. Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada. 1992. 319p.

- Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992
71. FRASSON JÚNIOR, A.; OLIVEIRA, A. L.; PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R.. Metodologia de dosagem para blocos de concreto empregados em alvenaria estrutural - Parte 1. Caderno técnico alvenaria estrutural, v. 25, p. 31-38, 2008.
72. GANESAN, T. P. and RAMAMURTHY, K. (1992), "Behavior of Concrete Hollow-Block Masonry Prisms under Axial Compression", Journal of Structural Engineering, vol. 118, no. 7, pp. 1751-1769.
73. GARCIA, P. D. Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos. São Carlos, 2000. 115p. + anexos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
74. GAYED, M., KORANY, Y. and STURGEON, G. (2012) Examination of the Prescribed Concrete Block Masonry Compressive Strength in the Canadian Masonry Design Standard, CSA S304.1-04. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis, Brazil, 10 p.
75. GLOCK, C., and GRAUBNER, C.-A., 2001, Load capacity of slender unreinforced masonry walls, Darmstadt Concrete 2001, Institute of Concrete and Masonry Structures, Darmstadt, Germany.
76. GOMES, N.S. A resistência das paredes de alvenaria. 1983. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.
77. GRIVEL, R. M. Analysis of bonded and unbonded capping materials used in determining the compressive strength of concrete masonry units and prisms. 2014. 36f. Project submitted to the faculty of Brigham young university in partial fulfillment of the requirements for the degree of master science, Provo, 2014.

78. GUMASTE KS, Rao KSN, Reddy BVV, and JAGADISH KS (2007) Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression. *Mater and Struct* 40:241–253.
79. HAMID, A. A and DRYSDALE, R. G. (1980). “Concrete masonry under combined shear and compression along the mortar joint.” *ACI Journal*, 77(5), 314-320.
80. HARRIS, H. G., & SABNIS, G. M. (1999). *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Second Edition. Boca Raton: CRC Press LLC.
81. HART G. C., ENGLEKIRK, R. E., Jaw, J., HUANG, S. C., and DRAG, D. J., “ Seismic Performance Study 2-Story Masonry Wall-Frame Building,” U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research,” Report No. 2.1-11, Ewing/Kariotis/Englekirk & Hart (EKEH), February 1992.
82. HENDRY, A. W.; SINHA B. P.; DAVIES S. R., *Design of Masonry Structures*. Department of Civil Engineering. University of Edinburgh, UK. E & FN SPON, 3<sup>a</sup> ed. London, p. 279 (2004).
83. HILSDORF, H.K. 1969. "An investigation into the failure mechanism of brick masonry under axial compression," In *Designing, engineering and construction with masonry products*. Edited by F.B. Johnson. Gulf Publishing, Houston, Tex. pp. 34–41.
84. HOOKER, K. A., "Noteworthy Masonry Construction Projects, 1988-1993," *Masonry Construction*, April 1993.
85. HOTCHWALT, J. M. and AMRHEIN, J. E., *Reinforced Masonry Engineering Handbook: Clay and Concrete Masonry. 7<sup>th</sup> Edition*, Masonry Institute of America, Washington, DC, 2012.
86. HOU J. and LIU Y. "Strain gradient effect on the behaviour and strength of masonry," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2007, 34(10): 1208-1215, 10.1139/107-055.

87. IZQUEIRDO, O. S. Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência a compressão da alvenaria de blocos de concreto. São Carlos, 2011. 179p. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
88. IZQUIERDO, O. S. C., SILVA, M. R.; SOTO, I. I. The influence of mortar bedding on the compressive strength of concrete block masonry structures. 15th International Brick and Block Masonry Conference Florianópolis – Brazil – 2012
89. JUSTE, A. E. Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetidas a esforços de compressão. 2001. 236 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
90. KAUSHIK HB, RAI DC, and JAIN SK. "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression," J Mater Civil Eng 2007:19(9):728–39.
91. KHALAF, F., HENDRY, A., and FAIRBAIRN, D. (1994) Study of the Compressive Strength of Blockwork Masonry. ACI Structural Journal, vol. 91, no. 4, pp. 367-376.
92. KÖKSAL H., KARAKOÇ C. and YILDIRIM H. "Compression behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms", Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 17, 2005, pp. 107–115.
93. KORANY Y. and GLANVILLE J. "Comparing Masonry Compressive Strength in Various Codes", Concrete International, Vol. 27, No.1, 2005, pp. 35-39.
94. KOSKI, J. A., "High-strength Structural Loadbearing Masonry in Tall Buildings," Masonry Construction, February 1992.
95. LEIVA, G. and KLINGNER, R. E., "Behavior and Design of Multistory Masonry Walls under In-Plane Seismic Loading," The Masonry Society Journal, Vol 13, No. 1, pp. 15-24, August 1994.

96. LEIVA, G., M., MERRYMAN, N. ANTROBUS, and R.E. KLINGNER, "In-Plane Seismic Resistance of Two-Story Concrete Masonry Coupled Walls," Proceedings, 5th North American Masonry
97. LENGLER, H.C.M. Caracterizacao de um Fonolito ocorrente no Rio Grande do Sul como fundente ceramico, Diss. Metrado, UFRGS, Porto Alegre, RS (1998).
98. LIU, Y. ; J. DAWE, J.; and ARIDRU, G. "Strain gradient in masonry walls," 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, Alberta, June 8 – 12, 2005
99. LIU, Y. Beam-column Behaviour of Masonry Walls. Ph.D Thesis, University of New Brunswick. Fredericton, Canada, 2002.
100. LOBATO M. "Simple method for the analysis of hollow masonry walls subjected to in plane loading," Ph.D. dissertation. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona; 2009 [in Spanish].
101. LOGULLO, B. G. Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria de blocos de concreto. 2006. 192f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.
102. LONG, L., HAMID, A.A., and DRYSDALE, R.G. (2005) Small-Scale Modeling of Concrete Masonry Using 1/2-Scale Units: A Preliminary Study. Proceedings of the Tenth Canadian Masonry Symposium, Banff, Canada, pp. 484-493.
103. LONG, L.M. (2006). "Behaviour of Half-Scale Reinforced Concrete Masonry Shear Walls," M.A.Sc. thesis, Hamilton, Ontario, Canada: McMaster University.
104. LUMANTARNA, R., BIGGS, D. T., & INGHAM, J. M. (2014). Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(4), 567-575.



105. MANN, W and MÜLLER, H. (1982). "Failure of shear-stressed masonry—an enlarged theory, tests and application to shear walls." Proc., British Ceramic Soc., 79(30), 223-235.
106. MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE (MSJC), Building Code Requirements and Specifications for Masonry Structures, TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, The Masonry Society, Boulder, CO, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, and Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
107. MAURENBRECHER AHP. "Compressive strength of eccentrically loaded masonry prisms," In: Proc 3rd Canadian Masonry Symposium, Edmonton, 1983, p. 10/1–10/13.
108. MAURÍCIO, R. M. Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, UNESP, 2005.
109. MAURÍCIO, R. M.; CAMACHO, J. S.; ANDOLFATO, R. P. Resistência à compressão axial de blocos de concreto capeados com diferentes materiais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46. 2004, Florianópolis. Anais... Florianópolis: IBRACON, 2004. v.6, p. 1271-1280.
110. MCNARY, W. S., and ABRAMS, D. P. (1985). Mechanics of masonry in compression. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 111(4), 857-870. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-445(1985)111:4(857)
111. MEDEIROS, J. S. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. São Paulo, 1993. 2v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

112. MENDES, J. R. K. Resistência a compressão de alvenarias de blocos cerâmicos estruturais. Florianópolis, 1998. 185p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina.
113. MOHAMAD G. Mecanismo de ruptura de alvenaria de Blocos à Compressão. Tese de doutorado, 2007.
114. MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. Florianópolis, 1998. 117p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina.
115. MOHAMMED A, Hughes TG. "Prototype and model masonry behavior under different loading conditions," *Mater Struct* 2011;44(1):53–65.
116. MOTA, J. A. V. influência da junta vertical na resistência à compressão de prismas em alvenaria estrutural de blocos de concreto e blocos de concreto celular autoclavado. Belo Horizonte, 2001. 223p. Dissertação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.
117. MÜLLER, M. S. K. Estudo das correlações entre resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, SP, 1.989, 246p.
118. NCMA (2012) "Recalibration of the Unit Strength Method for Verifying Compliance with the Specified Compressive Strength of Concrete Masonry, MR37", National Concrete Masonry Association, Herndon, VA, [www.ncma.org](http://www.ncma.org).
119. NCMA EK 9-4A, "Grout for Concrete Masonry," National Concrete Masonry Association, Herndon, VA, 2005.
120. NORMA MEXICANA. NMX-C-404-ONNCCE: Técnica complementar para dimensionamento e construção de alvenaria estrutural, 2011.

121. NZS 4229:1999. Concrete Masonry Buildings Not Requiring Specific Engineering Design. Standards Association of New Zealand. Wellington.
122. OJINAGA, Jo, and TURKSTRA, CoJ., IIThe Design of Plain Masonry Walls", c, . J. of Civ. Eng., Vol. 7, No. 2, March 1980, pp 233-242.
123. OSAMA A. A.; AMEED, A. S. The Effect of Capping Condition on the Compressive Strength of Concrete Hollow Blocks. An-Najah Univ. J. Res. (N. Sc), Vol. 17(1), 2003.
124. PARSEKIAN, G. A., HAMID, A. A., and DRYSDALE, R. G., Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, EdUFSCar, São Carlos, S.P., Brazil, 2012.
125. PAULAY, T., and PRIESTLEY, M. J. N. \_1992\_. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley-Interscience, New York.
126. PRIESTLEY, M. J. N. and HART, G. C., "Design Recommendations for the Period of Vibration of Masonry Wall Buildings" U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, Report No. SSRP 89/05, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles, California, November 1989.
127. PRIESTLEY, M. J. N., and ELDER, D. M. \_1983\_. "Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry." ACI J., 80\_3\_, 192–201.
128. PRIESTLEY, M.N., "Seismic Design of Concrete Masonry Shear Walls," ACI Journal, Vol. 83, No. 1, January-February 1986, 58-68.
129. ROMAGNA, R. H. Resistência á compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. 2000. 195f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

130. ROMAN, H. and ROMAGNA, R. (2002) Compressive Strength of Grouted and Un-grouted Concrete Block Masonry. Technical Report for the British Masonry Society, London, Vol. 9, pp. 399-404.
131. ROSS, M., KORANY, Y., and STURGEON, G., "Recalibration of the Unit Strength Method in the Canadian Masonry Design Standard, CSA S304.1-04 for Grouted Masonry." The 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, Canada, 2013.
132. SABBATINI, F.H. Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 1986.
133. SANDOVAL C, ROCA P, BERNAT E, Gil Ll. "Testing and numerical modelling of buckling failure of masonry walls," *Constr Build Mater* 2011;25(12):4394–402.
134. SCPI. 1969. "Recommended practice for engineered brick masonry," Structural Clay Products Institute (SCPI), McLean, Va.
135. SHEDID, M.T. (2009). "Ductility of Concrete Block Shear Wall Structures," Ph.D. thesis, Hamilton, Ontario, Canada: McMaster University.
136. SILVA, A. F. Avaliação da resistência à compressão da alvenaria estrutural, 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2008.
137. STEADMAN, M., DRYSDALE, R. G., and KHATTAB, M. M., "Influence of Block Geometry and Grout Type on Compressive Strength of Block Masonry," 7th Canadian Masonry Symposium, Hamilton, Canada, June 1995. p. 1116–27.
138. SUPRENANT, B. A., "A Floor a Week per Tower," *Masonry Construction*, November 1989.

139. THE MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE, "Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures," ACI 530/ASCE 5/TMS 402, American Concrete Institute, American Society of Civil Engineers and The Masonry Society, Detroit, New York.
140. THOMPSON, J.; LANG, N. and WITTHUHN, T. Recalibration Of The Unit Strength Method For Verifying Compliance With The Specified Compressive Strength Of Concrete Masonry. In: 12th Canadian Masonry Symposium Vancouver, British Columbia, June 2-5, 2013.
141. TURKSTRA, C. J., and THOMAS, G. R., "Strain Gradient Effects in Masonry," Proceedings, North American Masonry Conference (Boulder, Aug. 1978), University of Colorado, Boulder, 1978, Paper No. 22, 21 pp.
142. TURKSTRA, C.J., OJINAGA, J., SHYA, C-T, "Development Of a Limit States Code", Proc. 3<sup>rd</sup> Canadian Masonry Symposium, Edmonton, 2.1, - 2.13, 1983.
143. VOON, K. (2007). "In-plane seismic design of concrete masonry structures", Phd Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland. New Zealand.
144. WALLACE, M. A., "Loadbearing Masonry Rises High in Cleveland," Masonry Construction, May 1997.
145. WANG, R., ELWI, A. E., HATZINIKOLAS, M. A., and WARWARUK, J. (1997). "Tests of tall cavity walls subjected to eccentric loading." J. Struct. Engrg., ASCE, 912-919.
146. WANKANG, L and XIJUN, L. (2000). "A Study on the response of brick masonry structure under dynamic and static shear-compression loading and suggested shearing equation." Journal of Chongqing Jianzhu University, 22(4), 13-19.

147. WU, H., and LI, B. Investigating the Load Paths of RC Shear Wall with Openings under Reversed Cyclic Loadings. Pacific Conference on Earthquake Engineering. New Zealand. 2003.
148. YANEZ, F.V., PARK, R., and PAULAY, T. Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls with Irregular Openings. Pacific Conference on Earthquake Engineering. New Zealand. 1991.
149. YANG Y., YE J., ANDERSON D., and KORANY Y. Statistical Analysis of the Correlation between Masonry Unit Strength and Prism Compressive Strength. Structural Engineering Report, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 2008, 39 p.
150. YOKEL, F.Y., MATHEY, R.G., and DIKKERS, R.D. 1971. "Strength of masonry wall under compressive and transverse loads," Building Science Series 34, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
151. YOKEL, F.Y., MATHEY, R.G., and DIKKERS, R.D. 1971. Strength of masonry wall under compressive and transverse loads. Building Science Series 34, National Bureau of Standards, Washington, D.C.