

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads

Avaliação experimental da interação entre paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais

L. O. CASTRO ^a
lucascastro.ecivil@gmail.com

R. C. S. S. ALVARENGA ^a
rcassia.alvarenga@gmail.com

R. M. SILVA ^b
roberto@dees.ufmg.br

J. C. L. RIBEIRO ^a
jcarlos.ribeiro@ufv.br

Abstract

This paper aims to evaluate the interaction between structural masonry walls made of high performance concrete blocks, under vertical loads. Two H-shaped flanged wall series, all full scale and using direct bond, have been analyzed experimentally. In one series, three flanged-walls were built with the central wall (web) supported and, in the other one, three specimens were built without any support at the central web. The load was applied on the central wall and vertical displacements were measured by means of displacement transducers located at eighteen points in the wall-assemblages. The results showed that the estimated load values for the flanges were close to those supported by the walls without central support, where 100% of the load transfer to the flanges occur. The average transfer load rate calculated based on the deformation ratio in the upper and lower section of the flanged-walls, with the central web support, were 37.65% and 77.30%, respectively, showing that there is load transfer from the central wall (web) toward the flanges, particularly in the lower part of the flanged walls. Thus, there is indication that the distribution of vertical loads may be considered for projects of buildings for service load, such as in the method of isolated walls group. For estimation of the failure load, the method that considers the walls acting independently showed better results, due to the fact that failure started at the top of the central wall, where there is no effect of load distribution from the adjacent walls.

Keywords: high strength performance block, structural masonry, flanged walls, wall interaction.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo avaliar a interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência, sob ações verticais. Foram ensaiadas duas séries de paredes com flanges intertravadas, em formato "H" em escala real e com amarração direta, sendo uma série composta de três espécimes com a parede central (alma) apoiada e a outra série de três espécimes sem apoio na alma. A carga foi aplicada na parede central e através de transdutores de deslocamento foram monitorados os deslocamentos verticais em dezoito pontos do conjunto de paredes. Os resultados mostram que os valores de carga estimados para os flanges das paredes com apoio central foram próximos daqueles suportados pelos flanges das paredes sem apoio central, nas quais ocorrem 100% de transferência de carga para os mesmos. As taxas de transferência médias, calculadas com base na relação de deformações no trecho superior e inferior para o conjunto de paredes com apoio central, foram de 37,65% e 77,30%, respectivamente, mostrando que existe transferência de carga da parede central (alma) para os flanges, particularmente no trecho inferior do conjunto de paredes. Assim, há um indicativo de que a distribuição de forças verticais pode ser considerada em projetos de edifícios para cargas de serviço, como no método de grupo isolado de paredes. Com relação ao comportamento último das paredes com flanges com apoio na alma, a ruptura ocorre no topo da alma, local onde ainda não ocorre transferência de forças verticais entre paredes adjacentes, neste caso o método de paredes isoladas para a estimativa da carga de ruptura seria adequado.

Palavras-chave: blocos de alta resistência, alvenaria estrutural, paredes com flanges, interação entre paredes.

^a Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil;

^b Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introdução

Historicamente, percebe-se uma evolução no aumento da resistência dos concretos em função das necessidades de se construir edifícios cada vez mais elevados e de se atender aos requisitos de durabilidade. A utilização de adições minerais (sílica ativa, argila calcinada) e aditivos plastificantes, aliada a uma baixa relação água/cimento e alto consumo de aglomerante possibilitam a obtenção de concretos mais resistentes, menos porosos e menos permeáveis.

A interação de paredes ganha interesse e necessidade de investigação, particularmente quando se usa blocos com alta resistência, devido à existência de poucos trabalhos e a divergência sobre o assunto. Alguns autores consideram que as paredes trabalham isoladamente, enquanto outros admitem a interação de paredes adjacentes, ou seja, a transferência de força de uma parede mais carregada para outra menos carregada, quando existe amarração entre as paredes.

Algumas normas internacionais como a norma americana ACI/ASCE/TMS [1] e o Eurocode [2] usualmente não permitem a consideração da interação de paredes no método de distribuição de ações verticais. No Brasil, a ABNT NBR 15961-1 [3] permite a consideração da interação entre paredes desde que seja respeitado o limite de resistência ao cisalhamento da interface entre paredes. Essa consideração é fruto de alguns trabalhos como o de Capuzzo Neto (2000) [4], Andolfato (2006) [5] e Oliveira (2014) [6] que realizaram pesquisas em paredes interconectadas com blocos cerâmicos e de concreto.

Em grupo de paredes onde elas são construídas com a amarração direta, o travamento das unidades permite a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura das paredes com flanges de alvenaria. Na amarração indireta, a interação de paredes ocorre não devido ao travamento dos blocos, mas através de outros elementos que garantem a transferência de força.

Em edifícios com maiores alturas e maiores vãos, o comportamento da interseção de paredes submetidas a carregamento vertical e as possíveis trajetórias de tensão ao longo desta altura influenciam significativamente nos resultados de resistência das paredes e cargas de fundação.

Para verificar a interação entre paredes com flanges, interconectadas, compostas de blocos de concreto de alta resistência submetidas a ações verticais e investigar a transferência de forças entre elas, avaliou-se a distribuição de forças em seis espécimes de paredes em formato H, em escala real, construídas usando-se amarração direta. Além disso, foram realizados ensaios nos blocos, prismas, e ensaios de caracterização da argamassa utilizada. No contexto da construção em alvenaria estrutural, entende-se que há espaço favorável à introdução dos blocos de concreto de alta resistência devido ao seu bom desempenho estrutural e durabilidade, além das demais características adequadas que apresentam. Outro fator relevante é que os estudos realizados analisaram blocos com propriedades diferentes das apresentadas nas referências sobre o tema. Assim, o estudo da interação entre paredes constituídas por blocos de alta resistência poderá contribuir para o esclarecimento sobre a ocorrência da uniformização de tensões, pois nos trabalhos já realizados sobre o assunto foram usados blocos vazados cerâmicos e de concreto normal, e é fator que afeta decisivamente a segurança e a economia dos projetos de alvenaria.

2. Propriedades mecânicas da alvenaria estrutural

2.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do bloco é o fator que mais contribui para a resistência final da alvenaria, entretanto o ganho de resistência da alvenaria não é proporcional ao ganho de resistência do bloco. A explicação baseia-se no fato de que, com o aumento da resistência do bloco, há um aumento de rigidez do mesmo em relação à argamassa, aumentando assim a diferença entre as deformações laterais do bloco e da argamassa, e, como há impedimento de deslocamento entre eles devido à aderência, surgem maiores tensões laterais no bloco, o que pode acelerar a ruptura do conjunto.

A ABNT NBR 15961-1 [3] fixa que o menor valor para a resistência à compressão da argamassa deve ser de 1,5 MPa e o valor máximo é limitado a 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida.

O código europeu EN 1996-1-1 (2005) [2] estabelece a Equação (2.1) para determinação da resistência característica à compressão da alvenaria com base na resistência da argamassa e do bloco.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (2.1)$$

Onde:

K é um coeficiente que depende do tipo de material do bloco e do tipo de argamassa;

f_b é a resistência média à compressão da unidade, em relação à área bruta;

f_k é a resistência média à compressão da alvenaria, em relação à área bruta;

f_m é a resistência média à compressão da argamassa.

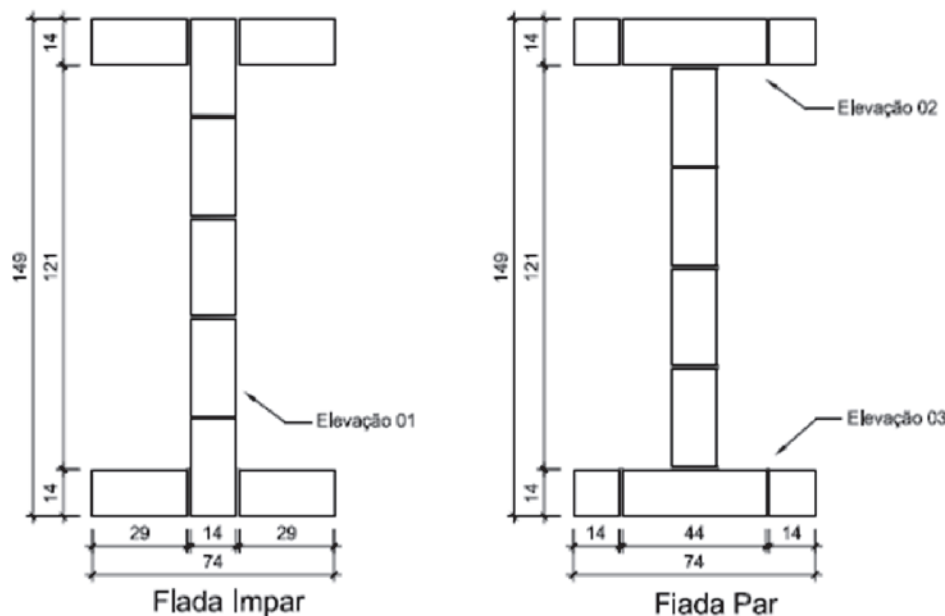
2.2 Módulo de deformação

O módulo de deformação longitudinal da alvenaria pode ser conhecido a partir do gráfico tensão-deformação específica, obtido em ensaio de compressão, a fim de avaliar e quantificar a deformação ocorrida durante o ensaio. O módulo de deformação longitudinal e o coeficiente de Poisson são importantes características, que não só dizem respeito às deformações da alvenaria, mas também ao seu mecanismo de ruptura.

Para obtenção experimental do módulo de deformação longitudinal de prismas e da alvenaria existem as normas ABNT NBR 15961-2 [7] e a ABNT NBR 8949 [8] que prescrevem os procedimentos de ensaio, entretanto não há métodos de ensaio definidos para a determinação do módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson dos blocos de concreto.

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

Figura 1 - Dimensão em planta das paredes com flanges.
Paredes de 260 cm de altura | Cotas em cm



que a norma ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02 [1] 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. Na ausência de ensaios, podem-se usar equações contidas em normas de concreto para se estimar o módulo de elasticidade ou de deformação longitudinal do bloco de concreto. O CEB – FIB Mode Code (1990) [10] determina que o módulo de deformação do concreto deve ser obtido pela Equação (2.2).

$$E_b = 2,5 \times 10^4 \times \left(\frac{f_b}{10} \right)^{0,33} \quad (2.2)$$

onde:

E_b é o módulo de elasticidade médio dos blocos, em MPa, relativo à área líquida do bloco;

f_b é a resistência à compressão média dos blocos, em MPa, relativo à área líquida do bloco.

A Equação (2.3) é a sugerida pela norma ACI – Building Code 318 [11], que adota concretos de massa específica entre 1442 kg/m³ e 2483 kg/m³. Para o coeficiente de Poisson, é usado como referência o valor de 0,20, que é o coeficiente de Poisson do concreto.

$$E_b = 0,0428 f_b^{0,5} w_b^{1,5} \quad (2.3)$$

onde:

E_b é o módulo de elasticidade médio do bloco, em MPa, relativo à área líquida do bloco;

f_b é a resistência média do bloco, em MPa, em relação à área líquida do bloco;

w_b é a massa específica unitária do bloco, em kg/m³.

Para a determinação do módulo de deformação para a alvenaria, a ABNT NBR 15961-1 [3] estabelece o valor de $800 \times f_{pk}$, onde f_{pk} é a resistência característica dos prismas. Gomes (1983, apud CARVALHO, 2007) [12] 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, e que ambos obedeçam à lei de Hooke, obtém-se a Equação (2.4).

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}, \text{ com } \delta = \frac{h_b}{H} \quad (2.4)$$

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.

h_b é a altura do bloco, em cm.

H é a altura da alvenaria, em cm.

A Equação (2.4) é utilizada para estimativa do módulo de deformação longitudinal da parede quando conhecidos o módulo de deformação longitudinal do bloco e da argamassa. Dhanasekar (1995, apud MOHAMAD) 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).

$$E_{pa} = 1180 \times (f_c)^{0,83} \quad (2.5)$$

E_{pa} é o módulo de deformação longitudinal da parede, em MPa, em relação à área bruta;

f_c é a resistência à compressão da alvenaria, em MPa, em relação à área bruta.

As equações apresentadas neste item para a obtenção do módulo de deformação longitudinal da alvenaria são frutos de diferentes pesquisadores com diferentes materiais e serão utilizadas na análise e comparação dos resultados obtidos experimentalmente.

3. Material e programa experimental

Neste trabalho foram ensaiadas duas séries de paredes com

flanges de alvenaria em escala real. A primeira série foi constituída de três espécimes em formato “H” em planta, com a parede central e flanges apoiados. A segunda série foi constituída de três espécimes em formato “H” em planta, em que a parede central não foi apoiada, sendo apenas os flanges apoiados, situação em que ocorre total transferência de carga para os flanges, tornando possível comparar as duas séries.

Em ambas as séries, tanto as juntas verticais como as juntas horizontais foram preenchidas com argamassa e possuíam espessura de um centímetro, tendo sido utilizada amarração direta. Optou-se por utilizar uma placa de aço, com comprimento de 90 centímetros, para a aplicação da carga uniformemente sobre a alma, simulando o efeito da fiada de respaldo no topo da parede. A placa de aço utilizada aplicou carga nos três blocos centrais da parede central, excluindo os blocos que estavam diretamente apoiado sobre os flanges Figura [7]. A utilização de uma laje para a aplicação de carga sobre a parede, situação ideal para realização do experimento, é mais complexa, tendo em vista que os ensaios realizados foram em escala real.

3.1 Geometria, construção das paredes com flanges e transporte

Utilizaram-se unidades intertravadas na construção das paredes com flanges, usando-se no travamento a unidade especial de

Figura 2 – Primeira etapa da parede com flanges de alvenaria executada



Figura 3 – Parede com flanges executada e sua movimentação em ponte rolante para o pórtico de reação



44 cm de comprimento com três vazados. Os espécimes foram construídos sobre gabaritos metálicos e após o período de cura foram transportados para o pórtico onde foram ensaiados. As dimensões (em centímetro) em planta dessas paredes podem ser visualizadas na Figura [1].

A construção das paredes com flanges foi realizada em três etapas conforme recomendações da ABNT NBR 8949:1985 [8]. No primeiro dia foram levantadas cinco fiadas e, nos dois dias subsequentes, quatro fiadas cada. Na Figura [2] observa-se a primeira etapa das paredes de alvenaria executada. Para cada etapa construída eram moldados três corpos de prova prismáticos de argamassa.

O transporte até o local de ensaio foi realizado com uma ponte rolante. Na Figura [3] é mostrado um espécime de paredes com flanges executado sendo transportado para o pórtico de reação.

3.2 Instrumentação e procedimento de ensaio

O procedimento de execução das paredes com flanges seguiu os preceitos da ABNT NBR 8949:1985 [8], que encontrava-se em vigor na data de realização dos ensaios. As deformações foram determinadas abaixo da fiada de topo, para evitar perturbações localizadas na região de aplicação do carregamento.

As paredes com flanges foram instrumentadas com uma célula de carga e dezoito transdutores de deslocamento, tanto na parede central, quanto nos flanges. Na Figura [4], são mostradas as elevações (em centímetro) das paredes com flanges e a posição dos sensores na parede central e nos flanges internas e externas, respectivamente. O comprimento de base de medida para o cálculo das deformações verticais foi de 40 centímetros, o que

Figura 4 – Pontos instrumentados e posições.
(a) parede central – (b) flange interna e externa. Cotas em cm

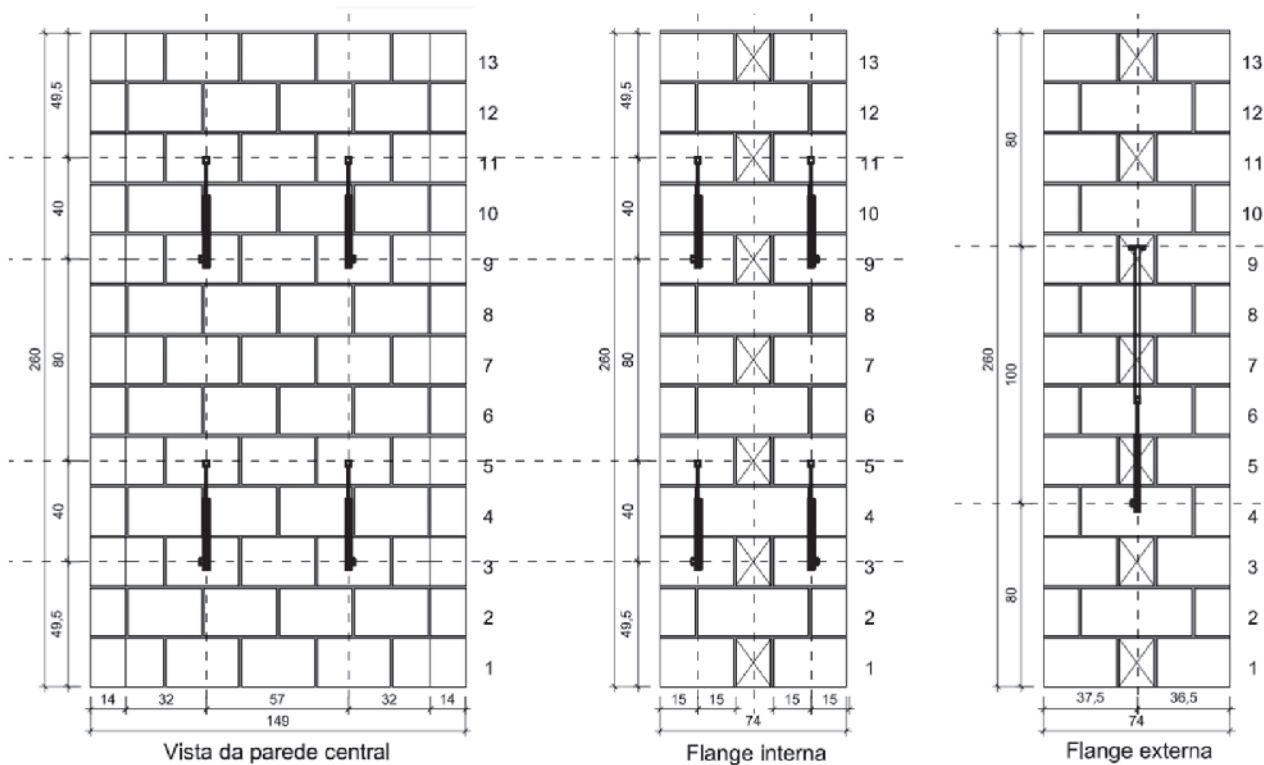
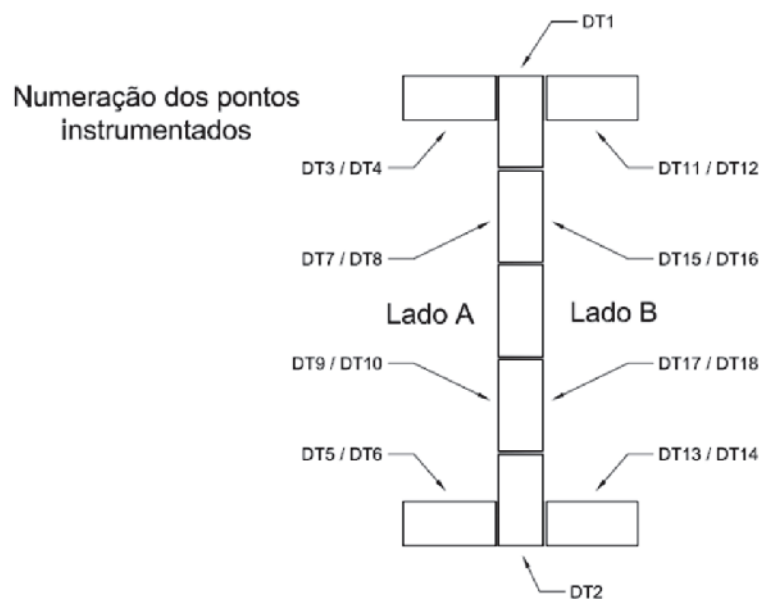


Figura 5 – Numeração utilizada nos transdutores de deslocamentos | parte superior (números ímpares) e parte inferior (números pares)



Parte superior: DT3 / DT5 / DT7 / DT9 / DT11 / DT 13 / DT 15 / DT 17
 Parte Inferior: DT4 / DT6 / DT8 / DT10 / DT12 / DT 14 / DT16 / DT 18

Figura 6 – Parede com flanges instrumentada e detalhe do pórtico de reação



equivale à medida de duas fiadas. A numeração dos transdutores de deslocamento utilizados na estrutura está mostrada na Figura [5]. O sistema de aquisição de dados utilizado foi o *Spider* com frequência de leitura igual a 2 Hz.

Dividiu-se o carregamento em quatro etapas e o incremento de carga adotado foi de 150 kN, correspondente a cerca de 10% da carga de ruptura provável. Na primeira etapa foram aplicados três incrementos de carga, descarregando-se a seguir até zero; na segunda etapa foram aplicados três incrementos de carga, descarregando até 150 kN; na terceira etapa, foram aplicados sucessivos incrementos de carga até o aparecimento de microfissuras; na última etapa, após o aparecimento de pequenas fissuras, retiraram-se os equipamentos e o incremento de carga passou a ser de 50 kN, até a ruptura da parede com flanges.

A cada incremento, o nível de carregamento permaneceu sobre a parede com flanges por um tempo não inferior a 5 minutos. As cargas e os encurtamentos foram registrados ao final desse período. Na Figura [6] é mostrada a parede com flanges instrumentada no momento do ensaio e o detalhe da estrutura de reação utilizada nos ensaios.

Para minimizar a excentricidade da carga foram utilizadas duas rótulas, a primeira localizada no macaco hidráulico e a segunda

acima da placa de aço que se apoiava na parede central. Para melhorar o apoio entre o gabarito metálico e a laje de reação e evitar que a carga se concentrasse em pontos localizados, utilizou-se uma argamassa de alta resistência inicial aplicada abaixo do gabarito em cada ensaio, conforme esquema da Figura [7]. O procedimento de ensaio foi o mesmo para ambas as séries.

4. Propriedades dos materiais

Paralelamente ao ensaio nas paredes com flanges foi também efetuado um conjunto de ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria, bloco de concreto e argamassa, e prismas de dois blocos.

4.1 Blocos de concreto

A caracterização dos blocos, feita em termos de resistência média e resistência característica, seguiu os procedimentos da ABNT NBR 12118:2014 [13] em seis corpos de prova. O módulo de deformação longitudinal e o coeficiente de Poisson foram obtidos por meio de quatro extensômetros elétricos ligados a um sistema de aquisição de dados AqDados da *Lynx*. Para tal, os blocos foram

Figura 7 - Parede com flanges instrumentada e detalhe do pórtico de reação

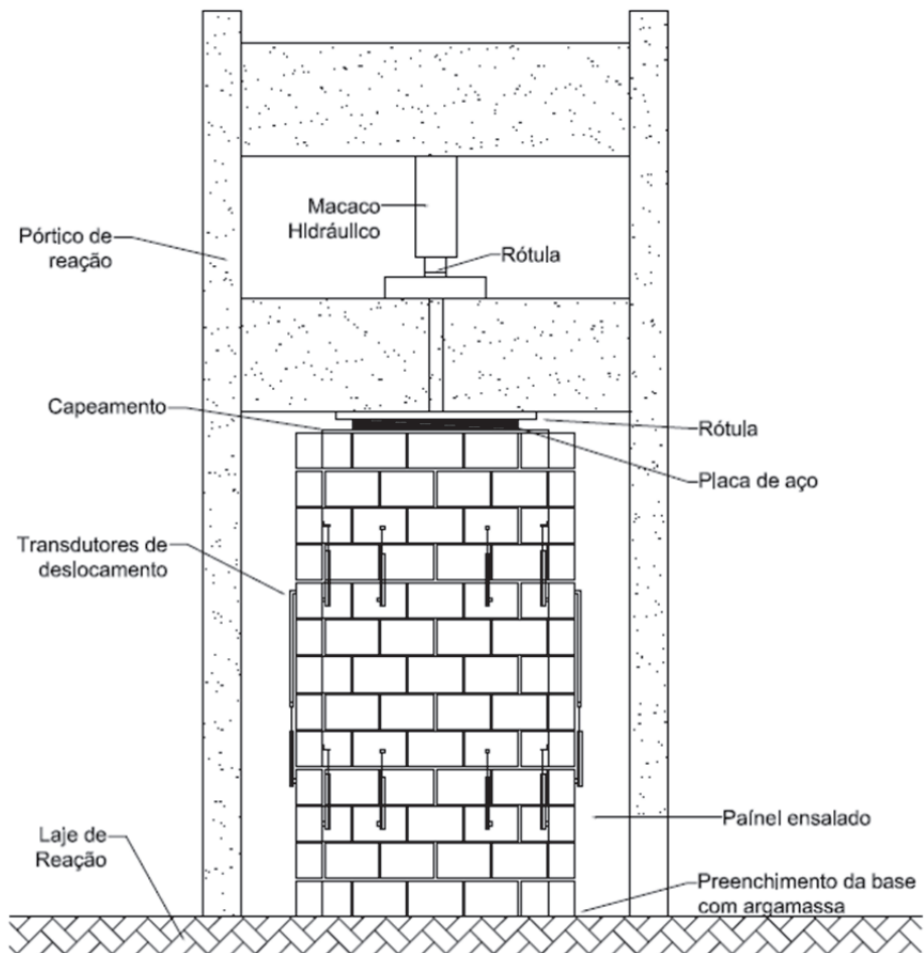


Figura 8 - Bloco instrumentado e detalhe da posição dos extensômetros

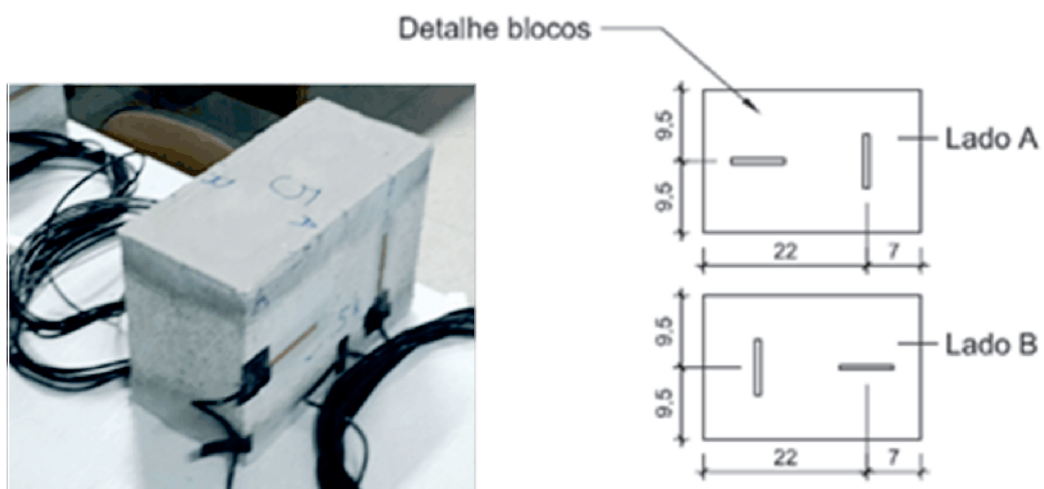
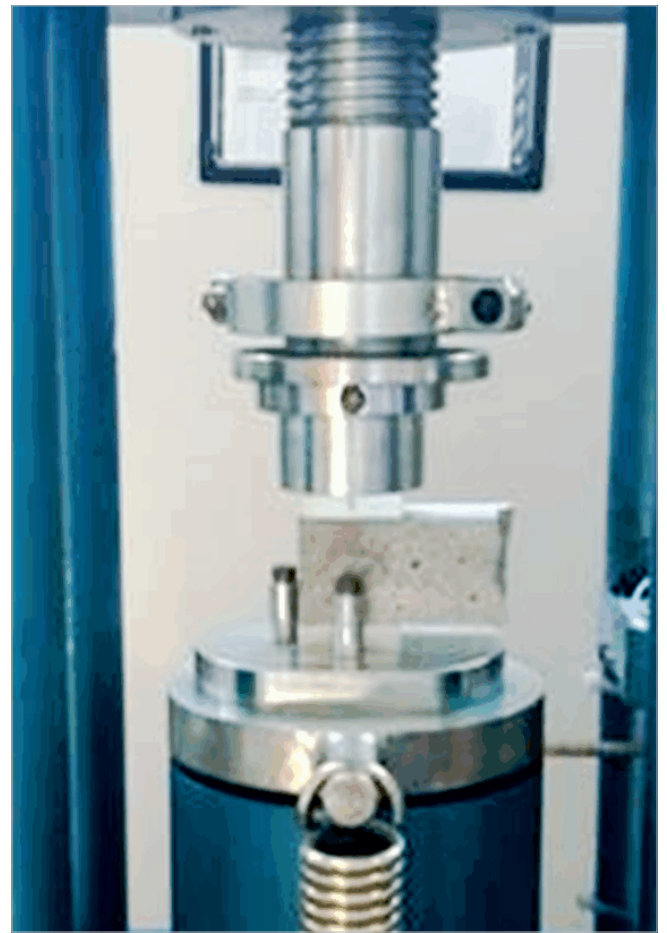


Figura 9 – Ensaio em corpos de prova prismáticos de argamassa, à flexão simples e à compressão



submetidos a uma carga de 30% da carga de ruptura e descarregados, para acomodações. Em seguida o carregamento foi aplicado a uma taxa de 0,005 mm/s até 50% da provável carga de ruptura, em seguida carregados até a ruptura.

A partir do trecho linear (carga x deformação) obteve-se o módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson, admitindo-se como trecho linear valores do gráfico de 0,5 MPa a 30% da tensão de ruptura média dos blocos. A escolha do procedimento de ensaio foi com base em trabalhos encontrados na literatura, devido à falta de normas específicas. Na Figura [8], são ilustradas a instrumentação do bloco e a posição dos extensômetros no bloco.

4.2 Argamassa de assentamento

A argamassa empregada neste trabalho para executar os prismas e as paredes utilizou os seguintes materiais como aglomerantes: cimento Portland do tipo CP II-E-32, cal hidratada especial aditivada tipo CH I e agregado miúdo natural quartzoso, zona utilizável superior.

Para a dosagem utilizou-se o método proposto por Santos (2014) [14] com vistas a obter para a argamassa uma resistência à compressão em torno de 70% da resistência característica do bloco (16,9 MPa), referida à área líquida. O ensaio seguiu as recomendações da ABNT NBR 13279:2005 [15] e da ABNT NBR 15961-2:2011 [7] e foram realizados na data de ensaio das paredes. Na Figura [9] é ilustrado o ensaio de resistência à tração na flexão e resistência à compressão.

Seis corpos de prova cilíndricos (5x10) cm de argamassa tam-

bém foram confeccionados para obter o módulo de deformação longitudinal estático e dinâmico. Foram utilizadas a ABNT NBR 8522:1984 [16] e a ABNT NBR 15630:2009 [17], respectivamente, para obtenção do módulo.

4.3 Prisma de dois blocos

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão dos prismas seguiram os procedimentos da ABNT NBR 15961-2:2011 [7]. Para medir o módulo de deformação longitudinal foi utilizado sistema de aquisição de dados (AqDados da Lynx), com frequência de leitura de dados de 2 Hz. Nesse sistema eram coletados dados da célula de carga, de quatro extensômetros elétricos e de dois transdutores de deslocamento conforme Figura [10].

Os prismas foram submetidos ao ensaio com aplicação de carga manual em um pórtico. Na Figura [11] é ilustrado o esquema montado para realização do experimento. O módulo de deformação dos prismas e o coeficiente de Poisson dos blocos foram calculados no intervalo correspondente à curva secante de 5% e 30% da tensão de ruptura de cada corpo de prova, conforme critério da norma.

5. Resultados e discussão

Neste item serão apresentados os resultados encontrados bem como uma interpretação e comparação com resultados encontrados por outros pesquisadores.

5.1 Propriedade dos materiais

O valor médio encontrado nos ensaios para a resistência à compressão obtida para os blocos de concreto foi de 20,3 MPa e resistência característica de 16,9 MPa, mostrados com detalhes na Tabela [1]. O valor médio encontrado nos ensaios para o módulo de deformação longitudinal dos blocos foi de 20350 MPa, valor este que se assemelha ao valor calculado pela fórmula proposta pelo ACI – Building Code 318 [11]

(26429 MPa), com uma diferença de resultados de 23,00%.

A mesma argamassa foi utilizada para preparar os prismas e as paredes. Os módulos de deformação longitudinal obtidos foram de 9293 MPa e 7938 MPa, estático e dinâmico, respectivamente. Os resultados apresentaram divergência de valores entre si, de 14%, mas não apresentaram diferenças nos ensaios individuais, visto que o coeficiente de variação foi inferior a 5%. Sua resistência à compressão média foi de 11,31 MPa e resistência à tração na flexão de 2,70 MPa.

Figura 10 – Prisma pronto para ser ensaiado e esquema da instrumentação

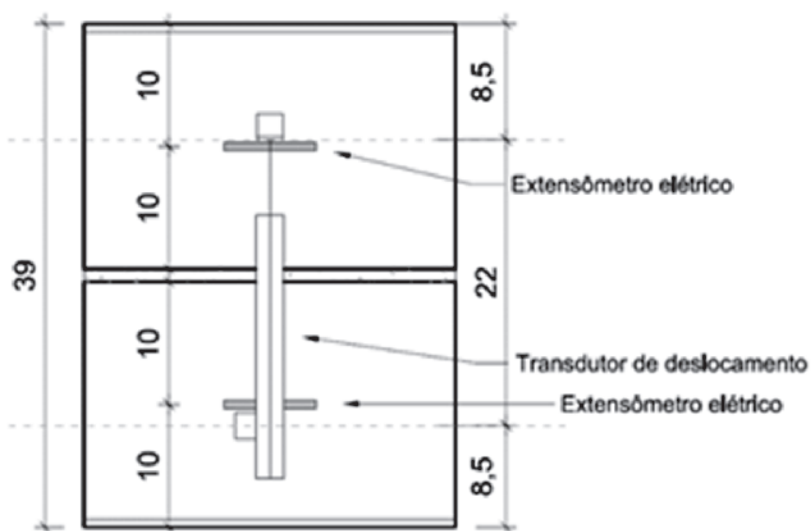
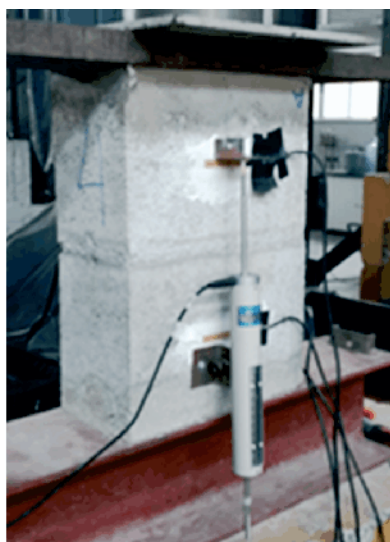


Figura 11 – Ensaio em prismas



Tabela 1 - Propriedades física e mecânicas dos materiais obtidas com os ensaios

Ensaio	Resultado	D.P. (MPa)	C.V. (%)
Bloco (14x29x19)	Largura (mm)	138,8	0,05
	Comprimento (mm)	289,3	0,59
	Altura (mm)	190,1	0,25
	A_{liq}/A_{bruta}	0,574	-
	w_b (kg/m ³)	2187,91	-
	f_b (MPa)	20,30	2,03
	f_{bk} (MPa)	16,90	2,03
	E_b (MPa)	20350	2254,73
	ν	0,22	0,08
Argamassa	F_{mc} (MPa)	11,31	0,33
	F_{mf} (MPa)	2,70	0,13
	E_m estático (MPa)	9293	412,00
Prismas	f_p (MPa)	13,7	2,47
	f_{pk} (MPa)	11,7	2,47
	f_p / f_b (%)	57,50	-
	f_{pk} / f_{bk} (%)	69,06	-
	E_p	10008	434,83
	ν	0,17	0,02

Os ensaios em prismas tiveram como objetivo analisar as características de resistência de elementos de alvenaria estrutural, com ênfase nas cargas e modos de ruptura, analisar a deformabilidade axial de prismas de dois blocos além de permitir comparações com os valores obtidos para as paredes.

A ruína ocorreu, em geral, por fissuração vertical, iniciada e intensificada nos septos transversais e nas paredes longitudinais. As primeiras fissuras surgiram entre 70 e 80% da carga máxima.

O valor médio encontrado para o módulo de deformação longitudinal dos prismas foi de 10008 MPa, ou seja, houve uma redução de 49,50%, no módulo de deformação quando comparado com o valor obtido para os blocos. O coeficiente de Poisson para os prismas apresentou valor médio de 0,17, valor inferior em 22% àqueles encontrados para os blocos. Isso se deve ao fato de que

os valores de deformações longitudinais obtidos são do conjunto bloco/ argamassa, sendo superiores àqueles que seriam obtidos apenas pela deformação nos blocos.

Observando os valores médios encontrados para os módulo de deformação dos blocos e da argamassa, 20350 MPa e 9293 MPa, respectivamente, resulta em uma relação $E_{mor}/E_b = 0,46$. Segundo Chemma e Klinger (1986) [18], para uma relação $E_{arg}/E_b \geq 0,6$, a ruptura ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa, enquanto para $E_{arg}/E_b \leq 0,6$ a ruptura acontece por tração no bloco. De fato, durante os ensaios foram observadas fissuras verticais nas paredes transversais e longitudinais dos blocos dos prismas.

Na Tabela [1] é apresentado um resumo dos resultados descritos neste item.

Tabela 2 - Cargas de primeira fissura e cargas máximas

Tipo	Ensaio	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)
Com apoio central	1	642,48	879,46
	2	728,25	1294,60
	3	703,00	952,73
	Média (kN)	697,24	1042,26
	D.P. (kN)	44,08	221,58
	C.V. (%)	6,38	21,26
	Sem apoio central	4	545,82
5		478,16	593,77
6		621,10	673,24
Média		581,69	657,20
	D.P. (kN)	90,51	57,13
	C.V. (%)	15,56	8,69

Tabela 3 – Tensões de ruptura

Tipo	Tensão parede isolada (MPa)			Tensão grupo isolado (MPa)		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)
Com apoio central	6,15	1,31	21,26	2,75	0,58	21,26
Sem apoio central	3,17	0,27	8,72	-	-	-

Tabela 4 – Módulo de deformação (parede com apoio central)

Parede com flange	Carga (kN)		Tensão na alma (MPa)	Def. 1	Def. 2	Mód. defor. 1	Mód. defor. 2
1	30%	26,38	1,20	0,0004351	0,0011511	7740	3306
	40%	35,17	2,04	0,0003273	0,0008988	7740	3306
2	30%	38,84	1,25	0,0006610	0,0013659	7756	3016
	40%	51,78	2,95	0,0004406	0,0007993	7756	3016
3	30%	28,58	0,81	0,0004683	0,0009824	3870	5729
	40%	38,11	1,58	0,0002691	0,0008478	3870	5729
Média (MPa)						5236	
D.P. (MPa)						384,6	
C.V. (%)						7,35	

1 - Lado direito da alma; 2 - Lado esquerdo da alma.

Tabela 5 – Módulo de deformação (parede sem apoio central)

Parede com flange	Carga (kN)		Taxa de transferência	Tensão no flange (MPa)	Def.	Mód. defor.
1	30%	10,57	100%	1,34	0,0003411	5897
	40%	14,09	100%	1,01	0,0002842	
2	30%	89,07	100%	1,13	0,0000801	3529
	40%	11,88	100%	0,85	0,0000000	
3	30%	10,10	100%	1,28	0,0000272	7209
	40%	13,47	100%	0,96	0,0000227	
Média (MPa)						5545
D.P. (MPa)						1868,1
C.V. (%)						33,64

5.2 Paredes com flanges de alvenaria

Para melhor entendimento, os resultados serão divididos em cinco itens, sendo eles: resistência à compressão, deformações, modos de ruptura, estimativa da taxa de transferência e análise comparativa entre paredes com e sem apoio central.

5.2.1 Resistência à compressão

As forças correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis em cada ensaio e à ruptura são apresentadas na

Tabela [2] e, na Tabela [3], são apresentadas as tensões de ruptura considerando a parede como isolada e como grupo isolado de paredes. As resistências à compressão dos corpos de prova prismáticos de argamassas, que foram retirados durante a fabricação das paredes com flanges, tiveram resultados conforme o esperado (12,0 MPa), um pouco acima, devido ao maior tempo de cura da argamassa.

5.2.2 Deformações

Para o cálculo do módulo de deformação da parede com flanges,

Figura 12 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 01



Figura 13 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 02



Figura 14 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 03



Figura 15 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 04



Figura 16 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 05



Figura 17 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 06



Tabela 6 – Relação entre as deformações médias nos flanges e na alma e a taxa de transferência para os flanges

Ensaio	Deformação média no flange / deformação média na alma (r)		Força transferida para o flange (kN)		Força máx. no flange (kN)	Taxa de transferência para o flange (%)	
	Trecho superior	Trecho inferior	Trecho superior	Trecho inferior		Trecho superior	Trecho inferior
Painel 1	0,26	0,57	107,2	182,1	240,4	44,60	75,76
Painel 2	0,19	0,64	123,4	286,4	353,3	34,93	81,06
Painel 3	0,18	0,56	86,9	195,2	260,0	33,42	75,07
Média	0,21	0,59	105,8	221,2	284,5	37,65	77,30

utilizaram-se apenas as deformações medidas no trecho inferior das paredes. Na região superior, onde ocorre a transferência do carregamento da parede central para os flanges, a determinação da tensão atuante na alma/ flange é complexa e incerta. O trecho de carga utilizado para o cálculo das tensões foi entre 30% e 40% da carga de ruptura, por se observar nesse intervalo trechos lineares, além de apresentar valores de cargas inferiores à carga de primeira fissura.

Para a determinação da carga e tensão nas paredes com flanges com apoio central, calculou-se a razão entre as deformações dos transdutores de deslocamento dispostos na alma e nos flanges, todos posicionados na mesma cota, obtendo-se assim a taxa de transferência estimada de carga para a alma e os flanges.

Para as paredes com flange sem apoio central, o módulo de deformação foi calculado utilizando as deformações da parte inferior do flange e a tensão foi obtida considerando metade da carga para cada flange, sendo 100% a transferência da carga da alma para os flanges, dada à condição de não apoio da parede central.

Observa-se que, no trecho inferior, as leituras dos transdutores de deslocamento da parede com flange, na alma e nos flanges, eram mais próximas, apontando a ocorrência de interação. As deformações dos flanges no trecho inferior foram superiores às medidas na parte superior, enquanto na alma houve uma diminuição das deformações no trecho inferior quando comparada com aquelas observadas no trecho superior. Os resultados são apresentados na Tabela [4] e Tabela [5].

5.2.3 Modos de ruptura

Os modos de ruptura podem ser observados nas Figuras [12] a Figura [17]. Nas paredes com flanges com apoio central, os modos de ruptura apresentados nas duas primeiras paredes com flange foram semelhantes, típicas de ruptura por compressão e cisalhamento combinados, ocorrendo ruptura por tração horizontal ao longo da alma e cisalhamento no trecho inferior da interface alma/flange. As fissuras iniciaram abaixo do ponto de aplicação de carga de forma vertical (passando pelas juntas horizontais e blocos) e/ ou escalonada (apenas pelas juntas verticais e horizontais de argamassa).

Na terceira parede com flanges, a ruptura ocorreu por compressão na região superior da parede central nos blocos abaixo da primeira fiada. Com o aumento do carregamento, as fissuras se propagaram para baixo.

Para as paredes com flanges sem apoio central, os três ensaios apresentaram comportamentos semelhante, nos quais a ruptura ocorreu de modo abrupto com abertura de grandes fissuras de uma só vez, típico de ruptura por cisalhamento. Em todos os casos a ruptura ocorreu de apenas um lado com uma fissura vertical

ao longo da alma. O efeito de flexão nos flanges pode ser verificado pelas trincas horizontais que ocorreram nas juntas das fiadas intermediárias.

De um modo geral, a partir do ponto de aplicação de carga, as trincas caminhavam na vertical, com uma leve inclinação, e nas fiadas inferiores elas inclinavam-se em direção ao flange, indicando claramente cisalhamento na interface alma/ flange.

5.2.4 Taxa de transferência

Entende-se como taxa de transferência do carregamento para os flanges a relação entre a parcela do carregamento aplicado na alma que é absorvida pelos flanges e a força máxima capaz de ser transferida para os flanges para o caso de uma interação completa. Para as paredes "H" totalmente apoiadas, observou-se que a taxa de transferência depende tanto do nível de carga aplicado na parede central quanto da posição avaliada na parede (altura). Para os painéis com apoio central, a determinação da taxa de interação foi feita com base na relação de deformações e nas equações da mecânica e da resistência dos materiais. Desprezando-se o efeito de flexão, pode-se dizer que:

$$\therefore F_{flange} = \frac{1}{\left(\frac{k}{r} + 2\right)} \times F_t \quad (5.1)$$

onde:

$$k = \left(\frac{A_{alma} \times E_{alma}}{A_{flange} \times E_{flange}} \right), E_{alma} = E_{flange} = E_{alvenaria}; r = \frac{\epsilon_{flange}}{\epsilon_{alma}}$$

e F_t é a força total aplicada no topo.

Por outro lado, para o caso de uniformização total, tem-se:

$$\sigma_{parede}^t = \frac{F_t}{(A_{alma} + 2 \times A_{flange})} \quad (5.2)$$

para as paredes com apoio central

$$F_{aba}^{uni} = \sigma_{parede-1}^t \times A_{flange} \quad (5.3)$$

para as paredes sem apoio central

em que:

σ_{parede}^t é a tensão uniforme na alma e nos flanges;

F_{aba}^{uni} é a força resultante na aba correspondente à tensão uniforme.

Na Tabela [6] apresentam-se as relações entre as deformações

médias nos flanges e na alma obtidas experimentalmente, para as paredes com flange com e sem apoio central, respectivamente, e a taxa de interação para o flange dos painéis com apoio central.

Nas Figuras [18] e Figura [19] é mostrada a relação entre a defor-

Figura 18 - Relação média de deformação (flange/alma) - Paredes com flanges com apoio central

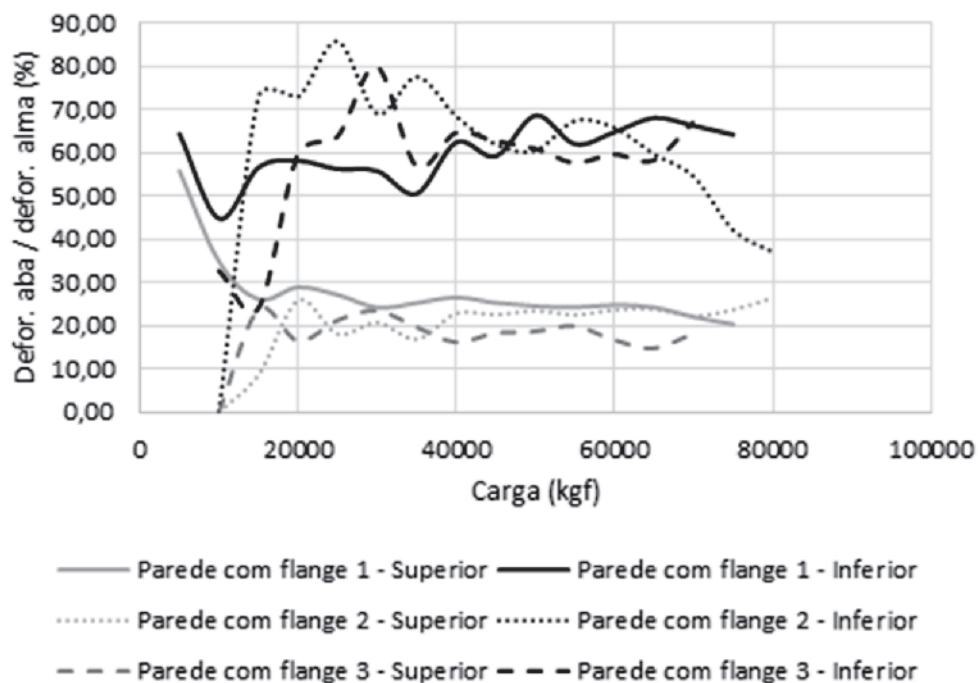


Figura 19 - Relação média de deformação (flange/alma) - Paredes com flanges sem apoio central

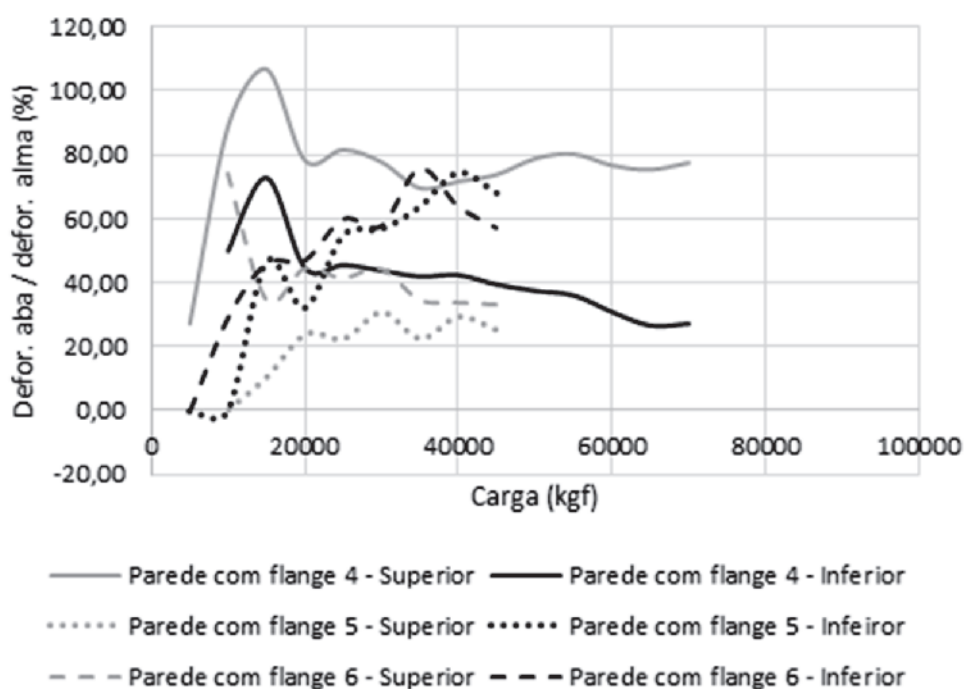


Tabela 7 – Módulo de deformação da alvenaria

Tipo	Programa experimental	ABNT NBR 15961-1:2011	MPa		
			Gomes (1993)	Dhannasekar (1985) – parede isolada	Dhannasekar (1985) – grupo de paredes isoladas
Com apoio central	728,25	8960	8995	5329	2732
Sem apoio central	703,00	8960	8995	3558	1859

mação média do flange e a deformação média da alma, em função do nível de carga aplicado nos ensaios para as duas séries.

5.2.5 Análise comparativa entre paredes com flanges com e sem apoio central

Pode-se dizer que para a parede em formato “H” sem apoio central (carga média de ruptura de 657 kN) houve um decréscimo de aproximadamente 36,9 % no valor médio da carga de ruptura quando comparada com a série de paredes com flanges com apoio central (carga média de ruptura 1042 kN) devido à redução de aproximadamente 45% de área de apoio.

Com base nos procedimentos teóricos para distribuição das ações verticais denominados paredes isoladas e grupos isolados de paredes, pode-se concluir que as tensões que solicitam a alma e os flanges variam respectivamente entre 6,15 MPa e 2,75 MPa, para paredes com apoio central. A tensão considerando a parede como isolada é 3,17 MPa, para paredes sem apoio central.

A partir dos resultados obtidos para resistência à compressão dos blocos e para a eficiência prisma/bloco, foi possível estimar a carga de ruptura das paredes com flanges com apoio central em 1302,60 kN, utilizando o método de paredes isoladas. No entanto considerando ou não o efeito de enrijecimento, bem como o fator de esbeltez (R), o valor estimado para a carga de ruptura passa a ser 1276,55 kN e 1172,34 kN, respectivamente. A diferença entre os valores esperados e a média obtida nos ensaios está relacionada ao fato de que as paredes com flanges de alvenaria podem se romper devido a concentrações de tensões em pontos localizados.

Os módulos de deformação das paredes com flange apresentaram valores médios de 5236 MPa, (alma – parede com apoio central) e 5545 MPa (flange – parede sem apoio central) e, apesar de terem sido calculados de forma diferente, apresentaram valores próximos.

O módulo de deformação para a alvenaria segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 [3] pode ser estimado como sendo $800 \times f_{pk}$. Para o valor f_{pk} igual a 11,7 MPa, o módulo de deformação esperado seria 9360 MPa, valor superior ao encontrado nesse trabalho.

Outros autores sugerem equações para o cálculo do módulo de deformação. A Equação (2.4) proposta por Gomes (1993, apud CARVALHO, 2007) [12] permite o cálculo do módulo de deformação da alvenaria em função do módulo de deformação da argamassa e do bloco. Utilizando a Equação (2.4), para os dados obtidos neste programa experimental (E_a igual a 8616 MPa e E_b igual a 20350 MPa), obtém-se o valor de 8995 MPa para o módulo de deformação da alvenaria.

A Equação (2.5) proposta por Dhanasekar (1985, apud MOHAMAD,

2007) [9] sugere uma relação não linear para estabelecer o módulo de deformação da alvenaria em função da resistência à compressão. Para os modelos teóricos de cálculo das tensões (paredes isoladas e grupo isolado de paredes), foram obtidos dois valores para o módulo de deformação. Na Tabela [7] são apresentados os resultados dos módulos de deformação encontrados neste trabalho e os valores obtidos por equações disponíveis na literatura.

Percebe-se que o modelo que mais se aproximou dos resultados deste trabalho foi o de Dhammasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) [9].

Na forma de ruptura ficou evidente a formação de bielas nas paredes centrais devido à formação de trincas e fissuras com inclinação entre 60° e 45° da parede central para os flanges. Nas paredes com apoio central, o fluxo de carga para os flanges foi mais intenso nas fiadas inferiores. Nas paredes sem apoio central, esse fluxo apresentou comportamento inverso, sendo mais intenso nas fiadas superiores.

Diferentemente do modo de ruptura da primeira série (com apoio), na segunda série (sem apoio) a ruptura ocorreu sem aviso prévio e de modo frágil, conforme esperado em rupturas por cisalhamento. Neste caso, as fissuras iniciavam para um estágio de carga próximo às cargas máximas obtidas, estendendo-se ao longo do comprimento da parede com flanges.

Para os níveis de carga analisados, no que se refere à relação entre deformações flanges/alma, no trecho inferior, o comportamento das paredes (com e sem apoio) foi semelhante, como visto na Tabela [6].

No que se refere à taxa de transferência de carga da alma para os flanges para a parte inferior da parede com flanges com apoio central, esta foi de aproximadamente 77,30%. Para os painéis sem apoio central, a taxa de transferência foi de 100,00%.

6. Conclusões

- As paredes com flanges avaliadas neste trabalho, com e sem apoio central, apresentavam amarração direta e não havia a presença de cinta de respaldo. A força de ruptura média para as paredes com flanges totalmente apoiados foi de 1042 kN e, para as paredes com flanges sem apoio central, de 657 kN, tendo um coeficiente de variação de 21,26% para a parede com apoio central. Observa-se uma redução da carga de ruptura próxima dos 37% para uma redução de área de apoio de aproximadamente 45%.
- De acordo com as deformações encontradas, observa-se que as deformações no trecho inferior da parede central, reduziram em relação ao trecho superior, e tal fato pode ser explicado pela transferência das cargas da parede central

para os flanges, reduzindo a tensão atuante, através dos blocos contrafiados.

- Os valores de módulo de deformação encontrados foram relativamente baixos quando comparados com o valor proposto pela norma brasileira. Entretanto, na literatura há diversas propostas de expressões para sua obtenção, que apresentam resultados numéricos bastante divergentes. As deformações utilizadas nesse trabalho foram aquelas obtidas no trecho inferior por serem mais representativas da realidade.
- Os resultados dos experimentos mostraram uma diferença de comportamento entre as paredes com flanges com e sem apoio da parede central, em particular, quanto ao modo de ruptura. Enquanto nas paredes com flanges com apoio central ocorreu ruptura por compressão combinada com cisalhamento, nas paredes com flanges sem apoio central a ruptura ocorreu por cisalhamento puro.
- Os modos de ruptura foram semelhantes nos três ensaios em que a parede central estava apoiada e deixa claro que a ruptura ocorre principalmente na parede central, abaixo do ponto de aplicação da carga, com trincas na diagonal e escalonada. A ruptura ocorreu ao longo de toda a parede central passando pelos blocos e juntas de argamassa.
- Observando a forma de ruptura e as trincas dos painéis sem apoio central, observa-se que a carga aplicada foi transmitida para os flanges por meio das fiadas superiores, em geral, nas primeiras seis a oito fiadas de um total de treze. Apesar de todos os cuidados tomados na montagem dos ensaios, houve excentricidade de carga durante os ensaios, sendo constatado que um dos lados se deformou mais que o outro.
- A taxa de transferência de carga da alma para os flanges foi estimada nesta pesquisa com base na relação entre deformações para a parte superior e inferior dos painéis. O valor médio para a taxa de interação foi de aproximadamente 37,65% e 77,30%, no trecho superior e inferior, respectivamente, mostrando que a interação ocorre ao longo da altura da parede. Para os painéis sem apoio central a taxa de transferência foi de 100,00%, visto que toda a carga era transmitida para os flanges.
- Para as paredes com flanges estudadas neste trabalho, a partir das deformações medidas na base das paredes para valores de carga até 40-50% da carga de ruptura, conclui-se que houve uma taxa de transferência de forças verticais da parede central para os flanges entorno de 70%, mostrando que ocorreu interação entre paredes, indicando assim que a distribuição de forças verticais pode ser considerada em projeto de edifícios para cargas de serviço, como no método de grupo isolado de paredes. No entanto, com relação ao comportamento último, observou-se que a ruptura das paredes com a parte central apoiada teve início no topo da parede, aonde ainda não ocorre transferência de forças verticais entre paredes adjacentes, o que também foi observado por outros autores em alguns trabalhos, ou seja, neste caso o método de paredes isoladas seria mais adequado. Poucos espécimes e uma única geometria de paredes H foram investigadas neste trabalho, assim sendo, mais estudos seriam necessários para se chegar a conclusões definitivas e se recomendar a utilização de métodos teóricos para o projeto de edifícios de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fapemig, à Capes, ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa e ao Departamento de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, pelo apoio para a realização deste trabalho, além da empresa Blojaf pelo fornecimento dos blocos de concreto.

8. Referências bibliográficas

- [1] BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR MASONRY STRUCTURES, ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02. Reported by the Masonry Standards Joint Committee, 2002.
- [2] EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6, EN 1996-1-1: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures buildings. Belgium, 2005.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [4] CAPUZZO NETO, VALENTIM. Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. 2000. 144f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2000.
- [5] ANDOLFATO, R. P. Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural. 2006. 232f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.
- [6] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. 2014. 272f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1985. 7p.
- [9] MOHAMAD, G. Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. 2007. 290f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. CEB-FIP mode code 1990. Bulletin d'Information, 1990.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit, 2011.
- [12] CARVALHO, J. D. N. A contribuição de enrijecedores laterais para a ação do efeito arco na alvenaria estrutural. 2007. 284f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para Alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 14p.
- [14] SANTOS, W. J. Desenvolvimento de metodologia de dosagem de argamassa de revestimento e assentamento. 2014. 155f. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2014.

- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 9p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2008, 16P.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade através da propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 4p.
- [18] CHEMMA, T.S.S. e KLINGNER, R.E. Compressive strength of concrete masonry prisms. In: American Concrete Institute Journal. 1986.