

INFLUÊNCIA DO EFEITO ARCO NO DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL APOIADA EM VIGA DE CONCRETO ARMADO

Lucas Herber Bortoli¹, Rafael Araujo Bianchi²

RESUMO

Situações de transmissão de cargas de alvenaria estrutural em elementos lineares, como vigas de transição, ocasionam fenômenos atípicos no comportamento estrutural do conjunto, que podem apresentar riscos à integridade da estrutura ou dificuldades em sua viabilidade técnica. Neste sentido, o presente estudo tem por objetivo verificar as considerações de distribuição dos esforços mediante o efeito arco na interação entre alvenaria estrutural e vigas de concreto armado, a fim de contribuir para a compreensão do fenômeno e as condições que o influenciam. Deste modo, foi verificado a distribuição de tensões em alvenaria estrutural sujeita a determinada solicitação, tendo como parâmetro diferentes modelos de cálculo e levando em conta as peculiaridades entre ambos os elementos da interação, tanto da ótica da alvenaria quanto da viga em concreto armado, ou seja, considerando a rigidez relativa à flexão entre os dois. As hipóteses simplificadas da norma brasileira apresentaram diferenças significativas em comparação ao método analítico baseado em estudos via método dos elementos finitos e ensaios experimentais, para situações de elevadas tensões, como é o caso de grandes vãos ou de carregamentos com alta intensidade.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, concentração de tensões, distribuição de esforços, efeito arco, rigidez.

¹ Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, lucashbortoli@gmail.com

² Especialista em Engenharia de Estruturas, Universidade Estadual de Londrina, rafaelbianchi07@gmail.com

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é um sistema construtivo utilizado desde a antiguidade e, atualmente, pode ser descrita como um método que utiliza blocos com dimensões e massa adequados ao seu manuseio, normalmente ligados por argamassa a fim de formar um conjunto monolítico. Este conjunto pode ter função de vedação entre ambientes de uma edificação, ou estrutural, onde além de servir como repartição de cômodos, é capaz de resistir a ações e esforços de seus subsistemas, como carregamentos de lajes, coberturas ou sobrecargas.

O principal conceito relacionado à utilização da alvenaria estrutural de acordo com Correa e Ramalho (2008) é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Embora admita-se casos em que ocorram tensões de tração, desde que restringidos, pois estes inviabilizam o desempenho da estrutura.

Medeiros (2015) comenta que a parede estrutural pode apoiar-se sobre apoios contínuos, como sapatas corridas, ou discretos, como estruturas de pilotis ou vigas baldrame ligadas à blocos sobre estacas. No primeiro, as cargas verticais se distribuem de forma praticamente uniforme na base da parede, enquanto que no segundo, as cargas tendem a se encaminhar para os cantos, devido à perda de contato entre a alvenaria e a viga, o que acarreta em concentração de tensões nas regiões de apoio.

Este fenômeno é conhecido como efeito arco e provoca alterações nas tensões na base da parede e nos esforços da viga de suporte. Por este motivo, apoios discretos devem ser evitados. Porém, na maioria das vezes isso não é possível, uma vez que grandes vãos livres no pavimento inferior são solicitados para atender às necessidades de garagens, áreas de lazer ou devido à inviabilidade de fundações superficiais. Tal concentração de tensões nos apoios se dá pela mudança no fluxo de tensões verticais, que migram da região de menor rigidez para a de maior rigidez, formando um arco de tensões no qual a direção principal passa a ser inclinada (LOPES, 2016).

Segundo Solly (2014), a formação do arco é influenciada por características geométricas – vão entre apoios, inércia da viga de apoio e espessura da parede –, mas também por características físicas como o módulo de elasticidade dos materiais constituintes da parede – alvenaria – e da viga – concreto, na maioria das situações.

A alvenaria possui na maior parte dos casos rigidez superior em relação à viga de suporte e El-Shafiey et al. (2015) demonstram que o efeito arco é mais pronunciado conforme o aumento da diferença desta rigidez entre ambos os elementos, apresentando maior concentração de tensões nas proximidades das extremidades para a alvenaria e alívio de momento fletor na região central da viga.

Aumentar a rigidez da viga para combater o efeito arco pode ser um recurso facilitador durante a elaboração de um projeto de alvenaria estrutural, uma vez que evita métodos complexos de análise dos elementos estruturais submetidos a tais efeitos e a consequência de seus resultados, como o reforço da alvenaria em determinados pontos ou até mesmo a utilização de blocos com valores mais elevados de resistência. Por outro lado, esta escolha pode acarretar em situações de superdimensionamento da viga, pois visa somente o favorecimento da alvenaria. Para Nascimento Neto et al. (2014), o ideal é que em toda interação entre concreto armado e alvenaria estrutural fosse realizado uma modelagem estrutural capaz de discretizar as tensões atuantes oriundas do efeito arco e a influência da variação na rigidez da viga, a fim de determinar a solução mais viável técnica e economicamente ao projeto.

Portanto, o presente estudo propõe-se a avaliar, por meio da aplicação de métodos analíticos, a influência do efeito arco na interação entre vigas de concreto armado e alvenaria estrutural, comparando os resultados da análise com as considerações de distribuição de carregamentos previstos em normas brasileiras. Desta forma, verifica-se o comportamento do conjunto estrutural nas situações impostas, atentando-se aos diversos fenômenos envolvidos neste efeito, como é o caso da tração na viga, tensão de cisalhamento na interface, momento fletor máximo na viga e concentração de tensões na alvenaria.

2 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NA ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 Normatização

As normas brasileiras que tratam da alvenaria estrutural são a ABNT NBR 15812/2010 para alvenaria estrutural em blocos cerâmicos e ABNT NBR 15961/2011 para alvenaria estrutural em blocos de concreto, sendo a parte 1 destinada à projetos e a parte 2 à execução e controle de obras.

A NBR 15961-1 (2011) define que durante a análise de uma estrutura de alvenaria deve ser considerado o equilíbrio individual dos elementos constituintes e da estrutura como um todo, assim como o caminho descrito pelas ações, sejam elas verticais ou horizontais, desde o ponto de aplicação até o limite da estrutura de alvenaria.

As hipóteses básicas da norma consistem em considerar comportamento elástico-linear para os materiais, mesmo para verificação de estado-limite último, desde que as tensões de compressão atuantes não ultrapassem metade do valor de resistência característica à compressão (f_k).

2.2 Interação entre Alvenaria Estrutural e Elementos Lineares

A quantificação dos efeitos da ação composta entre parede e viga segundo Carvalho (2007) visa não apenas a compreensão do fenômeno, mas também o dimensionamento racional da parede e da viga para resistir às ações resultantes do comportamento de arco da forma mais econômica, ou seja, a possibilidade de redução dos custos materiais com a manutenção da integridade estrutural.

A relação denominada de rigidez relativa à flexão permite identificar a predominância do efeito arco na estrutura, pois este está diretamente ligado ao aumento de tensões nas proximidades de apoios e alívio de momento fletor na região central do vão. Esta rigidez relativa é baseada nas diferenças de deformações entre os elementos e está relacionada ao módulo de elasticidade e momento de inércia de cada material (PARKESIAN et al., 2014).

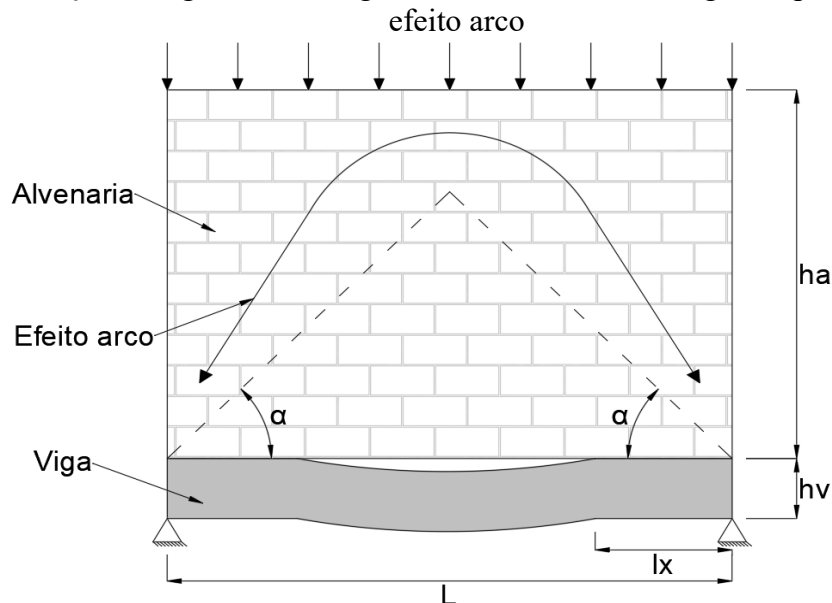
Por outro lado, quanto menor o valor da rigidez relativa, mais rígida é a viga em relação à parede, e a importância do efeito arco diminui. Para este caso, Solly (2014) afirma que as alterações causadas pelo efeito arco perdem importância, pois as concentrações de tensões próximas aos apoios não são tão acentuadas e o alívio de momento fletor no meio do vão é menos relevante.

2.2.1 Distribuição de esforços

Diversos métodos de análise de autores atuais baseiam-se nos estudos experimentais de Davies e Ahmed (1978), que leva em consideração a rigidez relativa à flexão entre a parede e a viga, representado pelo coeficiente K_F . Este parâmetro, assim como as demais considerações acerca do efeito arco são apresentados detalhadamente no item 3.4.

Em estudos anteriores, o comportamento conjunto de alvenaria sobre vigas de apoio em concreto armado (ou mesmo aço) era estimado simplificadaamente como a viga suportando apenas a parcela de carga da parede dentro de um triângulo com vértices nos apoios (PARKESIAN et al., 2014), como pode ser visto na Figura 1. Para o carregamento restante, assume-se que este é encaminhado diretamente para os apoios pelo efeito arco na parede, através de um ângulo que varia entre 45° e 60°.

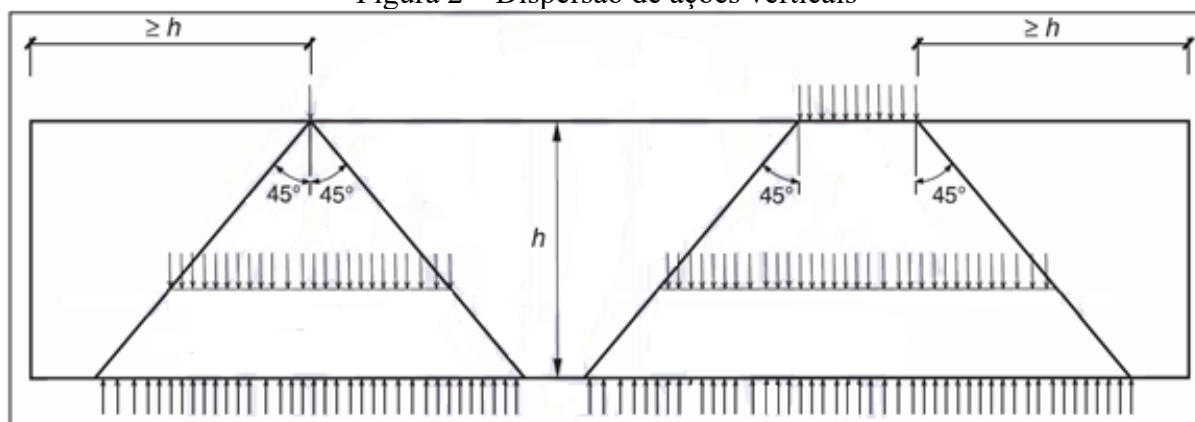
Figura 1 – Distribuição triangular do carregamento da alvenaria na viga de apoio e representação do efeito arco



Adaptado de Parkesian et al. (2014, p. 586).

Estas simplificações servem de base para as recomendações da NBR 15961-1 (2011), que a respeito do carregamento da alvenaria para vigas, leva em conta o princípio geral de dispersão das ações segundo um ângulo de 45° em relação ao plano horizontal (Figura 2).

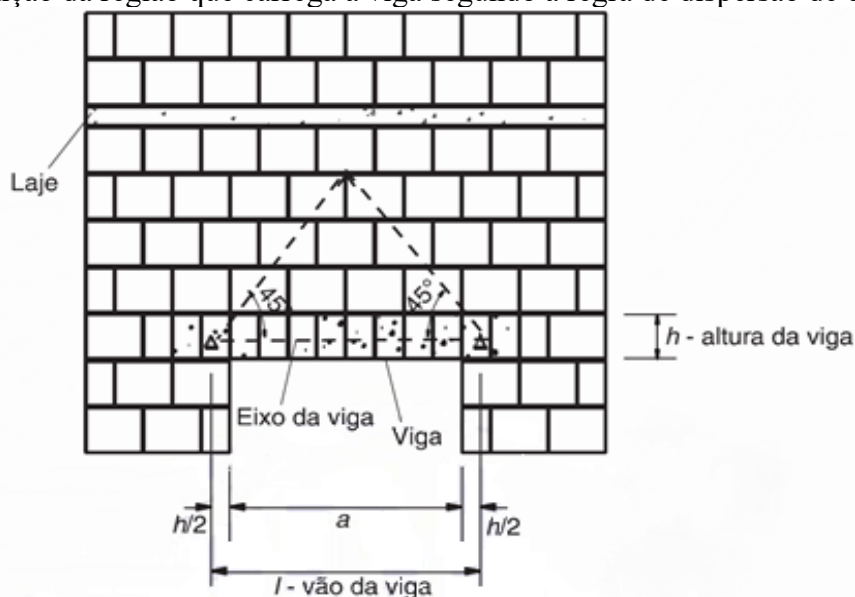
Figura 2 – Dispersão de ações verticais



NBR 15961-1 (2011, p. 18).

É importante salientar que o efeito arco não ocorre somente em vigas de transição, mas está presente também nas aberturas de portas e janelas (Figura 3). Apesar do primeiro caso ser mais intensificado, ao passo que o segundo apresenta valores quase desprezíveis, este pode apresentar diferenças relevantes em situações de aberturas com vãos de comprimento elevado ou submetidos a cargas elevadas, como é o caso de uma fachada com porta dupla sem abertura nos pavimentos acima.

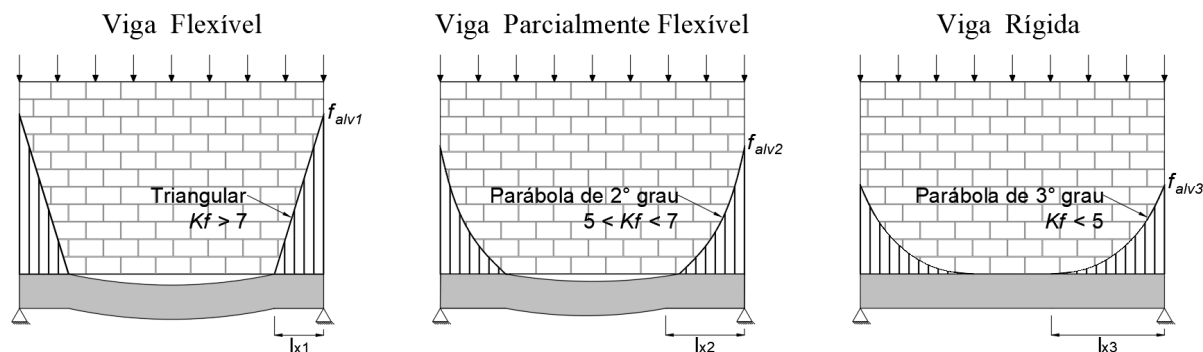
Figura 3 – Definição da região que carrega a viga segundo a regra de dispersão de cargas verticais



NBR 15961-1 (2011, p. 19).

Este caminhamento de cargas observado assemelha-se ao modelo ensaiado por Davies e Ahmed (1978) para vigas de suporte flexíveis. No entanto, na medida em que se aumenta a rigidez da viga, a distribuição de esforços se dá através de parábola de 2º grau para o caso de vigas parcialmente flexíveis, ou em parábola de 3º grau para vigas rígidas, conforme disposto na Figura 4.

Figura 4 – Distribuição de tensões verticais na interação entre os elementos



Adaptado de Hendry et al. (2004, p. 158).

A norma deixa claro que o carregamento resultante para estruturas de apoio deve ser sempre coerente com o esquema estrutural adotado para o edifício, representando a trajetória prevista para as tensões, sendo “proibido reduções nos valores a serem adotados como carregamento para estruturas de apoio baseadas no efeito arco sem que sejam considerados todos os aspectos envolvidos nesse fenômeno, inclusive a concentração de tensões que se verifica na alvenaria” (NBR 15961-1, 2011, p. 22).

3 MATERIAL E MÉTODOS

Tendo em vista as divergências observadas entre o caminhamento de cargas previsto pela norma brasileira e modelos de cálculo sugeridos em literatura para alvenaria estrutural, e ainda aqueles

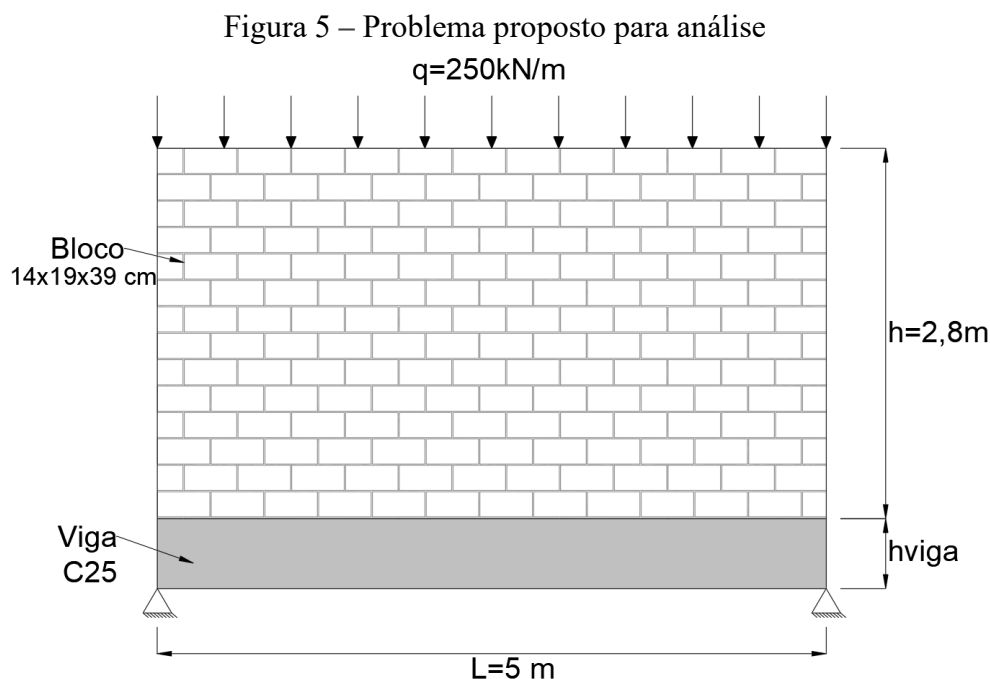
adotados para alvenarias de vedação, foi verificado as considerações de distribuição dos esforços mediante o efeito arco em situações de alvenaria estrutural apoiada em viga de concreto armado nas seguintes situações:

- Considerando a distribuição triangular de carregamento com ângulo de 45° , prevista na NBR 15961-1 (2011) para aberturas de portas e janelas, que trata-se de uma hipótese simplificada acerca do comportamento do caminhamento das cargas na parede;
- Considerando a rigidez relativa à flexão entre a parede e a viga, baseado em estudos experimentais e na aplicação do método dos elementos finitos realizados por diversos autores e aprimorada por Davies e Ahmed (1978);
- Desconsiderando o efeito arco, ou seja, a mesma consideração de distribuição de esforços adotada em alvenarias não-estruturais;

3.1 Problema Proposto

Para realização das análises descritas, foi proposto uma situação de alvenaria estrutural apoiada em viga de concreto armado, cuja características e propriedades foram adotadas com base em padrões típicos que pudessem exemplificar os resultados obtidos em cada caso.

Propõe-se, então, uma alvenaria com 5 m de comprimento e 2,8 m de altura constituída por blocos de concreto $f_{bk} = 16$ MPa (resistência à compressão axial do bloco) com dimensões de 14 x 19 x 39 cm (base x altura x comprimento) e 1 cm de junta de argamassa (Figura 5). A parede está sujeita a um carregamento distribuído de 250 kN/m e apoia-se em uma viga de concreto armado C25 (aço CA-50) com 25 cm de largura. O peso específico utilizado para a alvenaria é $\gamma_a = 15$ kN/m³ e para a viga $\gamma_v = 25$ kN/m³.



O carregamento distribuído de 250 kN/m é referente ao peso de lajes e alvenarias de pavimentos superiores que estariam apoiados na alvenaria de base. O valor do carregamento é relativamente alto, representando um edifício residencial de aproximadamente 15 pavimentos, situação onde o efeito arco torna-se acentuado.

A partir disso, é possível determinar as tensões atuantes na alvenaria em cada situação de análise, assim como a altura e armadura necessária na viga para resistir aos esforços.

3.1.1 Parâmetros de Cálculo

Com base na resistência do bloco adotado, estima-se a resistência do prisma $f_{pk} = 0,8f_{bk} = 12,8$ MPa e o módulo de elasticidade da alvenaria $E_a = 800f_{pk} = 10.240$ MPa de acordo com os itens 6.2.1 e 6.2.5.3 da NBR 15961-1 (2011, p. 9-10).

Quanto ao módulo de elasticidade da viga de concreto armado E_{cs} (em MPa), é estimado de acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (2014, p. 24):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

sendo

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (resistência à compressão axial do concreto);

$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} = 0,8625$ (fator adimensional);

$\alpha_E = 1,0$ adotado para granito e gnaiss (fator adimensional);

Determina-se então o módulo de deformação secante da viga $E_{cs} = 24.150$ MPa, utilizado na avaliação do comportamento de um elemento estrutural em concreto armado ou seção transversal à tração e à compressão (NBR 6118, 2014).

A força atuante total na viga referente ao carregamento distribuído e ao peso próprio da alvenaria é calculada por:

$$F_k = 250 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} + 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 2,8 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} = 1279,4 \text{ kN}$$

A partir disso, é definido os principais parâmetros estabelecidos para as análises do problema, que estão resumidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Dados para análise

Viga	Base (b)	0,25 m
	Altura (h_v)	h_v
	Comprimento (L)	5 m
	Peso Específico (γ_v)	25 kN/m ³
	Resistência (f_{ck})	25 MPa
	Módulo de Elasticidade (E_v)	24.150 MPa
Alvenaria	Espessura (t)	0,14 m
	Altura (h)	2,8 m
	Comprimento (L)	5 m
	Peso Específico (γ_a)	15 kN/m ³
	Resistência (f_{bk})	16 MPa
	Módulo de Elasticidade (E_a)	10.240 MPa
Carregamentos	Distribuído (q)	250 kN/m
	Aplicado (Q)	1250 kN
	Peso Próprio (F_g)	29,4 kN
	Força Atuante (F_k)	1279,4 kN

3.2 Resistência da Alvenaria Estrutural segundo a Norma Brasileira

As hipóteses de cálculo para os elementos de alvenaria submetidos a tensões normais de acordo com a NBR 15961-1 (2011) são:

- Esforço solicitante de cálculo (S_d) deve ser menor ou igual ao esforço resistente de cálculo (R_d);
 - Seções transversais permanecem planas após deformação;
 - Máximas tensões de compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria para a compressão simples e a esse valor multiplicado pelo fator de correção para a compressão na flexão;
 - Máximas tensões de tração devem ser menores ou iguais à resistência à tração da alvenaria.
- O esforço resistente de cálculo em função da resistência da parede é:

$$f_d = \frac{N_{rd}}{A \cdot R} \quad (2)$$

onde

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3$ é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede;

$\lambda = \frac{h}{t}$ é a relação entre a altura e largura da parede;

$N_{rd} = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m$ é a força normal resistente de cálculo;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências;

γ_f é o coeficiente de ponderação para combinações normais de ações;

Reajustando os termos, chega-se em:

$$f_k = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_m \cdot N_k}{L \cdot t \cdot R} \quad (3)$$

A resistência característica à compressão simples da alvenaria é estimada como 70% da resistência característica do prisma, ao passo que a resistência do bloco é corrigida dividindo-se a resistência do prisma pelo fator 0,80. Os coeficientes de ponderação da norma em função do tipo de situação são exibidos na Figura 6.

Figura 6 – Tabelas para determinação dos coeficientes de ponderação γ_f e γ_m

a) Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações γ_f

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

b) Coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,50	–
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	–
^a Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m ² .			
^b Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m ² .			

NBR 15961-1 (2011, p. 10, p. 16).

3.3 Dimensionamento da Viga de Concreto Armado

Para o dimensionamento das vigas de concreto armado foi adotado a metodologia apresentada por Carvalho e Figueiredo Filho (2014) em conformidade com a NBR 6118 (2014).

As seções são dimensionadas em função das solicitações de flexão simples em elementos de área transversal retangular para concretos até C50. Para as hipóteses analisadas, o momento de cálculo M_d é majorado em 40% a partir do momento solicitante, sendo o coeficiente de ponderação para o estado-limite último $\gamma = 1,4$ tanto para as cargas permanentes quanto acidentais.

Pelo equilíbrio dos esforços atuantes, tem-se que a força atuante no concreto deve ser igual à força atuante na armadura, enquanto que o momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao centro da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo:

$$M_d = F \cdot z \quad (4)$$

Onde F é a resultante de compressão no concreto e z o braço de alavanca.

$$F = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot b \cdot (0,8 \cdot x) \quad (5)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (6)$$

Reajustando as equações acima chega-se em:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b \cdot f_{cd} \quad (7)$$

Dado que f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, b a largura da viga, d a altura útil e x a posição da linha neutra, calcula-se a área de aço A_s :

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 x) \cdot f_{yd}} \quad (8)$$

É assumido que a peça esteja trabalhando nos domínios 2 ou 3 para melhor aproveitamento da armadura, onde a tensão da armadura f_{yd} refere-se ao escoamento do aço. Os limites destes domínios para o aço CA-50 com deformação de 2,07‰ são: $x/d < 0,259$ para o domínio 2 e $0,259 \leq x/d \leq 0,628$ para o domínio 3. Lembrando que a máxima relação x/d permitida pela NBR 6118 (2014) deve ser 0,45.

3.3.1 Deslocamentos

O item 10.3 da NBR 15961-1 (2011) exige que elementos estruturais que servem de apoio à alvenaria não podem apresentar deslocamentos superiores a $L/500$ ou 10 mm.

A fim de atender a norma, os deslocamentos na viga de concreto armado serão equacionados com a premissa de que o comportamento do material é elástico e linear. O item 17.3.2.1 da NBR 6118 (2014) define que a premissa de material elástico-linear é válida desde que os esforços não superem aqueles que dão início à fissuração. Em caso contrário, para avaliação aproximada da flecha, as

componentes do módulo de elasticidade e inércia da viga são corrigidos pela expressão de rigidez equivalente:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (9)$$

onde

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural;

M_a é o máximo momento fletor atuante;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada;

Além disso, a NBR 6118 (2014) exige que seja determinado a flecha adicional diferida no tempo, decorrente de cargas de longa duração em função da fluência. O valor da flecha total é obtido multiplicando o deslocamento imediato por $(1+\alpha_f)$, sendo que α_f é o fator de fluência, calculado pela seguinte expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho} \quad (10)$$

Onde ρ é a taxa de aço e $\xi = 2$ para tempos superiores a 70 meses.

Quanto às combinações de ações referentes ao Estado Limite de Serviço do deslocamento, por questões práticas foram consideradas somente permanentes, uma vez que o carregamento adotado já é elevado.

3.4 Método Analítico de Davies e Ahmed para Consideração do Efeito Arco

O parâmetro de rigidez relativa à flexão K_f é expresso por:

$$K_f = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot h^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (11)$$

onde

E_a é o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

E_v é o módulo de elasticidade longitudinal da viga;

I_v é a inércia da viga de apoio;

h a altura da parede;

t espessura da parede.

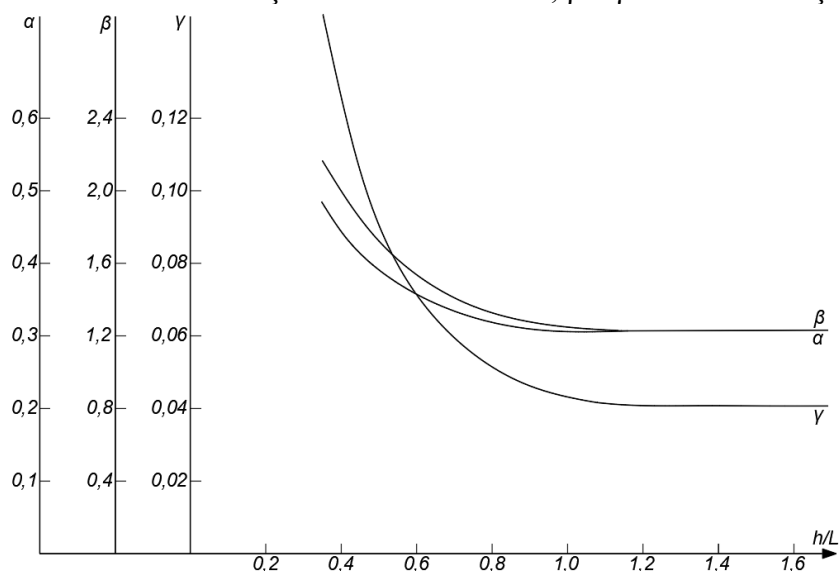
Além deste fator, é possível destacar ainda a medida de rigidez relativa axial K_a entre ambos os elementos estruturais:

$$K_a = \frac{E_a \cdot t \cdot h}{E_v \cdot A_v} \quad (12)$$

A_v é a área da seção transversal da viga de apoio.

Em complemento aos parâmetros de rigidez observados, a relação entre altura e comprimento da alvenaria (h/L) permite obter novos coeficientes que proporcionarão o cálculo da estrutura com base em ensaios experimentais realizados e análises via elementos finitos (Figura 7).

Figura 7 – Ábaco da variação dos coeficientes α , β e γ conforme relação h/L



Davies e Ahmed (1978, p. 308).

É possível determinar então a máxima tensão de compressão f_{max} na base da parede:

$$f_{max} = \frac{F (1 + \beta \cdot K_f)}{L \cdot t} \quad (13)$$

F é a força de compressão total do peso próprio da alvenaria e seus carregamentos.

O comprimento de contato l_x entre a alvenaria e a estrutura de suporte é expresso por:

$$l_x = \frac{L}{1 + \beta \cdot K_f} \quad (14)$$

Devido à separação entre os materiais, surgem tensões cisalhantes ao longo desta superfície de contato que são determinadas a partir da máxima tração T_{max} desenvolvida na estrutura de suporte.

$$T_{max} = F (\alpha - \gamma \cdot K_a) \quad (15)$$

E a máxima tensão de cisalhamento τ_{max} será:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}(1 + \beta \cdot K_f)}{L \cdot t} \quad (16)$$

Considerando que o deslizamento na interface parede-viga provoca tração na região de contato, cuja qual é intensificada no limite da interação, ou seja, no comprimento l_x , o momento fletor máximo M_{max} na viga de apoio será a soma entre o momento ocasionado pelo esforço vertical e o momento decorrente desta força de tração horizontal:

$$M_{max} = \frac{F \cdot L \cdot r - 2 \cdot F \cdot h_v (\alpha - \gamma \cdot K_a)}{4 (1 + \beta \cdot K_f) \lambda} \quad (17)$$

Sendo que os coeficientes r e λ dependem da rigidez do elemento de apoio indicado na Figura 4 e representados no Quadro 2.

Quadro 2 – Coeficientes r e λ em função da Rigidez Relativa à Flexão (K_f)

Rigidez Relativa à Flexão K_f	Coefficiente r	Coefficiente λ
Viga Flexível ($K_f \geq 7$)	0,20	0,25
Viga Parcialmente Flexível ($5 < K_f < 7$)	0,25	0,33
Viga Rígida ($K_f \leq 5$)	0,33	0,50

Adaptado de Barbosa (2000, p.67).

As suposições de deslocamentos na viga de concreto armado que serve de apoio à alvenaria estrutural são baseadas na distribuição triangular de carregamentos (Figura 4), que corresponde à viga flexível, caso em que o deslocamento é mais acentuado. Logo, o deslocamento no centro da viga é dado por:

$$\delta_V = \frac{F \cdot L^3 (3 + 10 \cdot \beta \cdot K_f)}{240 \cdot E_v \cdot I_v (1 + \beta \cdot K_f)^3} \quad (18)$$

A força de tração que ocorre na interface parede-viga causa um deslocamento para cima, que é estimado por:

$$\delta_H = \frac{T_{max} \cdot L^2 \cdot h_v}{24 \cdot E_v \cdot I_v} \quad (19)$$

Portanto, o deslocamento final da viga fica:

$$\delta = \delta_V - \delta_H \quad (20)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Análise segundo a Norma Brasileira

4.1.1 Resistência solicitante do bloco

Considerando comportamento elástico-linear e material isotrópico, determina-se a resistência à compressão simples da alvenaria no estado limite último.

Portanto, temos que $f_k = 5,85$ MPa. A solicitação do prisma será $f_{pk} = 8,36$ MPa e a resistência mínima requerida para o bloco $f_{bk} = 10,44$ MPa.

Sendo assim, o bloco utilizado de 16 MPa atende à solicitação com folga de 34,75% ($1 - S_d/R_d$).

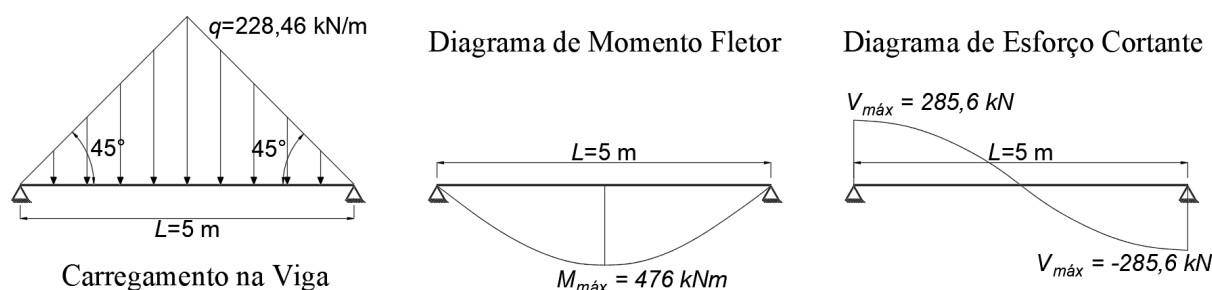
4.1.2 Dimensionamento da viga pela regra de dispersão de ações

Com base na descrição básica do problema, foi definido a seção e área de aço da viga de concreto armado para que resista aos esforços solicitantes da alvenaria segundo a regra de dispersão de ações com ângulo de 45° (Figura 3).

$$q_1 = \frac{1279,4}{5 \cdot 2,8} = 91,39 \text{ kN/m}^2 \therefore q_2 = 91,39 \cdot \frac{5}{2} = 228,46 \text{ kN/m}$$

Desta forma, o carregamento na viga e os respectivos diagramas de esforços são exibidos na Figura 8.

Figura 8 – Distribuição do carregamento na viga e diagramas de esforços



Para o estado limite último e domínio 3 os valores de cálculo na viga estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1 – Dimensionamento da Viga

Momento Fletor de Cálculo (M_d)	Relação x/d	Seção Transversal ($b \times h_v$)	Área de Aço da Seção Transversal (A_s)	Flecha Total (considerando fluência)
666,4 kN m	0,45	25 x 80 cm	24,23 cm ²	10,37 mm

4.1.3 Dimensionamento da viga com carregamento uniformemente distribuído

Para este caso, é ignorado qualquer consideração de dispersão de ações, sejam elas oriundas do efeito arco ou demais fenômenos. Esta hipótese de carregamento é a mesma adotada comumente em alvenarias de vedação sem função estrutural. Portanto, o esquema de esforços é demonstrado na Figura 9 e os valores de cálculo apresentados na Tabela 2.

$$q = \frac{1279,4}{5} = 255,88 \text{ kN/m}$$

Figura 9 – Distribuição do carregamento na viga e diagramas de esforços

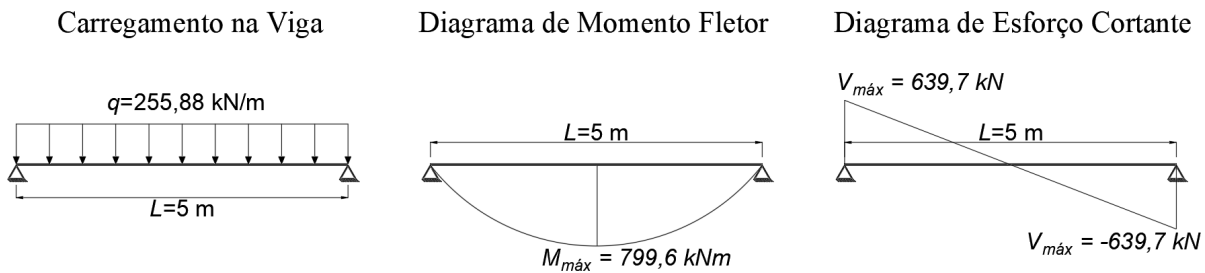


Tabela 2 – Dimensionamento da Viga

Momento Fletor de Cálculo (M_d)	Relação x/d	Seção Transversal ($b \times h_v$)	Área de Aço da Seção Transversal (A_s)	Flecha Total (considerando fluência)
1119,5 kN m	0,45	25 x 100 cm	32,31 cm ²	9,17 mm

4.2 Análise segundo Método Analítico

4.2.1 Tensões na alvenaria

Aplicando o procedimento de cálculo descrito em 3.4 e admitindo a viga de concreto armado com seção 25 x 50 cm, determina-se os seguintes fatores:

Rigidez Relativa à Flexão: $K_f = 4,73$

Rigidez Relativa Axial: $K_a = 1,33$

Relação $h/L = 0,56$; $\alpha = 0,38$; $\beta = 1,6$; $\gamma = 0,08$

Comprimento de Contato: $l_x = 0,58$ m

Tração Máxima na Viga: $T_{max} = 350,04$ kN

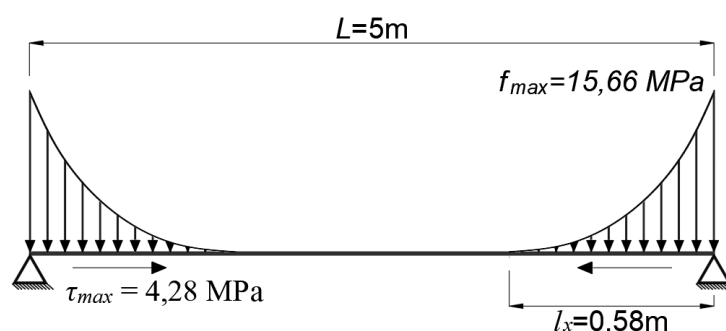
Tensão de Cisalhamento Máxima na Interface: $\tau_{max} = 4,28$ MPa

Tensão de Compressão Máxima na Alvenaria: $f_{max} = 15,66$ MPa

Aplicando os coeficientes de ponderação da norma para a carga e resistência à compressão tem-se $f_k = 43,85$ MPa, onde a resistência do prisma será $f_{pk} = 62,64$ MPa e a resistência mínima do bloco $f_{bk} = 78,3$ MPa.

A resistência requerida do bloco para dimensionamento considerando os fatores de segurança da norma ultrapassaram em quase 5 vezes a resistência do bloco adotada. Estes valores se justificam devido à concentração de tensões nos apoios oriundas da região central, que tiveram valores nulos (Figura 10).

Figura 10 – Diagrama de tensões da alvenaria



4.2.2 Dimensionamento da viga

Na determinação das tensões atuantes da alvenaria foi definida inicialmente a seção transversal da viga como sendo 25 x 50 cm e o valor de rigidez relativa à flexão indica que a viga em questão é rígida ($K_f < 5$).

Coefficientes $r = 0,20$ e $\lambda = 0,25$;

Momento Fletor Máximo: $M_{max} = 108,47$ kN m

O dimensionamento foi realizado sob duas condições: a primeira, com a seção pré-definida de 25 x 50 cm, e a segunda para a relação $x/d = 0,45$ no domínio 3 e estado limite último. Os resultados encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensionamento da Viga

Momento Fletor de Cálculo (M_d)	Relação x/d	Seção Transversal ($b \times h_v$)	Área de Aço da Seção Transversal (A_s)	Flecha Total (considerando fluência)
151,86 kN m	0,22	25 x 50 cm	8,08 cm ²	8,75 mm
143,57 kN m	0,45	25 x 40 cm	10,77 cm ²	14,56 mm

A relação $x/d=0,45$ resultou em seção 25 x 40 cm para a viga, onde foi recalculado as tensões na alvenaria e momento máximo da viga.

4.3 Comparação dos Resultados

A análise conjunta dos resultados obtidos confirmam as afirmações de que o efeito arco é intensificado de acordo com a variação de rigidez entre a parede e a viga. O favorecimento da alvenaria implica em situações críticas para a estrutura de suporte, pois as simplificações na distribuição dos esforços elevam as solicitações na viga, tendo como consequência aumento na rigidez do elemento estrutural, que estará sujeito a menores deformações e maior comprimento de contato na interação.

Para o caso de favorecimento da viga de concreto armado, seria necessário a adoção de medidas destinadas a combater as tensões excessivas na alvenaria. Cita-se como exemplos: reforço na alvenaria através do preenchimento de graute em combinação a barras verticais de aço inseridas no interior dos blocos; utilização de enrijecedores laterais conforme pesquisa sugerida por Carvalho (2007)¹; substituição dos blocos por outros com largura ou resistência superiores.

Houveram casos em que os deslocamentos máximos na viga ultrapassaram a limitação de $L/500$ da NBR 15961-1 (2011). Entretanto, a norma permite que os deslocamentos sejam parcialmente compensados por contraflechas de até $L/400$, o que torna possível atender as exigências normativas.

As solicitações de tensões máximas na alvenaria e momento fletor máximo nas vigas – e seu respectivo dimensionamento – para cada situação de análise encontram-se resumidas na Tabela 4.

Tabela 4 – Comparação dos Resultados

Metodologia	f_{max} (MPa)	M_{max} (kNm)	Seção (cm)	A_s (cm ²)	δ_{max} (mm)
I-a	5,85	476	25 x 80	24,23	10,37
I-b	5,85	799,6	25 x 100	32,31	9,17
II-a	15,66	108,47	25 x 50	8,08	8,75
II-b	18,18	102,55	25 x 40	10,77	14,56

I-a: Cálculo da tensão na alvenaria pela NBR 15961-1 (2011) e distribuição do carregamento na viga pela regra de dispersão de ações;

I-b: Cálculo da tensão na alvenaria pela NBR 15961-1 (2011) e distribuição uniforme do carregamento na viga;

II-a: Cálculo da tensão na alvenaria e distribuição do carregamento na viga pelo método analítico, para seção pré-definida de 25 x 50 cm;

II-b: Cálculo da tensão na alvenaria e distribuição do carregamento na viga pelo método analítico, para seção trabalhando em $x/d=0,45$ e domínio 3.

5 CONCLUSÃO

O exemplo apresentado permitiu constatar a influência do efeito arco tanto na alvenaria estrutural quanto na viga de concreto armado. O método analítico apresentou diferenças significativas nos resultados para a situação do vão e intensidade de carregamento adotadas em relação às simplificações previstas na norma brasileira e, principalmente, para o caso de alvenarias sem função estrutural.

Todavia, é necessário cautela na aplicação destes métodos em situações de projeto, uma vez que as análises são restritas a condições específicas, como é o caso da alvenaria na viga biapoiada, já que o comportamento da estrutura não é o mesmo em vigas contínuas ou no encontro de vigas em diferentes direções, por exemplo.

Um dos principais empecilhos para a compreensão detalhada dos fenômenos de distribuição de tensões é a dificuldade de executar ensaios experimentais que representem situações variadas de alvenaria estrutural, aliado às incertezas dos resultados obtidos durante os ensaios².

¹ Os enrijecedores laterais consistem em blocos posicionados ortogonalmente em relação à direção da parede, em formato T, com a finalidade de aumentar a resistência na região próxima aos apoios.

² Durante ensaios experimentais é comum ocorrer variações nas resistências individuais dos blocos, assim como imperfeições geométricas nestes. O mesmo pode ser dito a respeito das juntas de argamassa, que são preenchidas em maior

Por outro lado, métodos numéricos como o método dos elementos finitos é limitado às condições de contorno e de equilíbrio impostas nas modelagens destas estruturas. Na utilização de programas computacionais que incluem estes métodos são aplicados fatores de correção decorrentes das imprecisões de análise. A sensibilidade e conhecimento dos projetistas durante o manuseio de tais softwares é indispensável para a adequada interpretação dos resultados e identificação de possíveis problemas oriundos da interação entre a alvenaria estrutural e suportes em concreto armado, haja visto a enorme gama de fatores causados pelo efeito arco, conforme demonstrado na pesquisa.

Sendo assim, conclui-se que os fenômenos associados ao efeito arco na interação entre alvenaria estrutural e elementos lineares de concreto armado ocasionam uma série de consequências ao comportamento estrutural do conjunto que são intensificadas conforme o aumento do vão e carregamentos. As metodologias simplificadas de cálculo requerem atenção especial em determinadas situações, pois podem levar a má interpretação da distribuição de tensões, acarretando em não observância de fatores críticos para a análise e dimensionamento da estrutura.

REFERÊNCIAS

- ALVARENGA, R. C. S. S.; VIEIRA, W. B. e VERÍSSIMO, G. S. Distribuição de Ações Horizontais em Edifícios de Alvenaria Estrutural – Comparação entre Métodos de Paredes Isoladas e de Associação Plana de Painéis. In: 10º World Congress on Computational Mechanics, 8-13 jul. 2012, São Paulo. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2012.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 530 - Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures. Detroit: ACI, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- BARBOSA, P. C. Estudo da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural com Vigas de Concreto Armado. 2000. 128f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5628-1 - Code of Practice for Structural use of masonry: Part 1 - Unreinforced masonry. Londres: BSI, 1992.
- CARVALHO, J. D. N. A Contribuição de Enrijecedores Laterais para o Efeito Arco na Alvenaria Estrutural. 2007. 284f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 2007.
- CARVALHO, R. C. e FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- CASTRO, L. O.; ALVARENGA, R. C. S. S.; SILVA, R. M. e RIBEIRO, J. C. L. Avaliação experimental da interação entre paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. São Paulo, v. 9, n. 5, p. 643-681, 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000500002>>. Acesso em: 10 abr. 2017.

CORRÊA, M. R. S. e RAMALHO M. A. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural. 1. ed, 3ª tiragem. São Paulo: Pini, 2008.

DAVIES, S. R. and AHMED, A. E. An Approximate Method for Analysing Composite Wall/Beams. Proceedings of the British Ceramic Society, n. 27, p. 305-320, dez. 1978. Disponível em: <http://engineering.sustech.edu/index.php/college/publication/College_of_Engineering/AN-Approximate-Method-for-Analysing-Composite-wallBeams/?&pubno=184>. Acesso em: 26 mar. 2017.

EL-SHAFIEY, T. M. F.; ETMAN, E. E. and BAYOUMI, S. A. Experimental Investigation of the Masonry Walls Under Different Cases. In: International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering, ICASGE, 15, 6-9 abr. 2015. Hurghada, Egypt: Faculty of Engineering, Tanta University, Tanta, Egypt.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P. and DAVIES S. R. Design of Masonry Structures. 3. ed. London: E&FN Spon, 2004.

LOPES, A. C. S. Aperfeiçoamento de Modelagem Computacional para Análise da Interação entre Painéis de Alvenaria e Estrutura de Suporte em Concreto Armado. 2016. 73f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, UFRN, Natal, 2016.

MEDEIROS, K. A. S. Modelagem Computacional para Avaliação da Interação entre Painéis de Alvenaria e Estrutura de Suporte em Concreto Armado. 2015. 134f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, UFRN, Natal, 2015.

NASCIMENTO NETO, J. A.; MEDEIROS, K. A. S. e QUIM, F. Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. Caderno Técnico Alvenaria Estrutural, v. 3, p. 38, 2014.

PAES, M. S. Interação entre Edifício de Alvenaria Estrutural e Pavimento em Concreto Armado Considerando-se o Efeito Arco com a Atuação de Cargas Verticais e Ações Horizontais. 2008. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PARKESIAN, G. A.; HAMID, A. A. e DRYSDALE, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural. 2. ed. São Carlos: EDUFSCar, 2014.

PEREIRA, J. L. Alvenaria Estrutural - Cálculo, Detalhamento e Comportamento. 1. ed, 1ª tiragem. São Paulo: Pini, 2016.

SILVA, A. F. Avaliação da Resistência à Compressão da Alvenaria Estrutural. 2007. 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Unesp, Ilha Solteira, 2007.

SOLLY, E. K. Influência do Efeito Arco sobre o Custo de Estruturas de Suporte em Concreto Armado para Edifícios de Alvenaria Estrutural. 2014. 181f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

INFLUENCE OF THE ARCH EFFECT IN THE DESIGN OF STRUCTURAL MASONRY SUPPORTED BY REINFORCED CONCRETE BEAMS

ABSTRACT

Situations of load transmission of structural masonry in linear elements, such as transitional beams, cause unusual phenomena in the structural behavior of the composition, which may present risks to the integrity of the structure or difficulties in its technical viability. In this sense, this study has the objective of verify the considerations of stress distribution through the arch effect in the interaction between structural masonry and reinforced concrete beams, in order to contribute to the understanding of the phenomenon and the conditions that influence it. Therefore, it was analyzed the stress distribution in structural masonry subjected to certain actions, having as parameter different calculation hypotheses and taking into account the particularities between both elements of the interaction, both from the perspective of the masonry and the support in reinforced concrete, that is, considering the flexural stiffness between the two. The simplified hypotheses has presented significant differences compared to the meticulous studies based on finite element method and experimental tests for high stress situations, such as large spans or high intensity loads.

Keywords: stress concentration, efforts distribution, arch effect, stiffness.

INTRODUCTION

Masonry is a constructive system used since ancient times and can now be described as a method that uses blocks with dimensions and mass appropriate to their handling, usually connected by grout to compose a monolithic set. This set can have the function of sealing between environments of a building, or structural, where besides serving as a room distribution, it is able to resist the actions and efforts of its subsystems, such as slab loads, roofs and overloads.

Medeiros (2015) states that the structural wall can be supported on continuous supports, such as strip footings, or discrete, such as beams with deep foundations. In the first one, the vertical loads distribute almost uniformly in the base of the wall, whereas in the second, the loads tend to move towards the corners, due to the loss of contact between the masonry and the beam, which causes tension in the support regions

This phenomenon is known as the arc effect, and causes changes in stresses at the base of the wall and in the stresses of the support beam. For this reason, discrete supports should be avoided. However, most of the time this is not possible, since large openings on the lower deck are required to meet the needs of garages and recreation areas. Such a concentration of stresses in the supports is due to the change in the flow of vertical stresses, which migrate from the region of lower stiffness to that of higher stiffness, forming an arc of stresses in which the main direction becomes inclined (Neto 2012 apud Lopes 2016) .

According to Solly (2014), the arc formation is influenced by geometric characteristics – span between supports, inertia of the supporting beam and wall thickness – but also by physical characteristics such as the modulus of elasticity of the materials constituting the wall – masonry – and of the concrete beam in most cases.

The masonry has in most cases superior stiffness in relation to the support structure and El-Shafiey, Etman and Bayoumi (2015) show that the arch effect is more pronounced as the difference in stiffness between both elements increases, presenting a higher concentration of tensions in the proximity of the supports for the masonry and bending moment relief in the central region of the support beam.

Increasing the stiffness of the beam to combat the arc effect can be a facilitating feature during the design of a structural masonry project as it avoids complex methods of analysis of the structural elements subjected to such effects and the consequence of their results, such as strengthening of masonry at certain points or even the use of blocks with higher values of resistance. On the other hand, this choice can lead to situations of oversizing the support, since it only aims to favor the masonry.

Therefore, the present study proposes to evaluate, through the application of analytical methods, the influence of the arc effect on the interaction between reinforced concrete beams and structural masonry, comparing the results of the analysis with the considerations of distribution of loads provided for in Brazilian Regulations. In this way, the behavior of the structural set in the imposed situations is verified, taking into account the different phenomena involved in its effect, such as beam traction, interface shear stress, maximum bending moment in the beam and stress concentration in the masonry.

MATERIAL AND METHODS

Considering the observed divergences between the load path predicted by the Brazilian standard and models of calculation proposed by foreign literature for structural masonry, and also those adopted for masonry without structural use, it was verified the distribution of the efforts through the arch effect in situations of structural masonry supported on reinforced concrete support in the following situations:

- Considering the triangular load distribution with 45° angle, provided in NBR 15961-1 for door and window openings, that is a simplified hypothesis about the behavior of the movement of loads on the wall;
- Considering the stiffness related to the bending between the wall and the beam, based on experimental studies and the application of the finite element method performed by several authors and improved by Davies and Ahmed.
- Disregarding the arc effect, that is, the same consideration of effort distribution adopted in non-structural masonry;

RESULTS AND DISCUSSION

The complete analysis of the obtained results confirm the affirmations that the arc effect is intensified according to the variation of stiffness between the wall and the beam. The improvement of the masonry implies in critical situations for the support structure, since the simplifications in the distribution of the forces increase the requests in the beam, having as consequence an increase in the rigidity of the structural element, that will be subject to smaller deformations and a greater length of contact in the interaction.

In the case of favoring the reinforced concrete beam, it would be necessary to adopt measures to combat excessive tensions in the masonry. Examples are: masonry reinforcement by filling grating in combination with vertical steel bars inserted inside the blocks; use of lateral stiffeners according to research suggested by Carvalho (2007); and replacement of the blocks by others with higher width or resistance.

CONCLUSION

The example has showed the influence of the arch effect on both the structural masonry and the reinforced concrete beam. The analytical method presented significant divergences in the results for the span situation and load intensity adopted in relation to the simplifications provided for in the Brazilian regulations and, especially, in the case of masonry without structural use.

However, caution is necessary in the application of these methods in design situations, since the analyzes are restricted to specific conditions, as is the case of masonry in the beam with two supports, since the behavior of the structure is not the same in continuous beams or in the encounter of beams in different directions, for example.

Thus, it is concluded that the phenomena associated with the arch effect in the interaction between structural masonry and linear elements of reinforced concrete cause a series of consequences to the structural behavior of the set that are intensified as the span and load increases. The simplified methodologies of calculation require special attention in certain situations, since they can lead to misinterpretation of the stress distribution, leading to non-observance of critical factors for the analysis and design of the structure.