



XIV Congresso Brasileiro
de Pontes e Estruturas

Comparação de Formulações Normativas para Paredes de Alvenaria Não-armadas à Compressão Simples

Kamirã Barbosa Ribeiro¹, William Taylor Matias Silva², Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva³, Welington Vital da Silva⁴

¹UnB / PECC / barbosakamira@gmail.com

^{2,3}UnB / PECC / taylor@unb.br , ramon.silva@unb.br

⁴ UnB / PECC / welington.vital@gmail.com

Resumo

A utilização de alvenaria remonta ao princípio da construção humana na civilização. Dentre os inúmeros fatores que a consolidaram como um método construtivo efetivo desde seu princípio estão a ampla disponibilidade dos materiais utilizados na sua confecção, a multifuncionalidade do elemento de alvenaria, entre outras. Do ponto de vista mecânico, as alvenarias podem apresentar função estrutural ou não. Quando usadas estruturalmente, há a possibilidade de se reforçá-las com armaduras, entre outras formas. No âmbito das alvenarias com funcionalidade estrutural e não-armadas, a compressão se apresenta como uma forma resultante em muitos casos. Desta maneira, se faz no presente trabalho uma comparação teórica e numérica das formulações normativas brasileira, presente na ABNT NBR 16868, europeia, originária do Eurocode 6 e americana, extraída do ACI 530 – 02. Dentre as diferenças principais encontradas estão: a forma de se considerar a resistência do bloco, assim como os fatores que a influenciam nas diferentes formulações, como a presença de graute dentro das presente de bloco vazado; o cálculo da esbeltez da alvenaria e sua influência na resistência final. O exemplo numérico apresenta gráficos com os resultados comparados dos coeficientes redutores devido à esbeltez, e das resistências finais para o caso de alvenaria com bloco de concreto vazado e altura variável.

Palavras-chave

Alvenaria; Bloco de Concreto; Resistência à Compressão Simples; Formulações normativas.

Introdução

A utilização da alvenaria estrutural remonta ao princípio da civilização humana. É considerada a primeira forma de construção de abrigos após as tendas de que se faziam o uso os seres humanos na vida nômade (SILVA, 2007). A grande vantagem da construção em alvenaria é a capacidade de agregar diversas funcionalidades ao mesmo elemento. É possível simultaneamente dividir espaços, prover estrutura, isolamento térmico e acústico, assim como proteção ao fogo, enquanto o sistema construtivo é relativamente barato e durável, além de permitir acabamentos diversos e fácil implementação de configurações geométricas variadas (HENDRY, 2004). Do ponto de vista histórico, o desenvolvimento do uso de materiais na confecção de alvenarias foi altamente influenciado pela disponibilidade natural associada ao local. Desta forma, em civilizações próximas a rios, se fez presente o emprego de depósitos aluviais na confecção dos tijolos, tendo sido registrado o uso de tijolos feito a partir de lama seca, retirada de rios, no caso da Mesopotâmia. Já em civilizações próximas a montanhas e afloramentos rochosos, se observa a utilização de estruturas com rochas, como foi o caso do Egito antigo, na região rochosa do Nilo. As unidades de tijolos obtidas através de argila são encontradas com idades de 10 mil anos, podendo possivelmente terem sido primeiramente usadas a 12 mil anos. As amostras são coletadas em diversos locais, como a Babilônia, Espanha,

América do Sul, entre outros. Na época do Império Romano, o processo de confecção de tijolos de argila podia ser por secagem ao sol, ou por queima, tendo de se esperar 5 ou 2 anos, respectivamente, para emprego deles em edificações. Em 1858, o surgimento do forno de Hoffman é conhecido por ter acelerado o processo de fabricação de tijolos à época. As unidades de alvenaria de concreto foram inicialmente feitas sólidas, o que reduzia o interesse, devido ao seu peso. O surgimento de técnicas para confecção dos blocos vazados remonta a 1866 (DRYSDALE *et al*, 1993). O uso intenso de alvenaria começa, entretanto, apenas por volta de 1920, devido as primeiras investigações científicas, baseada em ensaios experimentais. Nova série de testes na Europa, em 1951, é também fundamental na ampliação do uso do sistema construtivo, tendo resultado na construção de um edifício de 13 pavimentos na Suíça, com alvenaria não-armada, de paredes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm. No Brasil se observa uma lenta implementação do sistema construtivo, a partir de 1966, com a construção de prédios de quatro pavimentos em blocos vazados de concreto (JUSTE, 2001). A Segunda Guerra Mundial também se apresenta como fator determinante na disseminação do uso da alvenaria. Por conta da grande destruição causada pela guerra, a necessidade de se reconstruir edificações de forma racional, rápida e eficaz. Atualmente, no Brasil, permitem-se paredes com espessuras de 14 cm e 19 cm em edifícios altos, sendo necessário realizar-se o dimensionamento atendendo-se os valores limites de esbeltez previstos em norma. Quanto ao dimensionamento, o comportamento e resistência das paredes à compressão é fator determinante (LOPES, 2014). A alvenaria estrutural consiste na utilização de alvenaria de blocos de concreto com funcionalidade estrutural, podendo serem resistentes à flexão, à compressão, e ações combinadas dos dois esforços.

Revisão Bibliográfica

É procedimento padrão, e estabelecido em norma (como no caso da ABNT NBR 16868 - Alvenaria estrutural – Parte 3: Métodos de Ensaio), associar a resistência à compressão simples da parede em escala real com a resistência à compressão simples de um prisma. No caso de alvenarias de blocos de 190 mm, por exemplo, a norma citada estabelece que se deve considerar a resistência característica da parede como 70% da resistência simples de prisma (f_{pk}), ou 85% da pequena parede (f_{ppk}). As pequenas paredes são definidas pela mesma norma como parede que atenda, no mínimo, comprimento equivalente a dois blocos ou tijolos e altura equivalente a cinco vezes a espessura do bloco ou tijolo, não podendo ser, entretanto, inferiores a 70 cm, e devendo ter número ímpar ao longo da altura. Os prismas são definidos como uma unidade composta por dois blocos sobrepostos, assentados com uma junta de assentamento. Desta maneira é comum, nos estudos experimentais, avaliar a relação entre resistências à compressão de prismas, pequenas paredes e paredes em escala real, e das respectivas eficiências associadas (relações entre as resistências de dois elementos), em função dos parâmetros investigados.

Dentre os principais fatores, em geral, que podem ser citados como significativos para a resistência da alvenaria estrutural podemos dividi-los com relação à cada um dos componentes da alvenaria. Quanto as propriedades dos blocos, são determinantes: geometria, resistência à compressão e à tração, absorção; quanto à argamassa influenciam: suas resistências, retenção de água e espessura das juntas; quanto à relação entre os elementos citados: relação entre rigidez dos dois componentes citados. Uma análise de resultados da literatura mostra que, de acordo com Mohamad (1998), para prismas de três blocos, há tendência de aumento (não-linear) na resistência do prisma com o aumento de resistência da argamassa, quando não há mudança nos blocos usados, porém, os resultados sugerem que tal tendência não se mantém no caso de blocos de baixa resistência. Também se observa, como esperado, aumento da resistência em prismas (não-linear) com aumento na resistência dos blocos (SILVA, 2007).

Como um dos principais fatores na resistência da alvenaria, é fundamental avaliar o comportamento de prismas em função do tipo de assentamento realizado. ZAHRA *et al* avaliaram a influência da disposição da argamassa de assentamento na resistência à compressão simples de blocos e prismas de blocos de concreto. Prismas foram ensaiados com assentamento usado apenas nas faces das paredes dos blocos na direção dos comprimentos destes (“Face shell bedding mortar”), e com assentamento ao longo de todas as paredes do bloco (“Full mortar bedding”), sejam estas transversais

ou longitudinais. Os modos de ruptura observados foram: predominantemente com formação de fissuras verticais ao longo de todo o prisma (no caso de prismas com “Full mortar bedding ”); ruptura nas faces transversais dos blocos, exceto nos casos em que a argamassa usada apresentava resistência característica inferior (argamassa M2), rompendo anteriormente as faces do bloco (no caso de prismas com “Face shell bedding mortar”). Os autores constataram uma redução na resistência dos prismas de até 15% com a diminuição de espessura nos prismas com assentamento apenas nas faces transversais dos blocos, comparativamente à resistência dos prismas com todas as faces assentadas (ZAHRA *et al*, 2021).

No caso de prismas não grauteados, quando o bloco é mais rígido que a argamassa, e o prisma é submetida à compressão, a argamassa de assentamento apresenta maior tendência de expansão lateral do que o bloco. Desta forma, a restrição nos movimentos entre os dois materiais induz a presença de tensões laterais na argamassa e no bloco. Quando a resistência à compressão da argamassa no estado multiaxial é maior que a resistência à tração do bloco, surgem fissuras verticais a, aproximadamente, 60% da resistência final do prisma, com expansão normalmente horizontal para as argamassas. Entretanto, ainda se observa relação tensão-deformação praticamente linear no comportamento pré e pós fissuração. No caso contrário, quando a resistência à compressão da argamassa no estado multiaxial é inferior que a resistência à tração do bloco, rupturas localizadas na argamassa surgem, e comportamento não-linear dos materiais é observado a partir de cerca de 40% da resistência final do prisma. Uma figura esquemática do estado de tensões e comportamento do prisma nos dois casos é apresentada. A ruptura da argamassa é mais determinante que a do bloco no comportamento global do prisma (NALON *et al*, 2022).

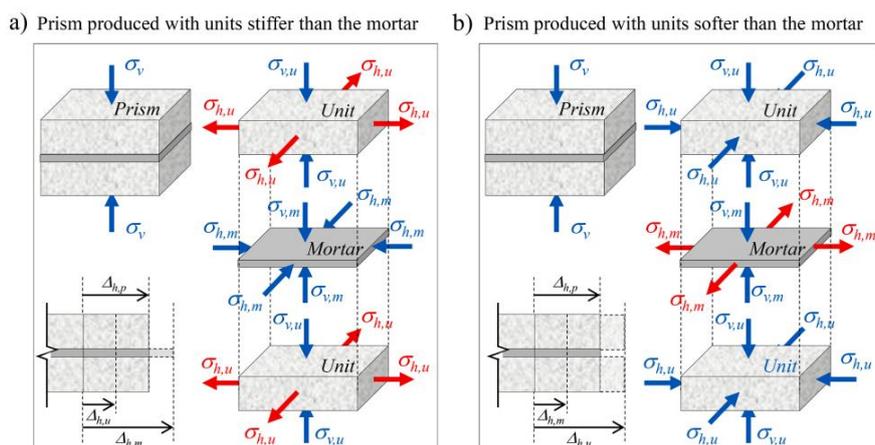


Figura 1 – Representação esquemática do estado de tensões no prisma. Fonte: NALON *et al*, 2022.

MOHAMAD *et al* apresentam a construção histórica do desenvolvimento de um critério de falha de prismas. Segundo os autores, inicialmente, uma consideração de equilíbrio entre tensões laterais e de compressão entre bloco e argamassa, conjuntamente com a hipótese de um envelope de falha linear, baseado em Mohr-Coulomb, levou ao critério de Hilsdorf. Entretanto, o modelo desconsidera influência das deformações, e no caso de blocos de alta resistência, prevê resultados muito conservadores. Outros modelos teóricos foram propostos, porém os autores destacam algumas dificuldades apresentadas de maneira geral. Entre elas, o mecanismo de ruptura de blocos de concreto vazado aparenta ser um processo em etapas, e não uma ruptura abrupta e definida (MOHAMAD *et al*, 2017).

No que diz respeito à influência da flambagem na resistência à compressão de paredes de alvenaria, há considerável quantidade de estudos avaliando a estabilidade de paredes de alvenaria, com variados índices de esbeltez, e excentricidade na aplicação da carga, entretanto, soluções analíticas se baseiam em um número limitado e particular de curvas tensão-deformação e de condições de apoio (SANDOVAL *et al*, 2011). É interessante citar que, o comportamento anisotrópico das paredes de alvenaria, devido ao comportamento conjunto de materiais de diferentes propriedades físicas e

mecânicas, tem sido avaliado e modelado através de formulação de macromodelos, como é o caso do modelo proposto por Grzyb e Jasinski, pelo uso de métodos de homogeneização (GRZYB & JASINSKI, 2022).

Uma série de equações empíricas têm sido propostas, em diferentes normas, para o dimensionamento de paredes de alvenarias estruturais. No caso da compressão simples, de alvenarias não armadas, são apresentadas aqui quatro expressões, de diferentes normas. As formulações se baseiam em um certo número de parâmetros geométricos e mecânicos dos blocos (como área líquida, resistência à compressão, raio de giração, entre outras) escolhidos como determinantes, e incorporam em si fatores responsáveis por contabilizar o efeito da esbeltez das paredes na resistência à compressão, excentricidades iniciais. Tais fatores dependem, principalmente, da esbeltez, das alturas efetivas (dependentes das condições de apoio) e espessuras efetivas dos blocos.

A norma brasileira ABNT NBR 16868-Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto fornece a seguinte equação para o dimensionamento de paredes e pilares não armados à compressão. A segunda equação representa o coeficiente redutor R (devido à esbeltez da parede), onde λ representa o quociente entre a altura efetiva (que depende da altura real da alvenaria e condições de apoio). O índice de esbeltez limite para estruturas não armadas deve se limitar a 24. Entretanto, para construções habitacionais térreas se permite o uso de valores superiores a 30, desde que o coeficiente ponderador de resistência da alvenaria seja considerado igual a 3. No caso de pilares, o valor de N_{Rd} deve ser multiplicado por 0.9.

$$N_{Rd} = f_d A R \quad (1)$$

Onde:

N_{Rd} = é a força normal resistente de cálculo;

f_d = é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A = é a área da seção resistente;

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

A norma europeia Eurocode 6 : Design of Masonry Structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures estabelece um procedimento de cálculo da resistência à compressão simples de alvenaria não-armada, baseada na resistência à compressão da unidade de alvenaria, no coeficiente de redução (ϕ_s). No caso de alvenaria no último pavimento que atuam também como apoios laterais dos pavimentos, se adota o menor valor entre a equação 3 abaixo e 0,4. A altura efetiva (h_{ef}) depende da condição de apoio e do fator de redução (ρ_n), definido em função da restrição ou rigidez da parede, e do pé-direito. O valor de l_{ef} depende também das condições de apoio, e a espessura efetiva (t_{ef}) depende do número de camadas de alvenaria usadas na parede, e das suas respectivas espessuras. A seguir seguem as expressões para o coeficiente redutor (ϕ_s). No caso de a alvenaria atuar estar presente nas extremidades de pavimento que não seja o último, deve-se considerar o menor valor entre as duas expressões abaixo. Caso contrário, ou seja, parede situada fora do contorno do pavimento, o coeficiente é dado pela equação 2.

$$\phi_s = 0.85 - 0.0011 \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \quad (2)$$

$$\phi_s = 1.3 - \frac{l_{ef}}{8} \leq 0.85 \quad (3)$$

E a expressão para resistência final de projeto é dada abaixo.

$$N_{Rd} = \varphi_s f_d A \quad (4)$$

Onde:

φ_s = coeficiente redutor de resistência, dado pelas duas equações anteriores;

f_d = é a resistência característica à compressão do bloco;

A = área da seção transversal da parede;

h_{ef} = espessura efetiva, em função das condições de apoio;

t_{ef} = espessura efetiva, em função das condições de apoio;

l_{ef} = vão efetivo, em função das condições de apoio;

A norma americana ACI 530 - 02 estabelece duas equações para o dimensionamento à compressão das alvenarias não-armas, a depender da razão entre sua altura e raio de giração do bloco. A primeira, no caso de a razão citada ter valores menores ou iguais a 99, e no segundo caso, para razões acima de 99.

$$P_n = 0.80 \left(0.80 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right) \quad (5)$$

$$P_n = 0.80 \left(0.80 A_n f'_m \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right) \quad (6)$$

Onde:

P_n = força resistente, em libra;

A_n = área líquida da seção transversal, em $inch^2$;

f'_m = resistência característica à compressão dos blocos; em psi;

h = altura da parede; em inch;

r = raio de giração do bloco, em inch;

Resultados e Discussões

Como forma de avaliar numericamente as formulações para alvenaria à compressão simples apresentadas, será exposto nessa seção um exemplo real de cálculo para uma parede de alvenaria estrutural à compressão simples, variando-se a esbeltez a partir da variação da altura da alvenaria, juntamente com alguns comentários referentes as especificidades dos fatores redutores contidos nas equações das formulações apresentadas na referência bibliográfica. Para o caso considerado, adotamos algumas medidas geométricas fixas da parede, como: largura (1,20 m); profundidade (9 cm). Também é necessário estabelecer medidas dos blocos de concreto, que será adotado vazado, e com geometria análoga à da imagem abaixo, além de sua resistência de projeto à compressão, ambas consideradas fixas no exemplo. O bloco possui as seguintes medidas: largura (9 cm); comprimento (39 cm); altura (19 cm); média da espessura das paredes longitudinais (3 cm); média da espessura das paredes transversais (3 cm); abertura máxima da parte vazada (3 cm). Como forma de avaliar a influência da altura das alvenarias (e, conseqüentemente, da esbeltez) no comportamento final das resistências de projeto, ou de cálculo, através das formulações, será adotado um valor específico para a resistência característica à compressão dos blocos. Este valor é de 3 MPa (calculada a partir da área

bruta do bloco, sem considerar suas partes vazadas). A figura abaixo representa a geometria das unidades dos blocos considerados.



Figura 2 – Formato geométrico dos blocos de concreto. Fonte: DO AUTOR.

A primeira formulação comentada se trata da presente no ACI 530 – 02. De acordo com o item 19.1.1 desta norma, o dimensionamento das alvenarias deve ser feito considerando-se a menor área líquida das unidades de alvenaria. Tal resultado necessita da execução de ensaios com balança hidrostática para determinação da área líquida precisamente. Porém, como forma de simplificação, os blocos adotados terão área líquida considerada igual a 75 por cento da área bruta dos blocos, o que resulta em $263,25 \text{ cm}^2$ ($0,75 \times 19 \text{ cm} \times 39 \text{ cm}$). Esta simplificação será adotada para o cálculo em todas as formulações, quando necessária. Para prosseguir é necessário determinar o raio de giração do bloco, em relação ao eixo de menor inércia, considerado o eixo segundo o qual a parede irá se deformar. Considerando-se uma aproximação em parábolas para a parte vazada dos blocos de formato e medidas dadas acima, obtemos raio de giração igual a 2.9 cm (ou 1.14 inch). Apenas a equação 5 da norma americana será avaliada, portanto, é necessário que a esbelteza adotada por esta norma esteja restrita a 99. Logo, a altura máxima da parede deve ser de 286, 44 cm, quando aplicadas as normas apresentadas. Porém, adotaremos altura máxima de 240 cm. Como há diferenças nas formulações no que diz respeito ao cálculo da esbelteza da parede, opta-se por apresentar os gráficos das resistências à compressão pela altura da parede no ponto considerado. Desta forma é possível apresentar os resultados em um único gráfico. Naturalmente, na prática, as alturas da parede podem variar apenas em múltiplos da altura do bloco mais a quantidade de assentamentos feitos entre fiadas, dados pela espessura das camadas de assentamento. Entretanto, os gráficos são apresentados concebendo-se variações de altura não restritas à essa condição, como forma de simplificar o exemplo, e melhor avaliar a influência da esbelteza na resistência de projeto final.

No caso do desenvolvimento da equação do Eurocode 6 citado, é necessário calcular a altura efetiva, espessura efetiva. De acordo com o item 4.2.2.3 da norma, para o caso de alvenarias com camada única (“Single Leaf”), devemos adotar espessura efetiva igual a espessura real da alvenaria. A altura efetiva depende do coeficiente ρ_n . Adota – se o valor 0.75, que representa alvenaria apoiada nos pavimentos acima e abaixo, porém que não se encontra nas extremidades dos pavimentos.

Por fim, a equação da norma brasileira é analisada. Inicialmente, computamos a altura efetiva, baseando-se no item 9.4.1. A letra b) é adotada, pois consideramos travamentos laterais à parede devido aos pavimentos, desta forma h_e é considerado igual a o menor dos valores apresentados neste item da norma. A altura e largura do painel são dadas no parágrafo inicial da seção, e α_v é 2,5 e α_h vale 2.5. Como a parede considerada não possui enrijecedores, adota-se espessura efetiva igual a sua espessura, sem consideração dos revestimentos. A equação 1, portando, já pode ser devidamente usada. Para a equação considerada ser usado índice de esbelteza até 30, exceto caso se faça a mudança devida do valor do coeficiente γ_m . Considera-se, também, que a combinação usada será normal, portanto, o coeficiente γ_m vale 2, para índices de esbelteza inferiores a 30. O gráfico abaixo apresenta

as resistências de projeto para os casos comentados e os dados escolhidos, variando-se a esbeltez da parede.

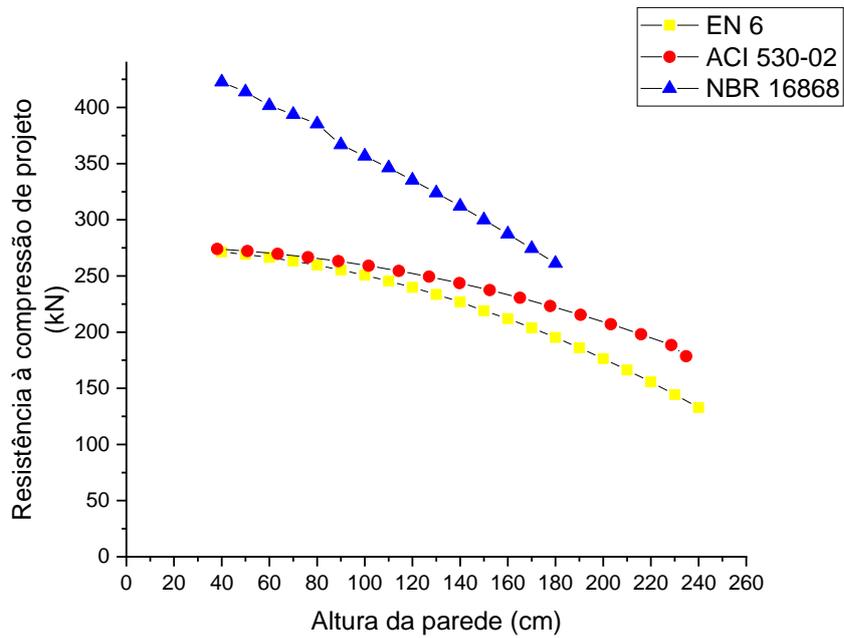


Gráfico 1 – Resistências à compressão de projeto para cada norma, considerando-se exemplo numérico. Fonte: DO AUTOR.

A seguir, avaliamos o fator de redução R, da norma brasileira, assim como o fator φ_s do eurocode 6.

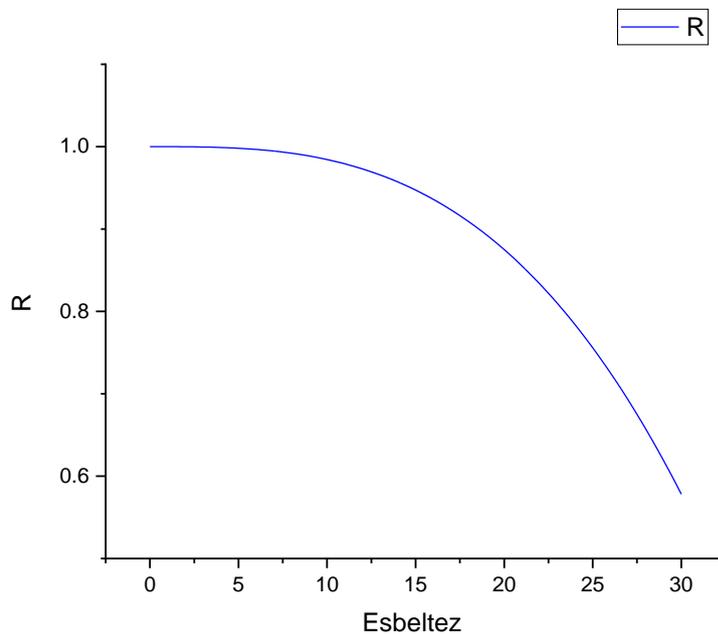


Gráfico 2 – Fator redutor R. Fonte: DO AUTOR.

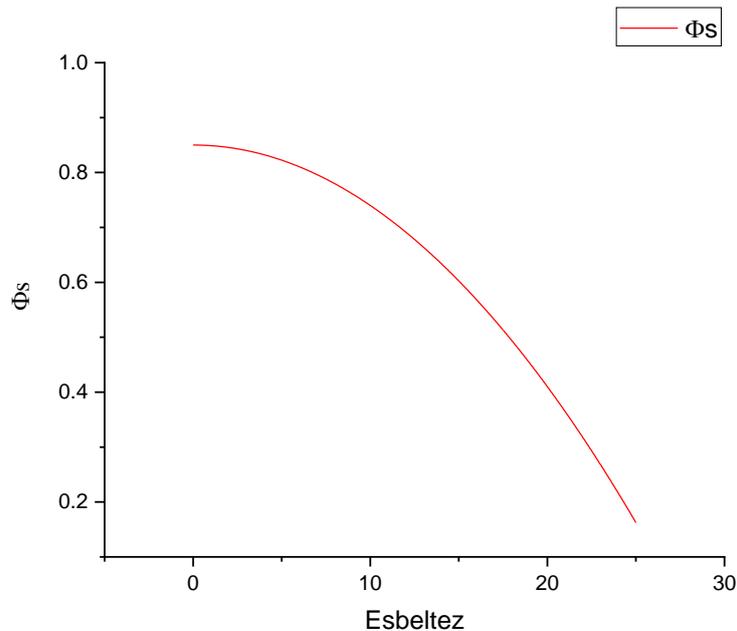


Gráfico 3 – Fator redutor da equação 2. Fonte: DO AUTOR.

Conclusões

A primeira observação derivada da análise dos procedimentos de cálculo diz respeito à formulação obtida pela norma americana ACI 530 – 02. Conforme descrito na seção anterior, é possível observar que a resistência de projeto é função apenas das propriedades geométricas da seção do bloco (área líquida e raio de giração), assim como de sua resistência à compressão, e, finalmente, da área total da seção da alvenaria. Portanto, não há, nesta norma, parâmetros que levem em consideração os tipos de apoio e travamentos utilizados no projeto. Também observamos que, esta é a única norma analisada que desconsidera tais efeitos no dimensionamento. Para alturas da parede de até cerca de 100 cm, pode-se notar que os resultados obtidos pela norma europeia e americana apresentam resistências de mesma ordem. Entretanto, para o caso alturas maiores do que 100 cm, portanto, maiores esbeltezes, observa-se que a norma europeia é mais conservadora entre todas formulações consideradas. Por fim, há que se notar que para valores finais de altura considerados no cálculo pela norma brasileira, há uma aproximação dos seus resultados de resistência para as outras normas. Diferença esta da ordem de 50 kN. Logo, é válido afirmar que há convergência das formulações quando avaliadas para esbeltezes acima de 20. Por fim, a comparação dos coeficientes redutores das normas brasileira e europeia sugere uma tendência mais conservadora da norma europeia, visto que seu coeficiente de redução é menor que o da brasileira, considerando-se as mesmas esbeltezes. Entretanto, como os cálculos de esbeltez divergem em definição para as duas normas, se faz necessária uma análise adicional para verificar a real influência de tais coeficientes no dimensionamento final.

Referências

- AS 3700: MASONRY STRUCTURES, 2002.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-1: Alvenaria Estrutural - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2020.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-3: Alvenaria estrutural Parte 3: Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2020.
DRYSDALE, R. G., HAMID, A. A., & BAKER, L. R. Masonry structures: behavior and design, 1994.
EUROCODE 6 — DESIGN OF MASONRY STRUCTURES —. British Standard Institution. London, 2005.

- GRZYB, K., & JASÍNSKI, R. Parameter Estimation of a Homogeneous Macromodel of Masonry Wall Made of Autoclaved Aerated Concrete Based on Standard Tests. In *Structures* (Vol. 38, pp. 385-401). Elsevier, 2022.
- HENDRY, A. W., SINHA, B. P., & DAVIES, S. R. *Design of masonry structures*. CRC Press, 2017.
- JUSTE, A. E. Estudo da Resistência e da Deformabilidade da Alvenaria de Blocos de Concreto Submetida a Esforços de Compressão. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2001.
- LOPES, Guilherme Martins. Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural. 2014. 150 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.
- MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. *Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02) and Related Commentaries*. The Masonry Society, SEI of ASCE, and American Concrete Institute, 171, 2002.
- MOHAMAD, G., FONSECA, F. S., VERMELTFOORT, A. T., MARTENS, D. R., & LOURENÇO, P. B. Strength, Behavior, and Failure Mode of Hollow Concrete Masonry Constructed with Mortars of Different Strengths. *Construction and Building Materials*, 134, 489-496, 2017.
- NALON, G. H., RIBEIRO, J. C. L., PEDROTI, L. G., DA SILVA, R. M., DE ARAÚJO, E. N. D., SANTOS, R. F., & DE LIMA, G. E. S. Review of Recent Progress on the Compressive Behavior of Masonry Prisms. *Construction and Building Materials*, 320, 126181, 2022.
- SANDOVAL, C., ROCA, P., BERNAT, E., & GIL, L. Testing and Numerical Modelling of Buckling Failure of Masonry Walls. *Construction and Building Materials*, 25(12), 4394-4402, 2011.
- SILVA, Ana Flávia da. Avaliação da resistência à compressão da alvenaria estrutural. 2007. 109 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2007.
- ZAHRA, T., THAMBOO, J., & ASAD, M. Compressive Strength and Deformation Characteristics of Concrete Block Masonry Made with Different Mortars, Blocks and Mortar Beddings Types. *Journal of Building Engineering*, 38, 102213, 2021.