
Structural masonry under flexural and compressive loads

Paredes de alvenaria estrutural submetidas a cargas de flexão e compressão

Received: 2023-07-16 | Accepted: 2023-08-18 | Published: 2023-08-21

Luiz Carlos Mendes

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1747-5179>

Universidade Federal Fluminense, Brasil

E-mail: lcarlos@predialnet.com.br

Vancler Ribeiro Alves

ORCID: <https://orcid.org/0009-0006-8845-8914>

Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca, Brasil

E-mail: vanribalvs@gmail.com

Gustavo Coquet Braga

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6897-5363>

Universidade Federal Fluminense, Brasil

E-mail: gustavo.mhs@hotmail.com

ABSTRACT

Pathological problems arise in structural masonries walls due to fails in details and design erros along lifetime. The study becomes important when is focused loads and strenght of walls. This paper aims to evaluate pathologies which arise in walls due to a bad behavior of the walls in structural masonry. Flexural strenght, shear forces, compressive loads on walls are analysed in a Symbolic Algebraic Computational treatment. Analytical methods are used in compliance with International and National Codes. Procedures are suggested in order to avoid several anomalies that arise due to design failures.

Keywords: Structural masonry; Flexural strenght; Compressive strenght; Shear forces; Symbolic Algebraic Computation.

RESUMO

Com o passar do tempo, problemas patológicos surgem na alvenaria estrutural por falhas nos detalhes, erros de projeto, falhas no assentamento e na locação exata dos painéis. Torna-se de extrema relevância o estudo do comportamento dessa estrutura quanto aos esforços solicitantes e capacidade resistente dos painéis. O presente artigo visa avaliar as patologias surgidas em virtude do mau comportamento de paredes em alvenaria estrutural. A análise é feita enfocando o surgimento de tensões de flexão, cisalhamento e compressão nos painéis, através de um tratamento computacional algébrico, utilizando-se métodos analíticos em conformidade com as normas nacionais e internacionais de alvenaria estrutural. São sugeridos também certos procedimentos a serem adotados a fim de serem evitadas as anomalias que surgem em decorrência de não observância dos detalhes do projeto.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural; Flexão; Compressão; Cisalhamento; Análise computacional.

INTRODUÇÃO

São observados sistemas de construção onde as paredes funcionem unicamente como painel de vedação, fechando-se os vãos entre pilares e vigas, que, por sua vez, são os elementos estruturais encarregados de suportar o peso da construção. Já no sistema construtivo de alvenaria estrutural esses elementos são desnecessários, pois as paredes, chamadas painéis auto-portantes, distribuem as cargas uniformemente para as fundações. A alvenaria está inserida na sociedade desde os primórdios das civilizações. Pode ser entendida como a moldagem de unidades, unidas por meio de argamassa ou pelo próprio encaixe das mesmas. Essas unidades são geralmente de pedras, ou tijolos de barro cozido constituindo os adobes.

Essas unidades devem formar um conjunto coeso e rígido para diversos fins, como construções de monumentos ou habitações. Desde as primeiras construções de alvenaria que se tem registro, como as usadas pelos povos persas e assírios (datados de 10.000 anos antes de Cristo), até o final do século XIX, eram utilizados métodos empíricos e intuitivos para a confecção das obras. Elas eram sempre muito robustas e demandavam uma grande quantidade de material.

Durante séculos foram erguidas edificações que usavam essas unidades. Até meados do século passado todas elas eram feitas por métodos empíricos.

O mais antigo e importante monumento de que se tem registro são as pirâmides de Guizé, Figura 1, (Quéfren, Queóps e Miquerinos). Essas pirâmides construídas no Egito datam de 2600 anos antes de Cristo. Esses monumentos de alvenaria são formadas por uma base quadrada, e possuem quatro faces que convergem para um vértice. A maior das três, a de Queóps, mede 147 metros de altura e o lado da base é um quadrado de 230 m de lado.

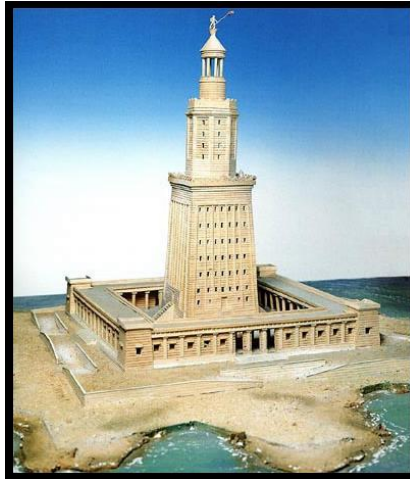
Figura 1 - Pirâmides de Guizé, Egito



Fonte: Os autores.

Outra grande obra monumental da Antiguidade foi o farol de Alexandria, que consistia de uma torre construída em 280 a.C. na ilha de Faros, que hoje em dia é uma península, na cidade de Alexandria, no Egito. Este farol, conforme mostra a Figura 2, foi destruído no século XIV por um grande terremoto, e dele restou apenas a sua fundação, fundação esta que sustentava este belo monumento de 134 metros e 45 pavimentos. Esta construção foi a mais alta feita pelo homem durante cinco séculos.

Figura 2 - Farol de Alexandria



Fonte: Os autores.

Na China foi construída desde o ano 221 a.C até o século XV, uma muralha, como na Figura 3, com cerca de 8.850 km de comprimento e uma altura que varia entre 9 e 12 metros, a tão conhecida muralha da China.

Figura 3 - Muralha da China



Fonte: Os autores.

Por volta de 70 a 90 anos d.C foi construído no centro de Roma um anfiteatro, Figura 4, com, a princípio, uma capacidade para aproximadamente 50.000 pessoas, e após uma obra onde

foi erguido mais um andar somando um total de 4, essa capacidade passou a ser de 90.000 pessoas. O Coliseu possui cerca de 48 metros de altura, 500 metros de diâmetro, 80 portais e hoje se encontra em ruínas devido a inúmeros terremotos sofridos por Roma.

Figura 4 - Coliseu de Roma



Fonte: Os autores.

Há cerca de mil anos, em 1163, inicia-se a construção de uma das mais antigas catedrais francesas, a Catedral de Notre-Dame em Paris, como na Figura 5. Ela possui o estilo gótico, uma largura de 13 metros, um comprimento de 139 metros e uma altura de 35 metros, o que equivalente a um prédio de doze andares.

Figura 5 - Catedral de Notre-Dame



Fonte: Os autores.

Em 1889 iniciou-se a construção de um belo edifício em Chicago, o Monadnock, Figura 6, com seus 16 pavimentos e 65 metros de altura. É considerado um símbolo clássico da alvenaria estrutural moderna. É possível notar na Figura 7 que as paredes desse edifício são extremamente robustas chegando a ter uma base com 1,80 metros de largura. Isto se deve ao fato de que, na época em que foi concebido, ainda eram utilizados métodos empíricos de dimensionamento. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), se o mesmo fosse dimensionado pelos procedimentos atuais e com os mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm.

Figura 6 - Edifício Monadnock

Fonte: Os autores.

Figura 7 - Edifício Monadnock

Fonte: Os autores.

Essas foram as principais construções em alvenaria estrutural feitas pelo homem durante os séculos usando o empirismo.

Entretanto, com o surgimento das estruturas de aço e de concreto armado, a evolução dos métodos de cálculo e tecnologia desses materiais, a alvenaria foi perdendo espaço, e passou a ser apenas elemento de vedação. A área útil ocupada e os custos das novas obras ficaram mais baixos em relação às pesadas obras de alvenaria.

Esse panorama veio mudar recentemente em meados do século passado. Os projetos de estruturas de alvenaria começaram a ser tratados com princípios científicos rigorosos, consequência de um aumento da pesquisa no ramo, sobretudo em países como Suíça, Inglaterra, Estados Unidos e Alemanha. Assim, permitiu-se calcular a espessura necessária das paredes e a resistência das alvenarias, além do controle da execução, a níveis similares aos aplicados nas estruturas de aço e concreto armado, com a vantagem de serem mais econômicos e competitivos, uma vez que o principal sistema de utilização, o bloco, é um elemento versátil e de fácil industrialização. É possível que ocorra com esse sistema construtivo, uma economia global na ordem de 25 a 30%, comparada com os sistemas construtivos convencionais. No Brasil, sobretudo a partir de 1989, foi estabelecida uma norma pertinente à alvenaria, permitindo assim

pequenos avanços em toda a cadeia produtiva da construção civil, impulsionada principalmente por pesquisas em universidades.

Em 1991 foi construído em Las Vegas (EUA), o Hotel Excalibur, que é hoje o mais alto edifício em alvenaria estrutural do mundo possuindo 28 pavimentos, 3977 quartos, e 1008 apartamentos. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), suas paredes estruturais foram executadas em alvenaria armada de blocos de concreto e a resistência à compressão especificada na base foi de aproximadamente 28MPa.

Alvenaria estrutural pode ser entendida como um componente construído na obra através da união entre tijolos ou blocos por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso. A palavra alvenaria deriva do Árabe al-bannã: aquele que constrói (bannã significa construir). Pode-se classificar quanto às cargas em: alvenaria de vedação, alvenaria resistente e alvenaria estrutural. Esta última classifica-se em não armada, armada, parcialmente armada e protendida.

ALVENARIA NÃO ARMADA E ARMADA

De acordo com a NBR-10837/1989, o cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, armada, é aquela onde os blocos, assentados com argamassa, contem armaduras, com finalidade única de amarração, não sendo estas consideradas na absorção dos esforços.

A alvenaria estrutural não armada emprega como estrutura suporte paredes de alvenaria sem armação. Os reforços metálicos são colocados apenas em cintas, vergas, contravergas, na amarração entre paredes e nas juntas, com finalidade de se evitar fissuras localizadas. A alvenaria estrutural armada é caracterizada por ter os vazados verticais dos blocos preenchidos com grout envolvendo barras e fios de aço.

A NBR-10837/1989 também diz que para o cálculo da alvenaria estrutural armada, os blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, devem ter algumas cavidades preenchidas com grout (microconcreto de grande fluidez) para que as armaduras nele contidas possam absorver os esforços calculados. Assim alguns esforços são absorvidos pelo bloco e outros pela armação, o que não anula outras finalidades construtivas da mesma como a de amarração.

ALVENARIA PARCIALMENTE ARMADA

Pode-se dizer que a parcialmente armada tem um pouco de cada tipo, onde algumas paredes são construídas para que ela, exclusivamente, sem o uso de armação, resista aos esforços solicitantes, enquanto outros pontos da parede precisem do uso da armação para resistir aos esforços.

MODULAÇÃO

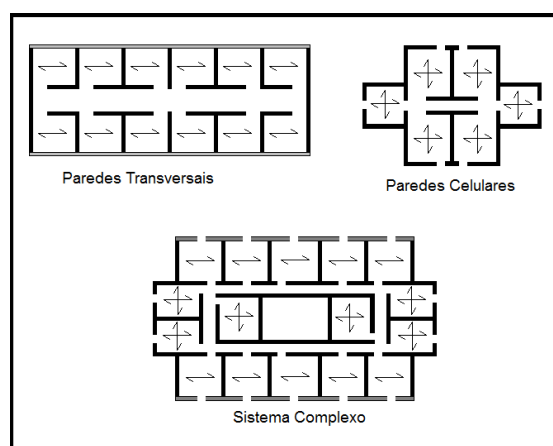
Para que a distribuição das cargas seja uniforme nas paredes e se obtenha um resultado final onde exista homogeneização de tensões, deve-se ficar atento na escolha dos blocos quanto às suas características físicas e mecânicas, além das disposições dos mesmos. Essa modulação corresponde ao acerto das dimensões em planta e do pé-direito da edificação em função das dimensões dos blocos. É de extrema importância que o comprimento e a largura sejam iguais ou múltiplos para que assim se tenha apenas um módulo em planta, impedindo ou reduzindo cortes dos blocos ou ajustes desnecessários, que prejudiquem a boa distribuição das cargas nas paredes.

O blocos usualmente utilizados são blocos com largura nominal de 15 cm que são chamados de blocos M-15, ou o de largura nominal de 20 cm denominados M-20. Já, de acordo com a norma, os comprimentos serão sempre de 20 ou 40 cm e suas alturas de 10 ou 20 cm. Então se for adotado, por exemplo, um módulo de 15 cm, as dimensões internas do ambiente em questão podem ter tamanhos múltiplos de 15, 60cm, 1,20 m ou 1,80 m.

PRINCIPAIS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os principais sistemas estruturais são as paredes transversais, as celulares e o sistema complexo, que seria a utilização simultânea dos tipos anteriores. As paredes transversais são paredes utilizadas em edifícios de planta retangular alongada onde se tem uma configuração de paredes externas na direção do maior comprimento com função não estrutural. Já as paredes celulares são todas estruturais. Nas paredes transversais as lajes são armadas em apenas uma direção de modo que possam apoiar-se apenas nas paredes estruturais, enquanto nas celulares as lajes podem se apoiar em qualquer parede, podendo ser armada em todas as direções. Será mostrado um esquema, conforme Figura 8, de como isso funciona.

Figura 8 - Sistemas estruturais em alvenarias estruturais.



Fonte: Os autores.

CARREGAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

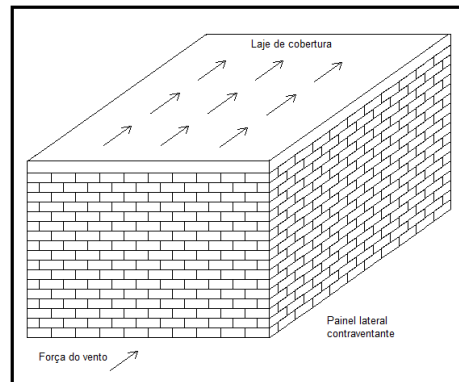
As cargas atuantes nas lajes são divididas entre cargas permanentes e cargas variáveis.

As cargas permanentes são: peso próprio, contrapiso, revestimento ou piso e paredes não-estruturais. As cargas variáveis são as sobrecargas de utilização, que para edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m².

Já no caso das ações horizontais deve-se considerar principalmente a ação dos ventos, mas também podem ocorrer de empuxos no solo, abalos sísmicos ou desaprumos.

O vento incide diretamente nas paredes. Estas por sua vez transmitem esses esforços para as lajes até serem distribuídas aos painéis de contraventamento, como mostra a Figura 9.

Figura 9- Vento incidente sobre as paredes de alvenaria estrutural.



Fonte: Os autores.

PATOLOGIAS NAS ALVENARIAS ESTRUTURAIS

Esta concepção estrutural foi disseminada com normas nacionais pouco consolidadas, ou então com o uso de normas estrangeiras, que muitas vezes não traduzem a mesma realidade do Brasil. Baseiam-se em outros procedimentos e critérios. Unindo-se estes fatores a uma incipiente técnica estrutural e ao grande número de obras que são construídas no Brasil, nos últimos anos, as patologias estruturais vêm crescendo nas nossas edificações.

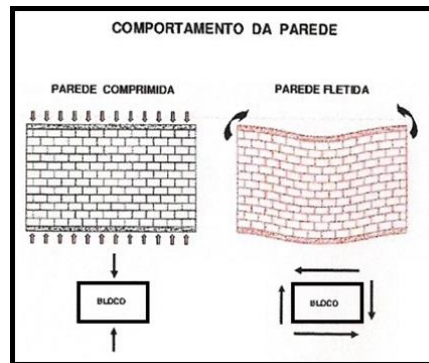
Primeiramente é importante definir patologia, que é o conjunto de danos, anomalias ou falhas causadas nas estruturas que sustentam as edificações.

Uma construção em alvenaria estrutural deve ser feita com muito mais cuidado do que uma construção tradicional. É sabido que as alvenarias são mais propensas a deformações excessivas, além da modificação de formas; por isso a elas devem ser tomadas uma atenção maior na construção de suas fundações e na superestrutura propriamente dita.

As paredes não possuem uma boa resistência à tração, à flexão e ao cisalhamento. Só mesmo em relação às solicitações de compressão que elas possuem um bom desempenho, o que é mais um fator para o aparecimento de patologias.

Segundo Thomaz (1989), as alvenarias são os componentes do edifício mais suscetíveis à flexão de vigas e lajes. Existem três configurações típicas de trincas em paredes de vedação sem aberturas de portas e janelas, conforme ilustrados na Figura 10.

Figura 10- Comportamento do painel de alvenaria estrutural.

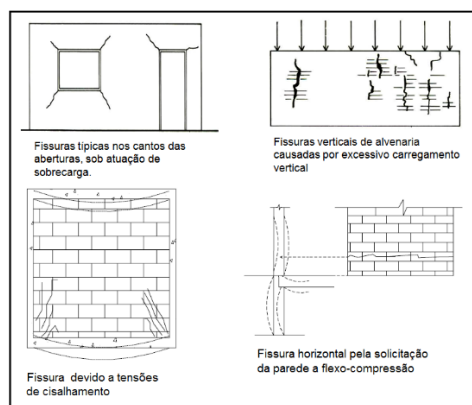


Fonte: Os autores.

As trincas podem aparecer em painéis de alvenarias fissuras na vertical, horizontal e na diagonal, ou então uma combinação dessas fissuras.

As causas dessas anomalias são inúmeras, como por exemplo, a fraca resistência à tração, a resistência à compressão, muito dependente dos ajustes dos painéis, do volume de vazios e, no caso, de paredes compostas, do grau de confinamento dos paramentos. São fatores de anomalias também a fraca resistência ao corte, os mecanismos de ruptura frágil e a deficiente integridade estrutural pela fraca ligação entre elementos estruturais. Influem também nas patologias o fraco embeijamento na secção da parede, a esbelteza excessiva, o deficiente contraventamento e a reduzida ductilidade. Algumas dessas anomalias são mostradas na Figura 11.

Figura 11 - Anomalias e patologias nos painéis de alvenaria estrutural.



Fonte: Os autores.

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS À COMPRESSÃO SIMPLES

As paredes estruturais e os pilares são os elementos que mais são solicitados pelo esforço de compressão simples, e como esses dois elementos são importantíssimos em qualquer estrutura de edifício, é necessário um estudo do dimensionamento à compressão.

Se a edificação for pequena, até uma faixa de seis pavimentos, a compressão simples é o único dimensionamento que é realmente tratado. Neste caso nem mesmo vergas sobre aberturas de janelas e portas com vãos convencionais precisariam de fato ser verificados.

Fatores como forma, material e resistência dos blocos influenciam na variação da eficiência da resistência à compressão.

A espessura da junta horizontal e a resistência à compressão da argamassa influenciam na resistência à compressão das paredes. A resistência da parede decresce com o aumento da espessura da junta horizontal. Isso se justifica porque com o aumento da espessura diminui o confinamento da argamassa. Quando o confinamento é mínimo, a argamassa se torna menos suscetível à ruptura, mesmo que seja baixa sua resistência à compressão.

O graute é outro elemento importante na resistência das paredes, sobretudo quando colocado dentro dos blocos vazados de concreto. Pela semelhança entre o graute e o material do bloco existe um aumento da área da unidade.

A Tabela 1 mostra de forma resumida as especificações da NBR 10837/1989 para as tensões admissíveis da alvenaria não armada e as especificações para a alvenaria armada quando recebem solicitação de compressão. A Tabela 2 mostra os máximos índices de esbeltez de paredes e pilares.

Tabela 1 - Tensões admissíveis na alvenaria.

Tipo de solicitação			Tensão admissível (MPa)		Valor máximo (MPa)
Não armada					
Tensões Normais	Compressão simples	Parede	Para $12,0 \leq f_a \leq 17,0$ $0,20 f_p R$ ou $0,286 f_{par} R$	Para $5,0 \leq f_a \leq 12,0$ $0,20 f_p R$ ou $0,286 f_p R$	
		Pilar	$0,18 f_p R$	$0,18 f_p R$	
	Compressão na Flexão		$0,30 f_p$	$0,30 f_p$	
Armada					
Tensões Normais	Compressão simples	Parede	$0,225 f_p R$		$0,33 f_p \leq 6,2$
		Pilar	$(0,20 f_p + 0,30 p f_{s,c})R$		
	Compressão na Flexão		$0,33 f_p$		6,2

Fonte: NBR 10837/1989

Tabela 2 - Máximos índices de esbeltez

Tipo de Alvenaria	Elemento	Esbeltez
Não-armada	Paredes	20
	Pilares	20
	Pilares isolados	15
Armada	Paredes e pilares	30
Não-estrutural	Paredes	36

Fonte: NBR 10837/1989

PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA PAREDES NÃO ARMADAS

A condição de esbeltez máxima deve ser investigada de acordo com a Equação 1:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} < 20 \quad (1)$$

Deve-se calcular a tensão de compressão atuante na alvenaria de acordo com a Equação 2:

$$f_{alv,c} = \frac{pL}{Lt} \quad (2)$$

onde:

p - carga uniformemente distribuída;

L - altura da parede;

t - espessura da parede.

Deve-se igualar a tensão de compressão atuante à tensão admissível de compressão que, segundo a Tabela 1, corresponde a $\bar{f}_{alv,c} = 0,20f_p R$, onde R é o fator de redução da resistência associado à esbeltez, de acordo com a Equação 3.

$$R = \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right) \right]^3 \quad (3)$$

Assim pode se ter a resistência mínima do prisma pela Equação 4.

$$f_p = \frac{p}{0,20 t} \times \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right) \right]^3} \quad (4)$$

Usando-se o rendimento η de 0,7 de acordo com a NBR 10837/1989, se tem a resistência do bloco de acordo com a Equação 5.

$$f_b = \frac{f_p}{\eta} \quad (5)$$

PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA PILARES ARMADOS

Primeiramente deve-se investigar se as condições de esbeltez máxima e de espessura mínima são atendidas de acordo com a Equação 6.

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} < 30 \quad (6)$$

onde:

$t_{ef} = t > 20$ cm;

h_{ef} - altura efetiva ;

t_{ef} - espessura efetiva.

Se os parâmetros forem atendidos, deve-se a calcular pela Equação 7 a máxima tensão admissível de compressão no pilar $f_{alv,c}$ que, segundo a Tabela 1, corresponde a:

$$\bar{f}_{alv,c} = (0,20 f_p + 0,30 \cdot \rho \cdot f_{s,c}) R \quad (7)$$

onde R é o fator de redução da resistência associado à esbeltez.

$$R = \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right) \right]^3 \quad (8)$$

$$\rho = \frac{n \times A_\varphi}{A_p} \quad (9)$$

Para se definir esta área de armadura deve-se multiplicar a área da seção do pilar pela taxa de armadura ρ , de acordo com a Equação 9.

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS À FLEXÃO SIMPLES

Uma construção em alvenaria estrutural também possui elementos que estão sujeitos à flexão, como vigas e vergas. São elementos lineares, que por sua vez, resistem aos carregamentos vindos das lajes, além de transmitir ações verticais mediante a uma solicitação de flexão.

A NBR 10837(1989) adota o método das tensões admissíveis que devem ser calculadas admitindo-se o comportamento elástico e linear do material.

Pode-se ter para as vigas três situações de dimensionamento: o balanceado, o dimensionamento, superarmado e o com armadura dupla.

O DIMENSIONAMENTO BALANCEADO NA FLEXÃO SIMPLES

Corresponde a um melhor aproveitamento dos materiais e é obtido quando o valor da tensão atuante na alvenaria for igual ao da tensão admissível à compressão na flexão, e a tensão atuante no aço for igual à tensão admissível à tração, conforme as Equações 10 e 11.

$$f_s = \bar{f}_{s,t} \quad (10)$$

$$f_{alv} = \bar{f}_{alv,f} \quad (11)$$

Se obtém a posição da linha neutra e a taxa de armadura pelas Equações 12.

$$k_{xb} = \frac{n}{n+m_b} \quad \rho_b = \frac{n}{2m_b(m_b+n)} \quad (12)$$

onde:

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad m = \frac{f_s}{f_{alv}} \quad (13)$$

Para assim se ter uma altura útil, conforme a Equação 14.

$$d_b = \sqrt{\frac{n}{k_{xb} x k_{zb}} \frac{M}{b x \bar{f}_{alv,f}}} \quad (14)$$

onde:

$$k_{zb} = 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad (15)$$

O DIMENSIONAMENTO SUPERARMADO

Quando a altura útil for menor que a do dimensionamento balanceado, pode-se adotar o dimensionamento superarmado, onde a tensão admissível da alvenaria é atingida antes que a do aço. Então, tem-se, de acordo com as Equações 16:

$$f_{alv} = \bar{f}_{alv,f} \quad e \quad f_s < \bar{f}_{s,t} \quad (16)$$

Deve-se resolver a Equação 17 do segundo grau, que fornece a posição da linha neutra:

$$k_x^2 - 3k_x + \frac{6 x M}{b d^2 \bar{f}_{alv,f}} = 0 \quad (17)$$

Conhecida a posição da linha neutra, deve-se calcular a área da armadura de acordo com a Equação 18.

$$A_s = \rho x b x d \quad (18)$$

onde:

$$\rho = \frac{k_x^2}{2n(1-k_x)} \quad (19)$$

A ARMADURA DUPLA

Nesse procedimento é determinado o momento suportado pela armadura simples, com o dimensionamento balanceado, através da Equação 20.

$$M_0 = \bar{f}_{alv,f} x \frac{b x d^2}{2} x k_b x k_{zb} \quad (20)$$

Calculam-se assim, as armaduras tracionadas e comprimidas de acordo com as Equações 21 e 22.

$$A_s = \frac{1}{\bar{f}_{s,t} x k_{zb}} x \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{\bar{f}_{s,t} x (d - d')} \quad (21)$$

$$A_s' = \frac{M - M_0}{(d - d')} x \frac{d - x}{x - d'} x \frac{1}{\bar{f}_{s,t}} \quad (22)$$

O DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

O cisalhamento ocorre principalmente nas vigas ou paredes que participam do sistema de contraventamento. Este esforço normalmente está em conjunto com a solicitação por momento fletor.

A Tabela 3 mostra de forma resumida as especificações da NBR 10837/1989 para as tensões admissíveis, para peças fletidas quando recebem solicitação de cisalhamento.

Tabela 3 - Tensões admissíveis ao cisalhamento

Cisalhamento	Peças fletidas sem armaduras	Vigas		$0,09\sqrt{f_p}$	0,35
		Pilares parede	$Se \frac{M}{V.d} \geq 1$	$0,07\sqrt{f_p}$	0,25
			$Se \frac{M}{V.d} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$	0,35
	Peças fletidas com armadura Para todas as tensões de cisalhamento	Vigas		$0,25\sqrt{f_p}$	1
		Pilares parede	$Se \frac{M}{V.d} \geq 1$	$0,12\sqrt{f_p}$	0,5
			$Se \frac{M}{V.d} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$	0,8

Fonte: NBR 10837/1989

De acordo com a Tabela 3 deve-se calcular a máxima e a mínima tensão cisalhante de acordo com as Equações 23 e 24.

$$\bar{f}_{cis 1} = 0,09\sqrt{f_b} \quad (23)$$

$$\bar{f}_{cis 2} = 0,25\sqrt{f_b} \quad (24)$$

Podem-se então determinar a máxima força cortante admissível na viga (V_2) e a máxima força cortante que pode ser absorvida sem armadura de cisalhamento (V_1). Este procedimento é feito para saber onde se colocar a armadura, uma vez que em determinados pontos da viga, geralmente próximo ao centro, não é necessária a armação, uma vez que a força cortante é menor que a mínima (V_1).

$$V_1 = \bar{f}_{cis 1} b d \quad (25)$$

$$V_2 = \bar{f}_{cis 2} b d \quad (26)$$

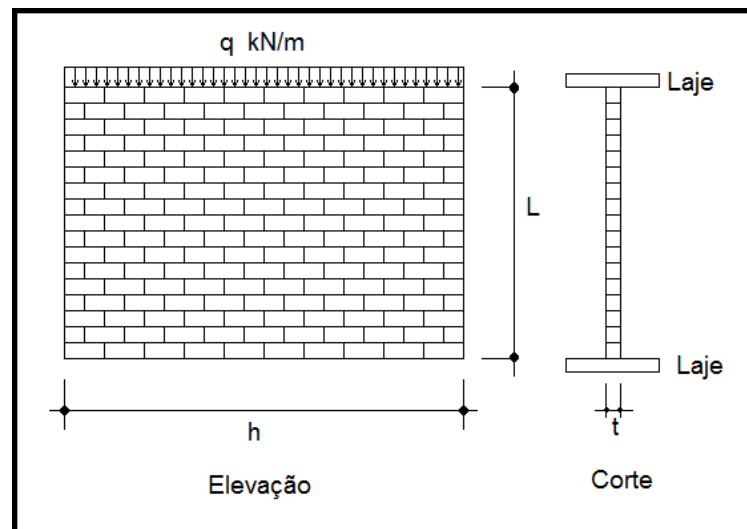
Assim calcula-se a área de aço necessária de acordo com a Equação 27.

$$A_{sw,\alpha} = \frac{V_s}{f_{s,t} d} \quad (27)$$

ANÁLISE DE PAREDE ISOLADA EM ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA À COMPRESSÃO SIMPLES COM BLOCOS DE CONCRETO

Será analisada uma parede isolada em alvenaria estrutural composta de blocos de concreto sem armação, com um carregamento uniformemente distribuído sobre a parede que corresponde à distribuição da carga da laje sobre a parede, conforme a Figura 12.

Figura 12 - Parede isolada em alvenaria estrutural



Fonte: Os autores.

Serão investigadas as resistências mínimas e máximas à compressão que cada bloco deve possuir conforme ilustrado na Figura 13. Para isso serão variados os carregamentos impostos pela laje e as espessuras dos blocos. A parede investigada não é armada, possui um comprimento longitudinal de $L = 5,00$ m e uma altura correspondente ao pé direito arquitetônico de $H = 2,80$ m.

Foi considerado o índice de esbeltez máximo para paredes não armadas, $\lambda = 20$, e a tensão admissível para alvenaria não armada segundo a NBR 10837/1989.

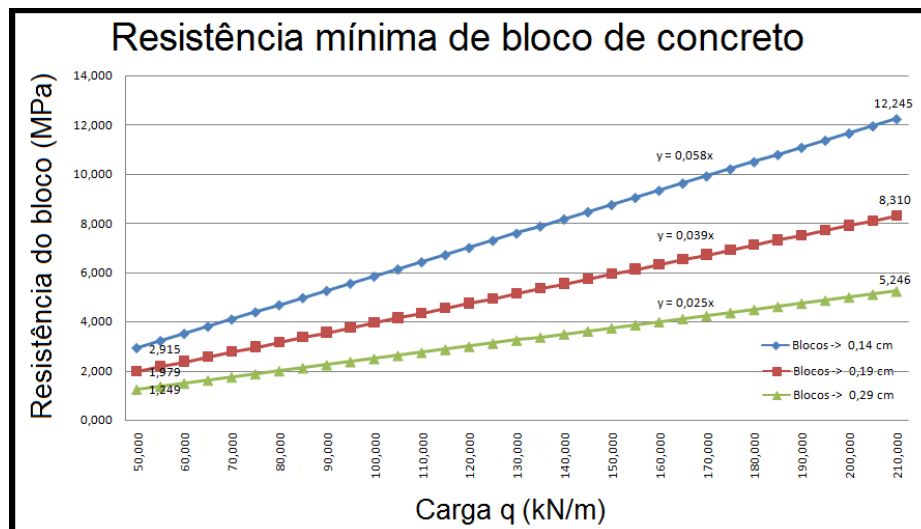
Foi estabelecido também que a relação entre a resistência da parede e a resistência de prisma seja de 0,7.

Isto faz com que 8 MPa de resistência média de prisma represente uma resistência média de parede de 5,6 MPa, de acordo com a relação.

Além disso, foi variada a carga q distribuída sobre a parede em um intervalo de 50 a 210 kN/m.

Nas paredes executadas com blocos vazados de concreto não grauteadas, com argamassas usuais, pode-se estabelecer as resistências de blocos compreendidas entre 4,5 e 20 MPa.

Figura 13 - Resistência mínima dos blocos de concreto



Fonte: Os autores.

Observa-se que para este intervalo de carga, os três tipos de blocos estão numa faixa aceitável para o limite máximo de resistência e, para o limite mínimo, estão um pouco abaixo do aceitável, que é de 4,5 MPa. Utilizando a equação das retas de cada função pode-se estabelecer qual seria a carga em que esses blocos estariam no limite mínimo e máximo:

Bloco 0,14 m $f_b = 0,058 q$

Se $f_b = 4,5$ MPa tem-se $q = 77,58$ kN/m e

Se $f_b = 20$ MPa tem-se $q = 344,82$ kN/m

Bloco 0,19 m $f_b = 0,039 q$

Se $f_b = 4,5$ MPa tem-se $q = 115,38$ kN/m e

Se $f_b = 20$ MPa tem-se $q = 512,82$ kN/m

Bloco 0,29 m $f_b = 0,025 q$

Se $f_b = 4,5$ MPa tem-se $q = 180,00$ kN/m e

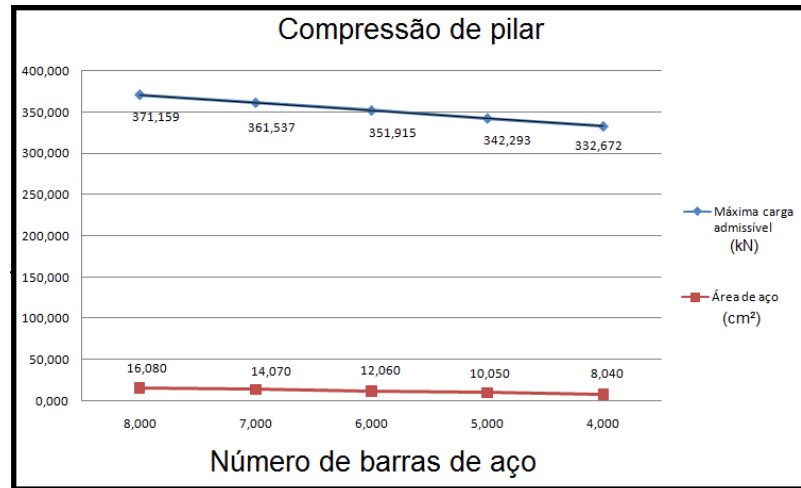
Se $f_b = 20$ MPa tem-se $q = 800,00$ kN/m

ANÁLISE DA COMPRESSÃO DE PILAR

Será investigada a máxima carga admissível de um pilar, como na Figura 14, com uma altura de 5 metros contraventado na base e no topo, uma seção transversal de 39 cm por 39 cm

com uma resistência de prisma cheio de 10MPa e uma armação com aço CA-50 com ferros de $\Phi = 16$ cm, variando em quantidade de 8 a 4.

Figura 14 - Esforços de compressão no pilar em kN



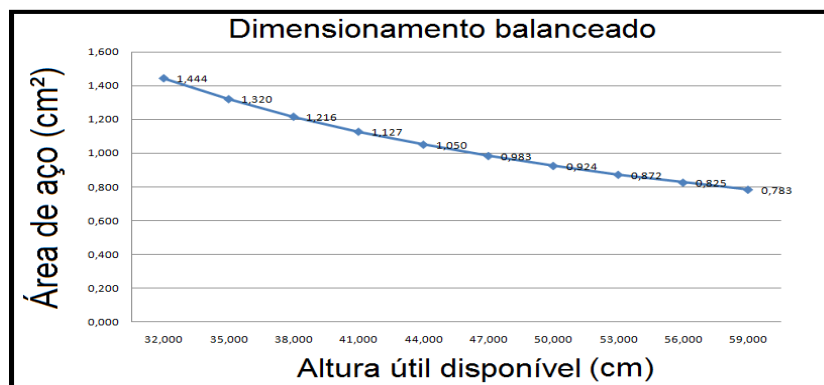
Fonte: Os autores.

É interessante observar na Figura 16 que uma redução de 50% na área de aço representa uma redução de apenas 10,3% na carga admissível de compressão.

ANÁLISE DE FLEXÃO DE VIGA

No dimensionamento balanceado considera-se uma viga com 3 m de comprimento, uma carga uniformemente distribuída sobre ela de 6 kN/m, a altura útil da seção variando de 32 a 59 cm com um cobrimento de 4cm , largura da seção de 14cm , resistência do prisma de 9,5 MPa e resistência do aço de 165 MPa. A área de aço em função da altura de viga disponível é ilustrada na Figura 15 através de uma relação inversamente proporcional.

Figura 15 - Altura disponível em função da área de armadura.



Fonte: Os autores.

Observa-se uma relação inversamente proporcional entre as taxas de armadura e a altura de viga necessária. Quanto maior a taxa de armadura menor será a altura da viga.

Observa-se nesse caso de dimensionamento que a taxa de armadura para este intervalo cai de 54% enquanto a altura útil cresce numa mesma taxa de 54%.

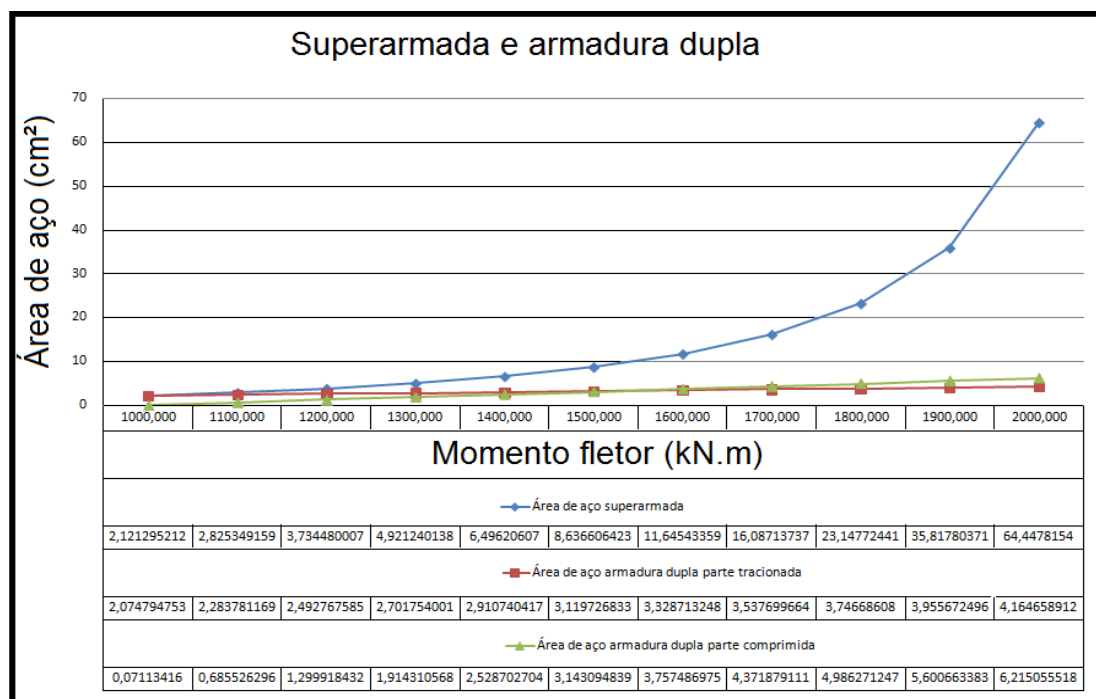
No dimensionamento superarmado e armadura dupla considera-se uma viga com 3 m de comprimento, um momento fletor atuante variando de 1000 a 2000 kN.m, a altura útil da seção de 33 cm e um cobrimento da armadura de compressão igual a 4cm, sendo a resistência do prisma de 9,5 MPa e resistência do aço de 165MPa.

É importante analisar, de acordo com a Figura 16, que até onde o momento atuante é cerca de 1400 kN.m é recomendável se adotar o método de armadura superarmada, que tem uma área de aço menor do que se fosse empregado o método de armadura dupla. Mas a partir daí, torna-se inviável usar o método superarmado, pois a sua taxa de armadura cresce muito mais do que se fosse usada a armadura dupla.

Se for observado o ponto onde o momento é de 2000 kN.m tem-se uma diferença de 84% na área de aço entre os dois métodos utilizados.

A Figura 16 ilustra as taxas de variações entre o dois métodos utilizados onde o superarmado se mostra inviável pelas altas taxas de armaduras apresentadas.

Figura 16 - Áreas de aço para os métodos superarmado e armadura dupla.



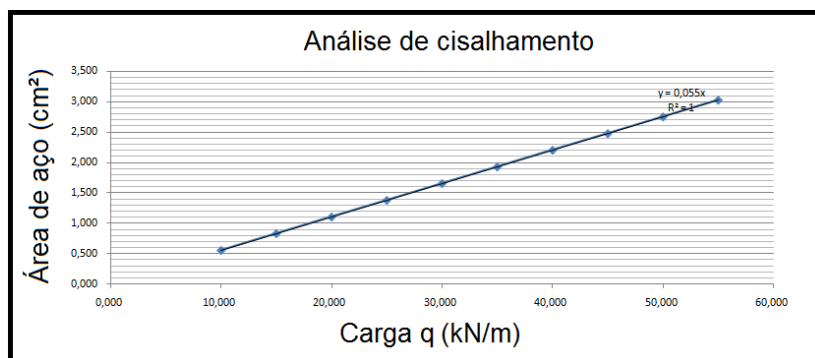
Fonte: Os autores.

ANÁLISE DE CISALHAMENTO

É investigada uma viga sobre ação de cargas uniformemente distribuídas longitudinalmente aplicadas variando de 10 a 55 kN/m, o comprimento do vão é de 5m, a largura da seção de 14cm, altura útil da seção de 55cm, resistência do prisma cheio de 9,5 MPa e aço CA-50, de acordo com a Figura 17.

Depois será analisada como na Figura 18 uma viga com 3 metros de comprimento, uma carga uniformemente distribuída sobre ela de 6 kN/m, a altura útil da seção variando de 32 a 59 cm com um cobrimento de 4cm, largura da seção de 14cm, resistência do prisma de 9,5 MPa e aço CA-50.

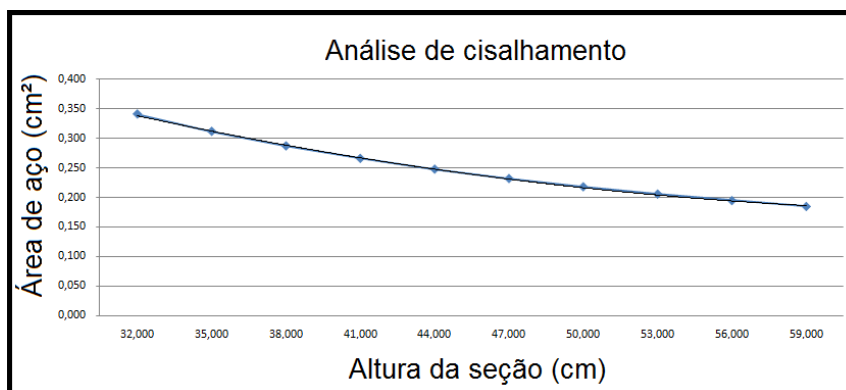
Figura 17 - Carga e área de armadura.



Fonte: Os autores.

Observa-se na Figura 17 que, com o aumento da carga uniformemente distribuída, ocorre um aumento linear da área de armadura de cisalhamento, que obedece à função $y = 0,055x$.

Figura 18 - Altura da seção e área de armadura.



Fonte: Os autores.

Observa-se como na Figura 18 que, com o aumento da altura da seção, ocorre uma diminuição quase linear da área de armadura de cisalhamento.

CONCLUSÕES

A execução correta de uma parede em alvenaria estrutural deve seguir as funções para a qual ela foi projetada. Ela envolve uma quantidade muito grande de parâmetros de análise para que o projeto de um edifício de médio ou grande porte seja implantado, evitando-se as patologias futuras de erros de execução. A apresentação das cargas verticais, horizontais e alguns aspectos de dimensionamento feitos ao longo deste trabalho mostram perfeitamente o grande espectro de dados que devem se incorporar num projeto estrutural de alvenaria armada ou não armada.

Na compressão de paredes foram observados que para carregamentos usuais os blocos resistem bem aos esforços empregados. Em pilares armados uma grande redução da área de aço representa uma pequena redução da carga admissível de compressão do pilar.

Na flexão simples observou-se que existe uma relação direta entre o aumento da taxa de armadura com um aumento da dimensão da altura da viga. A armadura comprimida cresce a uma taxa levemente maior que a tracionada com o aumento da carga solicitante sobre o painel da viga.

As armaduras de cisalhamento têm seu campo de atuação próximo às extremidades da viga flexionada, e tem sua taxa de armadura crescendo proporcionalmente à carga q e inversamente proporcional à altura da seção.

A formulação empregada, aliada às normas nacionais e internacionais constitui uma ferramenta de suma importância para a análise de alvenarias não armadas de blocos de concreto e cerâmicos.

REFERÊNCIAS

RAMALHO, M.A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo, Editora PINI Ltda., 2003.

CAMACHO, J.S. **Alvenaria Estrutural não Armada – Parâmetros Básicos a serem Considerados no Projeto dos Elementos Resistentes**. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 10837/89 – **Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto**, Rio de Janeiro, 1989.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios, causas prevenção e recuperação**. São Paulo, Coedição IPT/EPUSP/PINI, 1989.

SÁNCHEZ, E. **Alvenaria estrutural: Novas tendências técnicas e de mercado**; Rio de Janeiro, Editora Interciência. 2002.