

Aplicativo online para verificação da alvenaria estrutural armada de acordo com a nova NBR 16868 em muros de arrimo

WANDERLEI MALAQUIAS PEREIRA JUNIOR - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-7404-3666> (wanderlei_junior@ufcat.edu.br);
MURILO CARNEIRO RODRIGUES - ENG. - <https://orcid.org/0009-0001-8854-5085>;
HELENA LUCHESI BARROSO - DISC. - <https://orcid.org/0009-0005-0824-897X>;
ROBERTO VIEGAS DUTRA - ENG. - <https://orcid.org/0000-0003-3348-6257> | UFCA
LÍVIA REGUEIRA FORTUNATO BENITTEZ - MEST. - <https://orcid.org/0000-0003-3450-9473>;
LEANDRO HENRIQUE BENITTEZ - MEST. - <https://orcid.org/0000-0002-6608-5727>;
GUILHERME ARIS PARSEKIAN - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-5939-2032> | UFSCAR

RESUMO

NESSE TRABALHO É APRESENTADO UM APLICATIVO ONLINE DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA QUE FORMA UM MURO DE CONTENÇÃO. PARA ESTE APLICATIVO FORAM EMPREGADAS AS DIRETRIZES PROPOSTAS PELA NOVA NBR 16868 E DEMAIS NORMAS PERTINENTES AO ASSUNTO. A INTERFACE FOI CONSTRUÍDA EMPREGANDO PARADIGMAS DE PROGRAMAÇÃO ATUAIS, QUE PERMITEM UMA BOA INTERAÇÃO ENTRE O PROJETISTA E O COMPUTADOR. O PROCEDIMENTO ELABORADO NESTE PROGRAMA COMPUTACIONAL PERMITE A VERIFICAÇÃO DA ALVENARIA DO MURO DE ARRIMO E DE SEUS ENRIJECEDORES. O PROGRAMA COMPUTACIONAL INFORMA, EM FORMATO DE RELATÓRIO, TODAS AS ETAPAS DE CÁLCULO E PONTOS DE ATENÇÃO NO PROJETO ESTRUTURAL, PERMITINDO QUE ENGENHEIROS E ALUNOS DE ENGENHARIA POSSAM FAZER SEUS ESTUDOS PARAMÉTRICOS, CHEGANDO NO DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DA ALVENARIA ARMADA QUE FORMA UM MURO DE CONTENÇÃO.

PALAVRAS-CHAVE: MURO DE ARRIMO, ALVENARIA ESTRUTURAL, NBR 16868, BLOCO DE CONCRETO, PROGRAMA COMPUTACIONAL.

1. INTRODUÇÃO

Grandes construções como as pirâmides do Egito Antigo, Taj Mahal e Muralha da China foram erguidas com a utilização de técnicas de construção em alvenaria [1]. A sociedade Americana dos Construtores de Alvenaria [2] afirma que os blocos de barro cozidos ao sol já eram utilizados como material estrutural há cerca de 6000 anos.

A alvenaria estrutural como se conhece atualmente teve sua criação e ascensão a partir dos anos 50, com a introdução dos primeiros códigos de projeto que transformavam o elemento de vedação em um elemento estrutural. O grande precursor desse sistema estrutural foi o professor Paul Haller [3-5].

Na perspectiva das construções em alvenaria, um dos modelos de destaque é a aplicação em muros de arrimo. Essas estruturas são destinadas à contenção de encostas geralmente sujeitas a esforços de flexão, sendo sua principal função a promoção da estabilidade contra a ruptura do maciço de solo ou rocha [6]. De acordo com a NBR 11682 [7], as estruturas de contenção são aquelas com elementos destinados a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes, podendo ser estruturas de solo reforçado ou muros de arrimo.

Os muros de arrimo podem ser classificados em muros de gravidade e muros de flexão. Os muros de gravidade são utilizados para vencer pequenos e médios desníveis (inferiores a 5m) e contam exclusivamente com o peso próprio do muro para conter a pressão lateral oriunda do empuxo do solo. Os muros de flexão são estruturas mais esbeltas em forma de “L”, geralmente são utilizados para vencer alturas superiores a 5m, podem utilizar enrijecedores e contam com o peso próprio do muro acrescido do peso próprio do solo sobre a fundação para equilibrá-lo [6]. A Figura 1 representa os tipos de muro de arrimo mencionados.

Este trabalho teve como objetivo elaborar uma ferramenta de cálculo para a verificação da alvenaria estrutural que forma os muros de arrimo com enrijecedores executados com blocos de concreto, grauteados e armados conforme as prescrições da nova NBR 16868 [11]. Além da elaboração do programa computacional em si, o presente artigo pretende preencher uma lacuna na engenharia civil que é a de aplicativo online de cálculo com emissão de relatório. Tal vertente ajudará a disseminar o conhecimento em alvenaria estrutural, no caso deste artigo, e auxiliará profissionais que desejam construir muros de arrimo de forma rápida e confiável com o auxílio de um computador.

É válido salientar que verificações de estabilidade do muro e do solo não foram realizadas neste algoritmo. Nas próximas

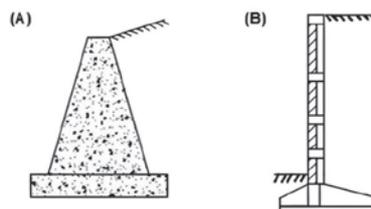


FIGURA 1

MURO DE ARRIMO (A) DE GRAVIDADE E (B) DE FLEXÃO [8]

versões da ferramenta, pretende-se incluir estas verificações para que se tenha o dimensionamento do muro em sua totalidade.

2. O PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL CONFORME A NBR 16868 PARA MUROS DE ARRIMO

Nessa seção será apresentada a verificação dos elementos estruturais em alvenaria estrutural de um muro de arrimo. Para isso, esta seção foi dividida na parte de avaliação geométrica, avaliação de cargas, esforços e verificações em Estado Limite.

2.1 Aspectos em relação à geometria do muro

Para a verificação de um muro de arrimo, é necessário avaliar se a modalidade de execução escolhida se enquadra (armado e não armado) nas faixas de esbeltez limite (24 para alvenaria não armada e 30 para alvenaria armada). Além disso, essa verificação tem como intuito avaliar a possibilidade de ocorrência de efeitos de 2ª ordem na alvenaria estrutural. Portanto, é necessário determinar as variáveis altura efetiva (h_e) e espessura efetiva (t_e) do muro de arrimo para cálculo da esbeltez total do elemento estrutural conforme Equação (2).

$$[1] \quad t_e = \delta \cdot t$$

$$[2] \quad \lambda = h_e/t_e$$

Em relação à altura efetiva (h_e) o item 9.4.1 da NBR 16868 [11] impõe duas condições de cálculo. No caso dos muros estabelecidos inicialmente neste programa computacional, foi considerada a condição: "Caso não haja restrição ao movimento lateral, a altura h_e deverá ser igual ao dobro da altura do muro (H_{mur})".

A espessura t é referente ao painel de

TABELA 1
VALORES DOS COEFICIENTES δ

l_{enr}/e_{enr}	$\frac{t_{enr}}{t} = 1$	$\frac{t_{enr}}{t} = 2$	$\frac{t_{enr}}{t} = 3$
6	1,0	1,40	2,0
8	1,0	1,30	1,7
10	1,0	1,20	1,4
15	1,0	1,10	1,2
20 ou mais	1,0	1,00	1,0

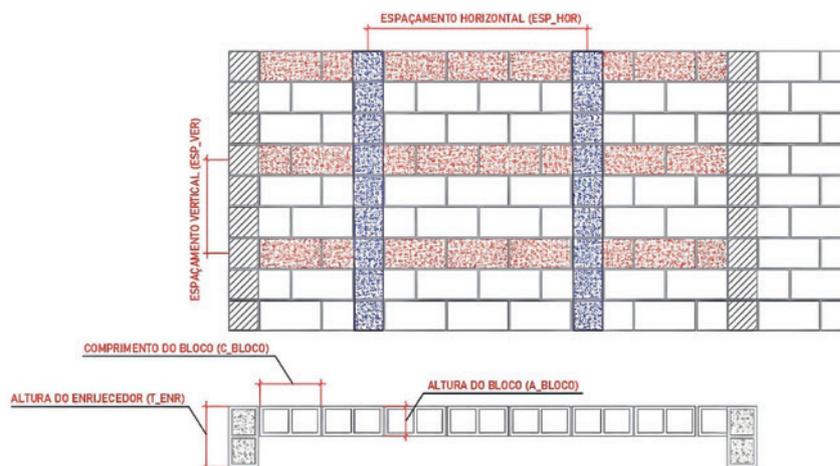


FIGURA 2

PLANTA BAIXA E CORTE DE UMA PAREDE COM ENRIJECEDORES CONFORME NBR 16868 [7]

comprimento l_{enr} entre os enrijecedores e δ o, coeficiente amplificador da espessura que se encontra entre os travamentos. A Tabela 1 apresenta os valores do coeficiente δ , podendo esses ser interpolados linearmente conforme orientação da NBR 16868 [11].

A Figura 2 apresenta o esquema em planta baixa de uma parede com enrijecedores para determinação do coeficiente δ .

Para levar em consideração as especificações de altura efetiva, é necessário que a parede de travamento (em muros de arrimo, os enrijecedores representam esse travamento) tenham ao menos 1/5 do comprimento da altura da parede travada (H_{mur}) e no mínimo a mesma espessura da parede travada.

2.2 Carregamento e esforços em um muro de contenção

A primeira etapa do projeto do muro de arrimo em alvenaria estrutural é a verificação dos carregamentos atuantes na estrutura de contenção. A Figura 3 apresenta o esquema genérico de carregamento nesse tipo de estrutura.

No caso desse trabalho, utilizou-se a hipótese de Rankine, conforme Equação (3), para cálculo do valor de empuxo total no painel de alvenaria. No caso deste trabalho, foi adotado para a implementação um ângulo do paramento (t) igual a 0° graus. Portanto, este trabalho contempla os muros de alvenaria com paramento vertical.

$$[3] \quad \sigma_{solo} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H_{mur} - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

$$[4] \quad K_a = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}$$

Onde:

γ_{solo} é o peso específico do solo úmido e C representa a tensão de coesão do solo. Para este último, o valor de $C = 0$ em uma

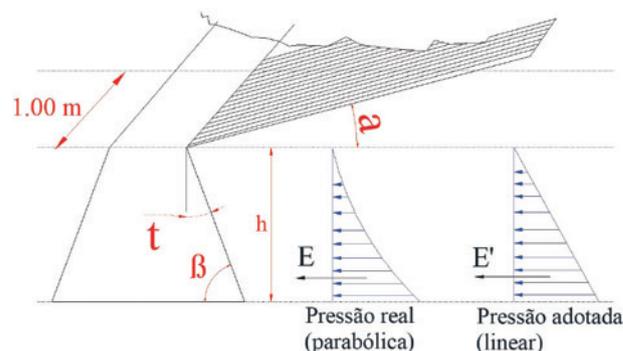


FIGURA 3

ESQUEMA DE CARREGAMENTO NO MURO DE ARRIMO [6]

situação de um solo não coesivo, como é o caso das areias; β é a inclinação do paramento interno do muro ($\beta = 90^\circ - \theta$); ϕ é o ângulo de atrito do solo; α é o ângulo de inclinação do terreno adjacente.

Para determinação dos esforços atuantes em cada trecho do muro, poderão ser utilizados diversos métodos cálculo, sendo que nos dias atuais modelos de análise baseados em grelhas são bastante utilizados [8]. Outra opção permitida para determinação dos esforços, considerando um carregamento fora do plano é a utilização do anexo E da NBR 16868 [11]. Essas tabelas de cálculo de esforços são derivações de propostas que utilizam a teoria das placas e tais recomendações constam em normas internacionais, como a norma canadense CSA S304/2014 [12] e norma Europeia EN 1996-1-1 [13]. A NBR 16868 [11] prescreve que a aproximação por tabelas deverá ser utilizada para alvenarias de espessura constante e inferior a 25 cm.

Os painéis do muro de arrimo podem ser tratados como lajes maciças de espessura uniforme, fletidas nas duas direções através de uma carga distribuída com variação triangular com a altura.

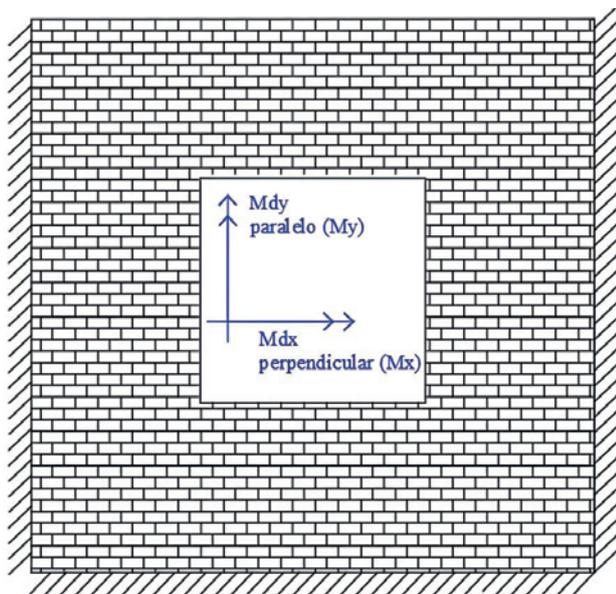


FIGURA 4

DEMONSTRAÇÃO DOS MOMENTOS ATUANTES NO PAINEL DE ALVENARIA NAS DIREÇÕES PARALELA E PERPENDICULAR À FIADA

Conforme dito anteriormente, a determinação dos esforços poderá ser feita através do uso de tabelas de painéis carregados normalmente em relação ao plano médio da placa. A diferença entre as tabelas tradicionais de concreto armado e as tabelas para alvenaria estrutural é que o painel em alvenaria estrutural tem um comportamento de placa ortotrópica, ou seja, as propriedades mecânicas variam em função da direção estudada. Esses modelos são aplicados com frequência na teoria de projeto de estruturas de madeira.

Portanto, para a determinação desses esforços de flexão, é necessário estabelecer o tipo de vínculo que a placa possui com os seus elementos de apoio. O anexo E da NBR 16868 [11] apresenta essas condições de contorno. O estudo através de placas fornece informações de esforços a favor da segurança visto que as tabelas consideram cargas uniformemente distribuídas e as alvenarias do arrimo possuem cargas distribuídas de forma triangular.

A Figura 4 apresenta a direção de atuação dos momentos internos M_{dy} (paralelo) e M_{dx} (perpendicular) gerado pelas tabelas. Sendo M_{dy} responsável pelas tensões de

tração paralela à fiada e M_{dx} responsável pelas tensões de tração perpendicular à fiada, conforme demonstrado na Figura 5.

Dessa forma, os esforços à flexão na placa podem ser determinados conforme Equações (5), (6) e (7). No caso, os esforços à

flexão são determinados em função de um comprimento.

$$[5] \quad M_{d,paralelo} = \beta_f \cdot \sigma_{solo} \cdot l_{enr}^2$$

Momento paralelo à fiada

$$[6] \quad M_{d,perpendicular} = \mu \cdot \beta_f \cdot \sigma_{solo} \cdot l_{enr}^2$$

Momento perpendicular à fiada

$$[7] \quad \mu = \frac{\left(f_{td,perpendicular} + \frac{P_f}{A_e}\right)}{f_{td,paralela}} \leq 1,0$$

$$\frac{P_f}{A_e} \leq 0,15 \text{ MPa}$$

Fator de ortogonalidade

O coeficiente β_f é obtido por meio da tabela do Anexo E da NBR 16868 [11]. Os valores de $f_{td,perpendicular}$ e $f_{td,paralela}$ indicam a resistência à tração de cálculo do prisma na junta de assentamento, nas direções normal e paralela, respectivamente (ver Tabela 2). Já, P_f é dado como uma carga axial, considerada igual a 90% da carga permanente e A_e é dada como a área efetiva da seção. No caso do modelo implementado neste trabalho, considera-se para P_f apenas o peso próprio do muro em questão.

Além do painel, é necessário dimensionar os enrijecedores que contraventam

TABELA 2

VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (f_{tk})

Resistência	f_{tk} (MPa)	
	$f_{tk,normal}$	$f_{tk,paralela}$
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50

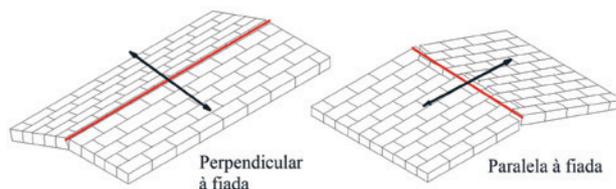


FIGURA 5

VETOR DE MOMENTOS ATUANTES NA DIREÇÃO NORMAL E PARALELA À FIADA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

TABELA 3

COEFICIENTE DE REAÇÃO PARA PLACAS COM CARGA TRIANGULAR DISTRIBUÍDA

Fatores de cisalhamento	Coeficiente para valores de l_{enr}/H_{mur}								
	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0
α_{vx}	0.17	0.22	0.24	0.25	0.26	0.27	0.33	0.37	0.38
α_{vz}	0.19	0.26	0.32	0.36	0.40	0.45	0.48	0.50	0.50

o paramento. No caso deste trabalho, foi utilizada as tabelas descritas em Reynolds *et al.* [14] para obter a reação do painel ao longo da altura. Os fatores de carga para o modelo de muro são escolhidos de acordo com a Tabela 3. O caso de distribuição das reações neste painel é retratado na Figura 6. Os valores de reação de apoio são dados conforme Equações (8) e (9).

[8] $P_{enr,x} = \alpha_{vx} \cdot \gamma \cdot H_{mur}^2$
Em kN/m

[9] $P_{enr,z} = \alpha_{vz} \cdot \gamma \cdot H_{mur}^2$
Em kN/m

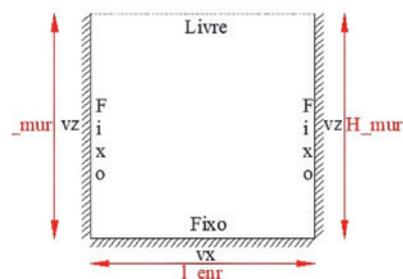


FIGURA 6

CASO DE DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS NO PAINEL DE ALVENARIA SEGUNDO REYNOLDS *et al.* [14]

Portanto, no caso do elemento enrijecedor, transformou-se em uma viga isostática com carga triangular com uma condição de apoio engastada-livre. Logo, a flecha e os esforços do enrijecedor são obtidos por meio da resistência dos materiais e são dados conforme as Equações (10) a (12):

[10] $\alpha_{ik,max} = \frac{P_{enr,z} \cdot H_{mur}^4}{30 \cdot E \cdot I}$
Flecha imediata

[11] $V_{k,max} = \frac{1}{2} P_{enr,z} \cdot H_{mur}$
Cortante

[12] $M_{k,max} = V_{k,max} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_{mur}$
Momento fletor

2.3 Dimensionamento à flexão pura para enrijecedor e painel

O dimensionamento à flexão segue as mesmas premissas de peças de concreto armado submetidas à flexão. Portanto, será estabelecida uma seção de referência para determinação da armadura de aço necessária, conforme Figura 7. No caso, a formulação apresentada segue a classe I para concretos inferiores a 50 MPa.

Onde:

h é a altura da seção fletida; d é a altura útil da peça e b_w é a largura da peça no caso da viga/painel de alvenaria representada por uma espessura; R_{cc} e R_{st} apresentam as forças de compressão no prisma e tração no aço respectivamente; x é a altura da linha neutra;

z_{cc} é o braço de alavanca entre forças e f_{cd} representa a tensão de resistência à compressão de cálculo que, nesse caso, deverá ser substituída pela força de compressão no prisma (f_{pd}) dada pela Equação (13).

Deve-se salientar que o prisma pode ou não ser preenchido, no caso de flexão, a variável de resistência à compressão do prisma cheio é representada por f_{pk}^* .

[13] $f_{pd} = \frac{0.7 \cdot f_{pk}^*}{2.0}$

Em muros de arrimo com representação em viga de alvenaria, deverão ser calculadas como peças subarmadas, portanto, é importante verificar se a seção está em regiões anteriores ao domínio 4, ou seja, com relação $x/d \leq 0.45$. Logo, é necessário determinar se o momento resistente do enrijecedor ou painel ($M_{resist,d}$) é maior que o momento de cálculo atuante (M_{sd}). O momento resistente (M_{Rd}) é dado pela Equação (14).

[14] $M_{Rd} = 0.251 \cdot b_w \cdot f_{pd} \cdot d^2$

Logo, a determinação da linha neutra real e área de aço necessária no sistema são dadas pelas Equações (15), (28) e (17). Sendo a Equação (15) representante do equilíbrio de momento atuante de cálculo (M_{sd}) e momento resistente (parte direita da equação).

[15] $M_{sd} = 0.80 \cdot b_w \cdot Sig_{cd} \cdot x \cdot z_{cc}$
 $Sig_{cd} = f_{pd}^*$

[16] $z_{cc} = d - 0.40 \cdot x \leq 0.95 \cdot d$

[17] $A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z_{cc}}$

Onde:

f_{yd} representa o valor da tensão de cálculo na armadura longitudinal colocado para suprir os esforços de flexão. Sendo esse de 435 MPa para o aço CA-50.

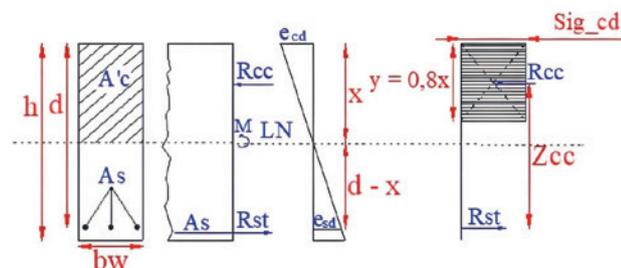


FIGURA 7

DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM VIGA DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA SIMPLES

2.4 Dimensionamento ao cisalhamento do enrijecedor

A verificação de cisalhamento no enrijecedor segue as prescrições do item 11.4 da NBR 16868 [11]. Essencialmente, é necessário estabelecer a Equação (18) da relação entre tensão de cisalhamento de cálculo (τ_{sd}) e tensão resistente (τ_{rd}) do prisma. A tensão de cálculo (τ_{sd}) é dada pela Equação (20) onde V_{sd} é o esforço de cisalhamento de cálculo ($1,40 \cdot V_{k,max}$), d_{enr} a altura útil do enrijecedor que é dada por uma parcela da dimensão t_{enr} e e_{enr} , a espessura em planta do enrijecedor conforme apresentado na Figura 2.

$$[18] \quad \tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$[19] \quad \tau_{rd} = f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

$$[20] \quad \tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{d_{enr} \cdot e_{enr}}$$

A força de cisalhamento de cálculo (V_{sd}) é limitada conforme a Equação (21). Onde V_a representa a parcela de carga absorvida pelo prisma de alvenaria estrutural e V_s , a parcela de carga absorvida pelas armaduras de cisalhamento. Como o elemento de alvenaria nesse caso possui mais de uma fiada sob ação de esforços de cisalhamento, ele possuirá armadura transversal.

$$[21] \quad V_{sd} \leq V_a + V_s$$

$$[22] \quad V_a = f_{vd} \cdot e_{enr} \cdot d_{enr}$$

$$[23] \quad f_{vk} = 0,35 + 17,50 \cdot \rho_{sl} \leq 0,70 \text{ MPa}$$

$$[24] \quad \rho_{sl} = \frac{A_{sl}}{e_{enr} \cdot d_{enr}} \leq 2\%$$

$$[25] \quad V_s = 0,75 \cdot f_{yd} \cdot d_{enr} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \leq V_{s,max}$$

$$[26] \quad V_{s,max} = 0,40 \cdot e_{enr} \cdot d_{enr} \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$$

$$[27] \quad f_v = \sqrt{f_{pk}}$$

Com f_v e f_{pk} expresso em MPa

As Equações (21) a (27) representam o processo de dimensionamento de peças de alvenaria submetidas aos esforços de cisalhamento como também o cálculo

de suas armaduras. A resistência característica ao cisalhamento (f_{vk}) é dada pela Equação (23), descrita no item 6.2.2.6 da NBR 16868 [11]. Essa equação contabiliza o efeito de pino causado pelas armaduras longitudinais (A_{sl}). Essa contabilização é considerada levando em conta a densidade de armadura longitudinal (ρ_{sl}).

Como na NBR 6118 [15] e no dimensionamento de peças de concreto armado, é comum que deseje-se determinar a área de aço ao cisalhamento (A_{sw}/s). Logo, é comum que se manipule a Equação (21) e (25) para então deixar a armadura de cisalhamento como incógnita do problema. Deve-se salientar aqui que f_{yd} é a resistência de cálculo do aço limitada a 435 MPa, conforme descrito na NBR 6118 [15].

Portanto, com as devidas manipulações, surgem as Equações (28) e (29), que permitem determinar a área de aço ao cisalhamento por unidade de distância.

$$[28] \quad V_s = V_{sd} - V_a$$

$$[29] \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d_{enr}}$$

A_{sw}/s é dado em unidade de área/distância

A NBR 16868 [11] afirma que o espaçamento máximo admitido para estribos de viga de alvenaria é de 50 % da altura útil e não pode superar 40 cm. Lembrando que o enrijecedor aqui é tratado com um elemento de viga engastada-livre.

A armadura mínima ao cisalhamento desse tipo de peça está entre 0,07% ($f_{gk} = 15$ MPa) e 0,14% ($f_{gk} = 40$ MPa). Sendo está dada pela equação (30), onde s é dado como o espaçamento da armadura de cisalhamento calculada. No caso para valores intermediários, deverá ser interpolado.

$$[30] \quad A_{sw,min} = \rho_{sw} \cdot e_{enr} \cdot d_{enr}$$

2.5 Verificação de flecha no enrijecedor

A verificação de flecha segue as prescrições do item 9.2.3 da NBR 16868 [11]. No caso do enrijecedor, deverá ser considerado um sistema estrutural engastado-livre. A Equação (10) apresenta o cálculo da flecha imediata e deve-se ficar atento ao termo desta Equação, pois este deverá ser avaliado de acordo com as Equações (31) e (32).

$$[31] \quad E \cdot I_a$$

Rigidez a flexão para seção sem fissuração com inércia de seção bruta (I_a)

$$[32] \quad E \cdot I_{eq}$$

Rigidez a flexão para seção com fissuração, considerando um inércia equivalente (I_{eq}) – Inércia de Branson item 9.2.3 NBR 16868 [11]

A fissuração na alvenaria ocorrerá quando o momento atuante de cálculo (M_{sd}) na combinação de serviço quase permanente for maior que o momento de fissuração da alvenaria estrutural (M_f), dado pela Equação (33).

$$[33] \quad M_f = \frac{(f_{tk} + \sigma_{tk}) \cdot I_a}{y_t}$$

Onde:

f_{tk} é a resistência característica à tração na flexão; σ_k é a tensão de compressão axial aplicada na seção (igual a zero para alvenarias que não sejam protendidas); I_a é a inércia da seção bruta; e y_t é a distância do centroide da seção não fissurada ao bordo mais tracionado.

A flecha total (a_{total}) na alvenaria estrutural deverá ser avaliada considerando o efeito de fluência. Na ocasião, deve-se levar em conta influência do efeito de uma armadura na zona comprimida (A_{sl}) conforme Equação (35). No caso de vigas de alvenaria dimensionadas no Estádio II ou III o valor de $\rho' = 0$.

$$[34] \quad a_{total} = a_i \cdot \left(1 + \frac{1}{1 + 50 \cdot \rho'}\right)$$

$$[35] \quad \rho' = \frac{A_{sl}'}{e_{enr} \cdot d_{enr}}$$

O módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria deverá ser avaliado conforme as Equações (36) a (38).

$$[36] \quad E_{bloco} = 800 \cdot f_{pk}$$

$f_{bk} \leq 20$ MPa

$$[37] \quad E_{bloco} = 750 \cdot f_{pk}$$

22 MPa $\leq f_{bk} \leq 24$ MPa

$$[38] \quad E_{bloco} = 700 \cdot f_{pk}$$

$f_{bk} \geq 26$ MPa

No caso, a flecha limite de muros de flexão de será de L/250 e deve-se salientar que, para o muro de arrimo em questão, o valor de $L = 2 \cdot H_{mur}$.

2.6 Outras verificações dos elementos que compõem o muro

Além das verificações apresentadas anteriormente, é importante ressaltar que o dimensionamento completo de um muro de arrimo deve conter outras análises específicas, não aprofundadas neste trabalho, referentes à estabilidade do conjunto quanto à capacidade do solo em absorver as tensões oriundas das fundações, visando garantir a segurança completa da estrutura.

No que tange a análise de estabilidade, duas vertentes principais devem ser abordadas: (a) a verificação quanto ao escorregamento do muro ao longo da base; e (b) a estabilidade rotacional da estrutura. A análise do escorregamento envolve a determinação do coeficiente de segurança da estrutura através da relação entre as componentes normais e tangenciais que atuam na mesma e o coeficiente de atrito entre o concreto e a terra, conforme apresentado na Figura 8. De posse de tais valores, compara-se o coeficiente obtido com o estabelecido como critério de segurança e, caso esse seja inferior, adota-se medidas que aumentem o atrito entre a base e a estrutura.

O tombamento é um dos principais modos de falha que podem afetar um muro

de arrimo. Ele ocorre quando o muro perde estabilidade lateral e inclina para fora do plano vertical da estrutura, devido à pressão do solo. Na análise referente ao tombamento, é avaliada a relação entre os momentos atuantes na base da estrutura em ambas as direções de forma a garantir a estabilidade do mesmo. De maneira geral, adota-se um coeficiente de segurança que impõe um valor mínimo para a relação entre os esforços que tendem a inclinar o muro para o lado instável e aqueles que tendem a inclinar a estrutura para o lado estável. A Figura 8 apresenta os parâmetros adotados para o cálculo do momento de tombamento em um muro de contenção.

Uma vez que os esforços são definidos e as tensões no solo são calculadas, é fundamental compará-las com a tensão admissível do solo. A tensão admissível é o limite máximo de carga que o solo pode suportar sem que ocorram falhas ou deformações excessivas. Essa análise tem como objetivo garantir que o solo não será submetido a tensões que excedam sua capacidade de suporte, o que poderia resultar em instabilidades, rupturas ou deslocamentos indesejados. A comparação entre as tensões atuantes no solo e a tensão admissível é um fator crucial para garantir a segurança

da fundação do muro de arrimo. Se as tensões no solo estiverem próximas ou ultrapassarem a tensão admissível, medidas corretivas devem ser tomadas.

3. A FERRAMENTA

A ferramenta de cálculo proposta neste artigo é baseada nas equações descritas na seção 2 deste trabalho. Para que fosse possível estabelecer um modelo interativo (usuário — máquina) de cálculo, foram construídas equações de Estado Limite para etapa do cálculo da peça estrutural. Portanto, o formato utilizado foi G , onde G representa a demanda do sistema e E a capacidade limite imposta por um Estado Limite Último (ELU) ou Estado Limite de Serviço (ELS). Portanto, a sequência de dimensionamento e verificações seguirá o fluxo verificação da geometria, verificação do enrijecedor e verificação do painel. No caso, este programa computacional trabalhará apenas para verificação da alvenaria estrutural de muros armados.

Baseado na marcha de cálculo citada anteriormente, o modelo de cálculo implementado pelo programa computacional seguirá a seguinte sequência:

3.1 Verificação da geometria

A verificação da geometria é referente aos itens da seção 2.1 deste artigo. Logo foram criadas duas verificações neste ponto. As verificações são dadas pelas Equações (39) e (40). A Equação (39) corresponde a verificação de esbeltez limite (30 para alvenarias armadas) para alvenarias armadas sem a consideração do efeito de segunda ordem. A Equação (40) corresponde a verificação de altura mínima do enrijecedor ($t_{enr,min}$).

$$[39] \quad G_{GEO,1} = \frac{\lambda}{30} - 1 \leq 0$$

$$[40] \quad G_{GEO,1} = \frac{\lambda}{30} - 1 \leq 0$$

3.2 Verificação do enrijecedor

As verificações do enrijecedor são divididas entre o ELU e ELS e correspondem às seções 2.2 a 2.5 deste artigo. Os passos são proposição de uma armadura de flexão, armadura de cisalhamento, posterior checagem da resistência limite, armaduras

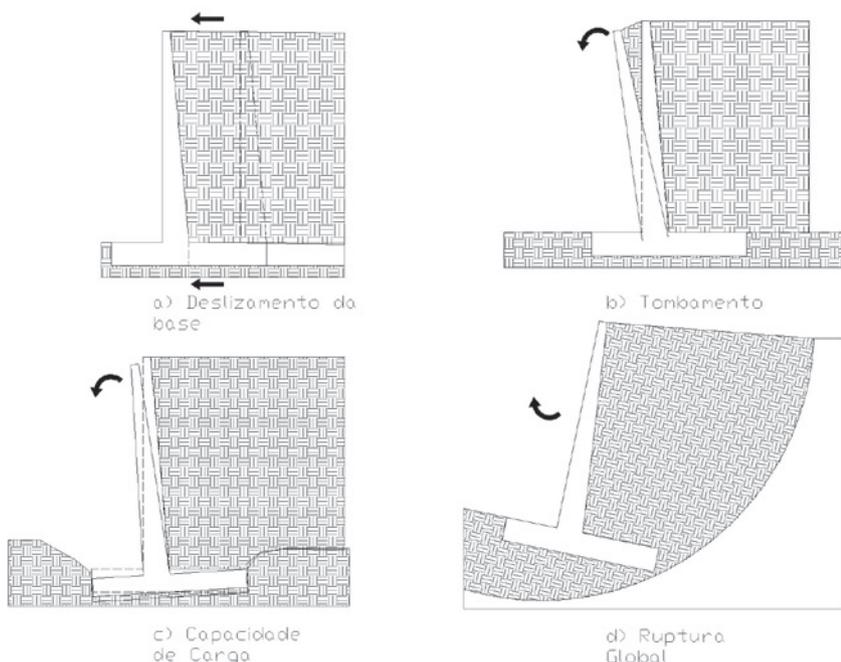


FIGURA 8

OUTRAS VERIFICAÇÕES PARA O MURO DE ARRIMO

mínimas e máximas. A Equação (41) está relacionada ao momento resistente da peça em flexão pura e a Equação (42) está relacionada a armadura máxima permitida na seção. A Equação (43) corresponde a verificação de cisalhamento máximo e a Equação (44) corresponde a verificação de máximo cisalhamento absorvido pela armadura conforme condição descrita na seção 2.4 (Equação 25). A Equação (45) corresponde a verificação de flecha máxima do enrijecedor.

$$[41] \quad G_{ELU,1} = \frac{M_{Sd,env}}{M_{Rd,env}} - 1 \leq 0$$

$$[42] \quad G_{ELU,2} = \frac{A_{s,env}}{A_{s,max}} - 1 \leq 0$$

$$[43] \quad G_{ELU,3} = \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd}} - 1 \leq 0$$

$$[44] \quad G_{ELU,4} = \frac{V_S}{V_{S,max}} - 1 \leq 0$$

$$[45] \quad G_{ELS,1} = \frac{a_{total}}{2 \cdot H_{mur}/250} - 1 \leq 0$$

Além das verificações, o programa computacional propõe uma quantidade de armadura de cisalhamento e flexão conforme Equações (17) e (29).

3.3 Verificação do painel armado

A verificação do painel consiste na verificação de armadura e momento resistente do painel. Logo, as Equações (46) a (51) descrevem este processo de verificação. As Equações (46) e (47) dizem respeito ao momento resistente e armadura máxima na direção paralela à fiada no painel, respectivamente. As Equações (48) e (49) dizem respeito ao momento resistente e armadura máxima na direção perpendicular à fiada no painel, respectivamente.

$$[46] \quad G_{ELU,5} = \frac{M_{Sd,par}}{M_{Rd,par}} - 1 \leq 0$$

$$[47] \quad G_{ELU,6} = \frac{A_{s,par}}{A_{s,maxpar}} - 1 \leq 0$$

$$[48] \quad G_{ELU,7} = \frac{M_{Sd,per}}{M_{Rd,per}} - 1 \leq 0$$

$$[49] \quad G_{ELU,8} = \frac{A_{s,per}}{A_{s,maxper}} - 1 \leq 0$$

Propriedades geométricas do muro

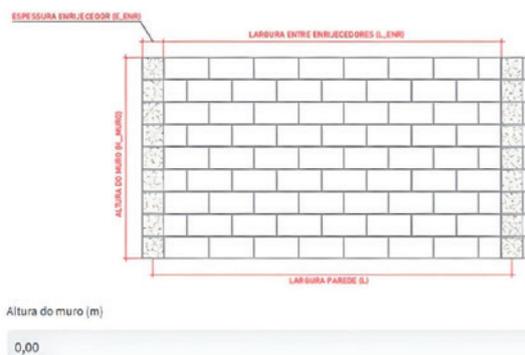


FIGURA 9

INTERFACE DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

$$[50] \quad G_{ELU,9} = \frac{\sigma_{Sd,tpar}}{f_{td,par}} - 1 \leq 0$$

$$\sigma_{Sd,tpar} = \frac{M_{Sd,par} \cdot y}{I}$$

$$[51] \quad G_{ELU,10} = \frac{\sigma_{Sd,tper}}{f_{td,per}} - 1 \leq 0$$

$$\sigma_{Sd,tper} = \frac{M_{Sd,per} \cdot y}{I}$$

As Equações (50) e (51) representam as verificações do painel no trecho não armado entre canaletas. Estas verificações seguem o cálculo da tensão de tração do painel ($\sigma_{Sd,t}$) e f_{td} , a tensão de tração de cálculo dada conforme $f_{tk}/2,00$, onde f_{tk} é definido conforme Tabela 2.

4. O PROGRAMA COMPUTACIONAL E O EXEMPLO DE CÁLCULO

A Figura 9 apresenta a interface do programa computacional, que foi construída utilizando linguagem Python e o *framework* para interface *web* Streamlit. Nesta interface, a entrada é dividida entre geometria do muro, propriedades dos materiais e propriedades do solo. Após o preenchimento, o usuário poderá clicar no botão 'Dimensionar' e obter o relatório de verificação da alvenaria conforme descrito na seção 3 deste artigo.

Qualquer alteração de valores nas tabelas desabilitará o relatório emitido e

então um novo dimensionamento deverá ser realizado. Isto evitará que erros sejam cometidos e então o usuário possa perder a precisão em seu projeto.

Para exemplificar a marcha de cálculo, será utilizado um muro de arrimo conforme descrito na Tabela 4. Para o exemplo adotado, foi escolhido um bloco estrutural de concreto com resistência característica (f_{bk}) de 10 MPa. Os dados relativos ao prisma (f_{pk} e f_{pk}^*), argamassa (f_{ak}) e

graute (f_{gk}) seguem as recomendações do anexo F da NBR 16868 [11].

A geometria do bloco estrutural está descrita visualmente na Figura 10. Já, a Figura 11 apresenta o esquema de planta baixa para exemplificação da marcha de cálculo.

4.1 Verificação do modelo de muro em função da esbelteza

O primeiro passo é determinar a espessura efetiva conforme Equação (1) e posteriormente a esbelteza conforme Equação (2). No caso deste exemplo, o muro apresenta verificação negativa; portanto,

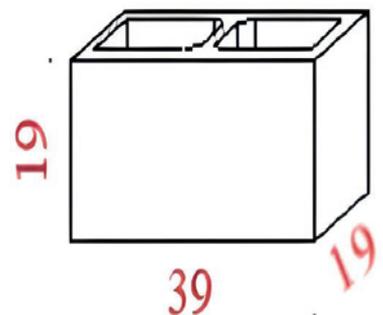


FIGURA 10

BLOCO ESTRUTURAL DE CONCRETO COM $t = 19$ CM

TABELA 4

DADOS DO MODELO DE MURO DE ARRIMO EXEMPLIFICADO

Variável	Descrição	Valor	Unidade
H_{mur}	Altura do muro	1,79	m
l_{enr}	Distância entre enrijecedores (face interna)	2,60	m
e_{enr}	Espessura enrijecedor	0,19	m
t_{enr}	Altura enrijecedor	0,39	m
t_{blo}	Espessura bloco	0,19	m
f_{bk}	Resistência característica bloco	10,00	MPa
f_{pk}	Resistência característica prisma vazio	7,00	MPa
f_{pk}^*	Resistência característica prisma cheio	12,30	MPa
f_{ak}	Resistência característica argamassa	8,00	MPa
f_{gk}	Resistência característica graute	20,00	MPa
ρ_{solo}	Peso específico solo	18,00	kN/m ³
α	Inclinação talude	0,00	graus
ϕ	Ângulo de atrito solo	30,00	graus
e_{hor}	Espaçamento horizontal entre fiadas grauteadas	0,60	m
e_{ver}	Espaçamento vertical entre fiadas grauteadas	1,00	m

$$[61] \quad a_i = \frac{22,63 \cdot 1,79^4}{30 \cdot 9840 \cdot 9,39 \cdot 10^{-4}} = 8,38 \cdot 10^{-4} m$$

$$[62] \quad V_{k,max} = \frac{1}{2} 22,63 \cdot 1,79 = 20,26 kN$$

$$[63] \quad M_{k,max} = V_{k,max} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_{mur} = 12,09 kN \cdot m$$

Para o dimensionamento dos enrijecedores, é necessário calcular a peça como uma viga de alvenaria estrutural, armada tanto para esforços de cisalhamento como para esforços de flexão simples. Para essa marcha de cálculo, será verificado primeiramente o dimensionamento ao momento

as condições foram atendidas no requisito geometria do muro.

$$[52] \quad t_{enr}/t_{blo} = 0,39/0,19 = 2,05$$

$$[53] \quad l_{enr}/e_{enr} = 2,60/0,19 = 13,68$$

$$[54] \quad t_e = 1,13 \cdot 0,19 = 0,22 m$$

$$[55] \quad h_e = 2,00 \cdot 1,79 = 3,58 m$$

$$[56] \quad \lambda = 3,58/0,22 = 16,6$$

$$[57] \quad G_{GEO,1} = \frac{16,6}{30} - 1 = -0,40$$

$$[58] \quad G_{GEO,2} = \frac{1/5 \cdot 1,79}{0,39} - 1 = -0,08$$

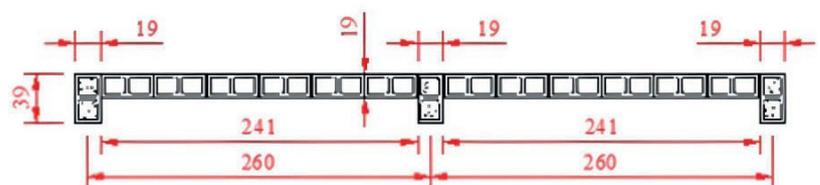
Portanto, verificou-se que o limite de esbeltez é inferior a 30 (alvenaria armada). Contudo, não foi considerado no algoritmo a possibilidade ocorrência de efeitos de 2ª ordem na alvenaria estrutural. Por isso, a limitação da esbeltez em 30.

4.2 Verificação enrijecedores

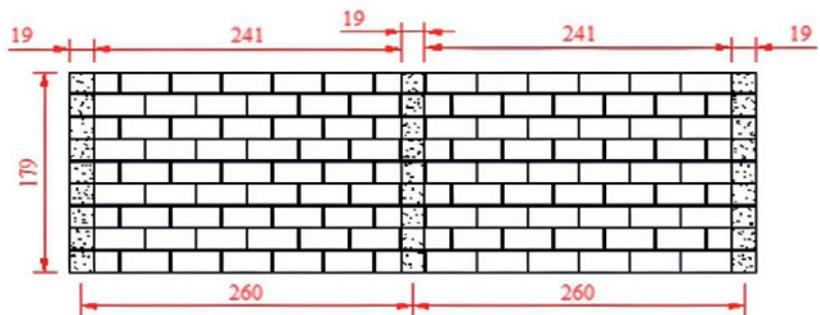
A verificação do enrijecedor inicia-se pela determinação dos esforços do elemento de viga. No caso, utilizando a Tabela 3, chega-se a um fator de esforços de 0,3924 (valor interpolado - α_{vz}). Com isso, obtém-se os esforços no enrijecedor:

$$[59] \quad 2,60/1,79 = 1,45$$

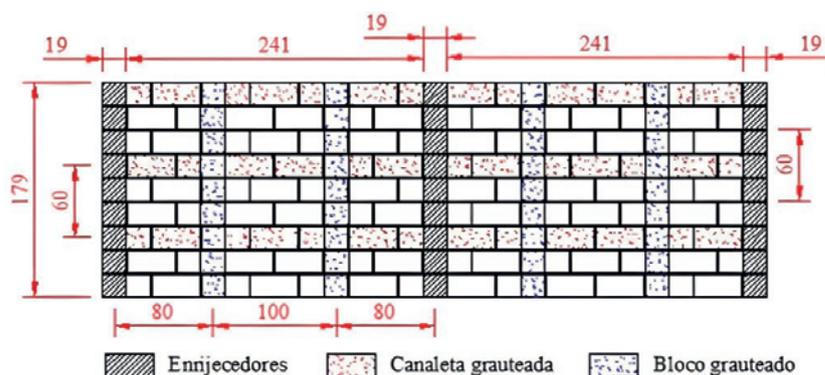
$$[60] \quad P_{enr,z} = 0,392 \cdot 18 \cdot 1,79^2 = 22,63 kN/m$$



(a) Planta baixa



(b) Vista frontal



(c) Posição das fiadas grauteadas

FIGURA 11

PLANTA DO MURO DE ARRIMO EXEMPLO

fletor. Considerando que o valor da altura útil $d = 0,39 - 0,050 = 0,34 \text{ m}$, será verificada as restrições relativas ao momento fletor.

$$[64] f_{pd} = \frac{0,7 \cdot 12,3 \cdot 10^3}{2,0} = 4305 \text{ kPa}$$

$$[65] M_{Rd} = 0,251 \cdot 0,19 \cdot 4305 \cdot 0,34^2 = 23,73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$[66] 16,93 = 0,80 \cdot 0,19 \cdot 4305 \cdot x \cdot (0,34 - 0,40 \cdot x) \therefore x = 0,1016 \text{ m}$$

$$[67] z_{cc} = 0,34 - 0,4 \cdot 0,1016 = 0,299 \text{ m} \leq 0,95 \cdot 0,34 = 0,323 \text{ m}$$

$$[68] A_s = \frac{1,4 \cdot 12,09}{500 \cdot 10^3 / 1,15 \cdot 0,299} = 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$[69] \rho_{st} = \frac{1,30 \cdot 10^{-4}}{0,19 \cdot 0,34} = 0,098\% \leq 2\%$$

$$[70] G_{ELU,1} = \frac{1,4 \cdot 12,09}{23,73} - 1 = -0,28$$

$$[71] G_{ELU,2} = \frac{1,3 \cdot 10^{-4}}{14,82 \cdot 10^{-4}} - 1 = -0,91$$

Partindo para as verificações de cisalhamento no enrijecedor:

$$[72] \tau_{Sd} = \frac{1,40 \cdot 20,26}{0,34 \cdot 0,19} = 439 \text{ kPa}$$

$$[73] f_{vk} = 0,35 + 17,50 \cdot 0,098\% = 385,2 \text{ kPa} \leq 700 \text{ kPa}$$

$$[74] \tau_{Rd} = \frac{385,2}{2} = 192,6 \text{ kPa}$$

$$[75] G_{ELU,3} = \frac{439}{192,6} - 1 = 1,27$$

Portanto, observando o resultado da Equação (75), pode-se afirmar que o muro com as condições informadas não passa na verificação de ELU para cisalhamento. Logo, será necessário mudar a geometria do mesmo para novas verificações. A nova proposta de geometria partiu da mesma premissa apresentada na Equação (75), porém tomando o valor de d_{enr} como incógnita, de modo a obter o menor valor do mesmo que satisfaça condição apresentada. Desta forma, foi possível obter um valor

de d_{enr} igual a 0,82 m. Aproximando tal valor encontrado de medidas construtivas usuais, tem-se a adoção de dois blocos e meio, totalizando o valor de 99 cm, conforme apresentado na Figura 12.

Sendo assim, os valores das verificações anteriores mudam e aqui mostraremos novamente o trecho do cisalhamento.

$$[76] G_{ELU,3} = \frac{158,8}{188,1} - 1 = -0,156$$

Feita a verificação de tensão de cisalhamento, é necessário verificar a armadura para este tipo de esforço.

$$[77] V_a = 188,1 \cdot 0,19 \cdot 0,94 = 33,6 \text{ kN}$$

$$[78] V_s = 1,4 \cdot 20,26 - 33,36 = -4,99 \text{ kN}$$

$$[79] G_{ELU,4} = -1$$

No caso deste muro, o valor necessário para a armadura absorver é negativo, logo isto indica que os mecanismos internos do prisma absorveriam toda a força cortante. Por convenção, aplicou-se que $V_s = 0$ nestas ocasiões. Caso V_s fosse positivo seriam aplicadas as equações (25) a (30). No caso deste muro em específico, a área de aço foi a área mínima com $1,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$.

Para finalizar a verificação do enrijecedor, é necessário determinar a flecha do mesmo considerando a possibilidade de fissuração na peça conforme NBR 6118 [15] e NBR 16868 [11].

$$[80] E_{p,cheio} = 800 \cdot 12,30 = 9840 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

$$[81] M_r = \frac{(500 + 0,00) \cdot 0,016}{0,51} = 17,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Peça não fissurada pois $M_r > M_{k,max}$

$$[82] a_{total} = 5,12 \cdot 10^{-5} \cdot \left(1 + \frac{1}{1 + 50,0}\right) = 9,59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$[83] G_{ELS,1} = \frac{9,59 \cdot 10^{-5}}{2,179/250} - 1 = -0,98$$

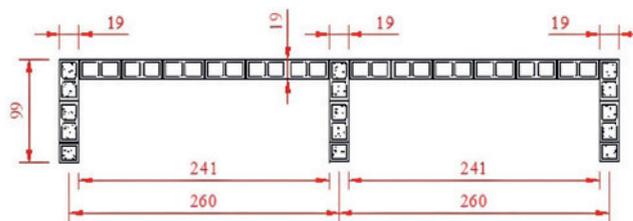


FIGURA 12
NOVA GEOMETRIA DO MURO DE ARRIMO AUMENTANDO A ALTURA DO ENRIJECEDOR (t_{enr})

4.3 Verificação painéis

Para cálculo dos esforços nos painéis, é necessário verificar inicialmente o peso próprio do painel que conforme a Tabela 2 da NBR 6120 [16] será de $3,40 \text{ kN/m}^2$ para blocos com 2 cm de espessura de reboco por face. Como o muro possui altura total de 1,79 m, o valor da carga distribuída será de $6,09 \text{ kN/m}$. Considerando que cada painel é responsável pelo trecho de carga entre enrijecedores, a carga total $P_{k,PP}$ é dada por $P_{k,PP} = 6,09 \cdot 2,60 = 15,83 \text{ kN}$.

A relação h/l do muro é dada por $1,79/2,60 = 0,81$. Portanto, considerando um painel armado com a relação $h/l = 0,81$ deve-se determinar os esforços para a condição de 3 lados apoiados e um livre. Logo, também é necessário a obtenção do fator de ortogonalidade (μ), que é calculado conforme Equação (7).

$$[84] f_{td,normal} = 0,12 \text{ MPa}$$

para argamassa de 8 MPa

$$[85] \frac{P_f}{A_e} = \frac{15,83 \cdot 0,90}{2,60 \cdot 0,19} = 28,83 \text{ kPa} < 150 \text{ kPa}$$

$$[86] \mu = \frac{(0,12 + 0,02882)}{0,25} = 0,62 \leq 1,00$$

Obtido os valores de μ e h/l , é possível obter o valor de β_f através da interpolação na Tabela E.2 da NBR 16868 [11]. Para as condições descritas acima, o valor de $\beta_f = 0,0646$. Logo, é possível obter o valor dos esforços para as direções paralela e perpendicular do painel.

$$[87] \sigma_{h-solo} = 0,33 \cdot 18 \cdot 1,79 - 2 \cdot 0,00 \cdot \sqrt{0,33} = 10,74 \text{ kPa}$$

$$[88] M_{k,paralelo} = 0,0646 \cdot 10,74 \cdot 2,60^2 = 4,69 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$[89] \quad M_{k,perpendicular} = 0,62.0,0646.10,74.2,60^2 = 2,89 \text{ kN.m/m}$$

Para aplicação das equações referentes ao momento fletor, é necessário transformar os momentos em função da faixa de espaçamento. Este procedimento é similar ao de lajes nervuradas quando os momentos são multiplicados pelo tamanho nas nervuras. No caso, a largura das nervuras são os espaçamentos horizontal e vertical adotados pelo usuário. Para este muro de arrimo, os valores são de 60 cm para espaçamento horizontal (e_{hor}) e 100 cm para espaçamento vertical (e_{ver}). O valor desta faixa não deverá superar o valor de 6.t (item NBR 16868 [11] item 11.3.5), onde t indica a espessura do muro de arrimo.

Considerando que para o painel em questão a altura útil (d) é de 0,14 m, verificam-se as condições de momento resistente e armadura máxima conforme Equações (41) e (42):

$$[90] \quad G_{ELU,1} = -0,69$$

Direção paralela fiada

$$[91] \quad G_{ELU,2} = -0,94$$

$$[92] \quad G_{ELU,1} = -0,81$$

Direção perpendicular fiada

$$[93] \quad G_{ELU,2} = -0,94$$

A última verificação consiste na verificação dos trechos entre as canaletas que não estão armados. Portanto, será utilizada a Tabela E.1 da NBR 16868 [11] para determinação dos esforços. Logo, repete-se o mesmo processo descrito no início da seção 4.3, com determinação dos momentos paralelo e perpendicular e então aplica-se as Equações (50) e (51).

A relação h/l da parcela não armada contemplada pelos trechos de influência das direções paralelas e perpendiculares. Portanto, considerando essa parcela de painel não armada e relação h/l = 0,60/1,00 = 0,60. Para esse painel em específico, foi considerado a tabela para os quatro lados apoiados. Para essa relação o valor de $\beta_f = 0,039$.

$$[94] \quad M_{k,paralelo} = 0,423 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,paralelo} = 0,423.1,0 = 0,423 \text{ kN.m}$$

$$[95] \quad M_{k,perpendicular} = 0,228 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,perpendicular} = 0,228.0,6 = 0,14 \text{ kN.m}$$

Verificando as tensões atuantes e comparando com a tensão resistente da argamassa, é possível verificar que a região não armada atende às verificações de tensão.

$$[96] \quad \sigma_{sd,paralela} = \frac{1,40.0,423.0,095}{0,057} = 0,98 \text{ kPa}$$

$$[97] \quad \sigma_{sd,perpendicular} = \frac{1,40.0,14.0,095}{0,057} = 0,32 \text{ kPa}$$

$$[98] \quad G_{ELU,8} = \frac{0,98}{250} - 1 = -0,99$$

$$[99] \quad G_{ELU,9} = \frac{0,32}{125} - 1 = -0,99$$

5. CONCLUSÕES

Nesse artigo foi desenvolvida uma ferramenta de dimensionamento e verificação do elemento de alvenaria estrutural em muros de contenção conforme as prescrições da nova NBR 16868 [11]. Quanto a esse objetivo, o artigo cumpre êxito. O link para acesso a ferramenta é: <https://wmpirufg.github.io/ARRIMO/>.

A ferramenta em questão permite que engenheiros e estudantes de engenharia possam fazer estudos paramétricos relacionados à disciplina de alvenaria estrutural e contenções. Além disso, o ambiente interativo e gráfico permite que o usuário possa reduzir o tempo de sua curva de aprendizagem no sistema. Outro fator importante a respeito da plataforma é que a linguagem Python permite uma expansão rápida e fácil do sistema criado.

Como sugestão de trabalhos futuros pode ser observada a questão de ampliação deste sistema para outros tipos de muro de arrimo, como o de gravidade e os muros com outros materiais estruturais. Além disso, pretende-se propor novas verificações de projeto e também emitir relatórios mais detalhados sobre projeto estrutural que possam incluir “desenhos” das armaduras e formas do muro. ☹

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Leet K, Uang C-M, Lanning J, Gilbert AM. Fundamentals of structural analysis. Fifth edition. New York, NY: McGraw-Hill Education; 2018.
- [2] MCAA. History of Masonry 20---. <https://www.masoncontractors.org/history/>.
- [3] Rangel GWA. Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia (UFU), 2013.
- [4] Hendry AW, Sinha BP, Davies SR. Design of masonry structures. 3rd ed. London: E. & F. N. Spon; 1997.
- [5] Mohamad G. Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. Doutorado em Engenharia Civil. Universidade do Minho (UM), 2007.
- [6] Moliterno A. Caderno de muros de arrimo. 2nd ed. São Paulo: Blucher; 1994.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT; 2006.
- [8] Santos Junior GB dos. Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), 2014.
- [9] Amrhein JE. Reinforced masonry engineering handbook: clay and concrete masonry. 5th ed., updated. Los Angeles, Calif. : Boca Raton: MIA ; CRC; 1998.
- [10] ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT; 2019.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 16868 — Alvenaria Estrutural. Rio de Janeiro: ABNT; 2020.
- [12] Canadian Standards Association. CSA S304 — Design of Masonry Structures. Canadá: CSA; 2014.
- [13] Eurocode. EN 6: Design of masonry structures — Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Eurocode; 2005.
- [14] Reynolds CE, Steedman JC, Threlfall AJ, Reynolds CE. Reynolds's reinforced concrete designer's handbook. 11th ed. London ; New York: Taylor & Francis; 2008.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto-procedimento. Rio de Janeiro: ABNT; 2014.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16868 - Alvenaria estrutural Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT; 2021.