

DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO UTILIZANDO BLOCOS ESTRUTURAIS COMO ELEMENTOS DE CONTENÇÃO

Silas Matheus Menezes Pinto¹

Ivan Santos Dortas²

Engenharia Civil



ISSN IMPRESSO 1980-1777

ISSN ELETRÔNICO 2316-3135

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre aplicação de alvenaria estrutural para contenção de solos, seguido de dimensionamento de uma contenção de solo do tipo muro de arrimo sob condições bem definidas quanto aos seus apoios, geometria e carregamentos atuantes.

PALAVRAS-CHAVE

Alvenaria Estrutural. Contenção. Muro de Arrimo.

ABSTRACT

This work presents a study on the application of structural masonry for soil containment, followed by the design of a retaining wall-type soil containment under well-defined conditions regarding its supports, geometry and active loads.

KEYWORDS

Structural Masonry. Containment. Retaining Wall

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção de maciços de solo são elementos estruturais fundamentais na engenharia civil, desempenhando papel de garantir estabilidade às regiões com desnível de terreno. Muitas são as técnicas construtivas utilizadas ao longo dos anos para executar estas estruturas, porém são muito mais complicadas de se executar quando comparadas ao método proposto. A alvenaria estrutural é um sistema construtivo muito versátil, com desenvolvimento científico relativamente recente, principalmente no Brasil.

O sistema consiste em utilizar os blocos como elementos estruturais de suporte de sobrecarga vertical e horizontal provenientes dos carregamentos externos aplicados, em prol de tornar esta prática mais visível e acessível aos projetistas e engenheiros futuros no mercado, apresenta-se este estudo com informações necessárias para que um projeto de muro de arrimo com alvenaria estrutural seja bem executado.

2 REFERENCIAL TEORICO

2.1 MOVIMENTO DE MASSAS

Segundo Varnes (1978), qualquer deslocamento de um volume de solo ou rocha, é definido como movimento de massa. Os movimentos de massa podem ser classificados como queda, tombamento, escorregamento, escoamento, expansão lateral e complexo. Esse fenômeno ocorre quando as tensões atuantes em uma massa de solo excedem sua resistência ao cisalhamento e parte do solo se move em relação a outra, gerando a ruptura (MARANGON, 2006).

Pode-se classificar os agentes causadores dos movimentos de massa nas seguintes categorias:

- a) causas internas: atuam, reduzindo a resistência ao cisalhamento sem que haja qualquer mudança nas condições geométricas da massa, como a dissolução dos elementos com função de cimentação em solos ou pelo desenvolvimento de microfaturas causadas por intemperismo (GUIDICINI; NIEBLE, 2014);

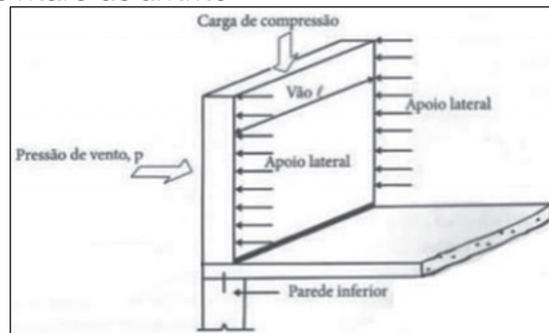
b) causas externas: são ações atuantes no solo que levam ao acréscimo de tensões cisalhantes sem que ocorra a diminuição da resistência do material (MARRANGON, 2006).

2.2 MURROS DE ARRIMO

São estruturas de contenção utilizadas a fim de resistir a empuxos laterais de solo ou água quando a mudança na elevação do terreno. Tais estruturas podem ser executadas em concreto armado, blocos estruturais, placas metálicas cravadas e até constituídas em gabião.

Segundo Porter (2009) existem 4 tipos de muros de arrimo executados em alvenaria estrutural, sendo de gravidade, com contrafortes, apoios e em balanço. Geralmente utilizados em subsolos de edifícios os muros de arrimo apoiados geralmente são delimitados lateralmente por pilares de concreto armado que fazem parte da estrutura do edifício, sendo assim considera-se a armadura do muro engastada nos pilares laterais e na base, onde normalmente encontra-se uma viga de travamento, melhor detalhado na figura abaixo:

Figura 1 – Detalhe de muro de arrimo

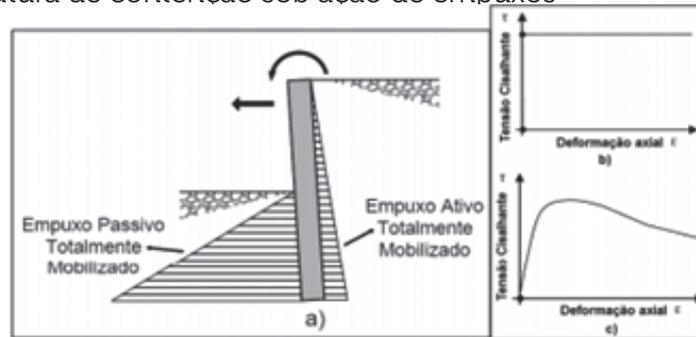


Fonte: Parsekian (2012).

2.3 EMPUXOS DE TERRA EM MUROS DE CONTENÇÃO

De acordo com Marchetti (2011), os muros de contenção de maciços rochosos ou terrosos, resistem principalmente a esforços horizontais proveniente dos solos, os denominados empuxos, sendo necessário entender como determinar esses esforços e as hipóteses adotadas.

Por meio dos estudos de Rankine (1857) constatou-se que existe uma razão entre a tensão vertical e a tensão horizontal provenientes de uma massa de solo, esta razão é denominada coeficiente de empuxo. Pode-se classificar o coeficiente de empuxo em passivo ou ativo, sendo descrito como empuxo passivo a razão entre as tensões quando a estrutura de contenção é forçada contra a massa de solo e o empuxo ativo, como a razão entre tensões que empurram o muro para longe do solo a ser contido, conforme esquematizado na figura abaixo:

Figura 2 – Estrutura de contenção sob ação de empuxos

Fonte: Magalhães (2015).

Abaixo estão apresentadas as equações elaboradas por Rankine em seu estudo sobre empuxo de terra:

$$E = K * \gamma * \frac{h^2}{2}$$

$$K = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

onde:

E = empuxo

K = coeficiente de empuxo ativo ou passivo

h = altura da massa a ser contida

γ = peso específico do solo

O empuxo proveniente da água deve ser considerado e calculado separadamente, pois a influência da pressão neutra ocorre igualmente em todas as direções. A teoria de Rankine não leva em consideração o atrito superficial do muro com o solo a ser contido.

Usualmente a tensão horizontal se distribui de forma triangular crescente ao longo da altura do muro, logo, temos sua resultando aplicada a 1/3 da altura da massa de solo contida, ou seja, 1/3 da altura da estrutura de contenção (MAGALHÃES, 2015).

3 DESENVOLVIMENTO

3.1 PROPOSTA DE CONTENÇÃO

O muro a ser dimensionado possui 2,70m de altura e 6,00m de comprimento, possui pilares que apoiam o muro em suas extremidades, medindo 50cmx25cm. Ele será executado em blocos estruturais de dois furos, medindo 14x19x29 e será construído no subsolo da edificação. Sua base está apoiada numa viga cuja fundação é de estaca escavada. O solo a ser utilizado para o reaterro será areia compactada, apresentado peso específico de 20 kN/m³ e ângulo de atrito interno igual a 40°, desconsiderar o atrito entre a estrutura e o solo, como também sobrecarga vertical no maciço. Não há nível de água ou lençol freático presente.

3.2 DIMENSIONAMENTO

De acordo com Rankine, o valor de empuxo ativo será determinado da seguinte forma:

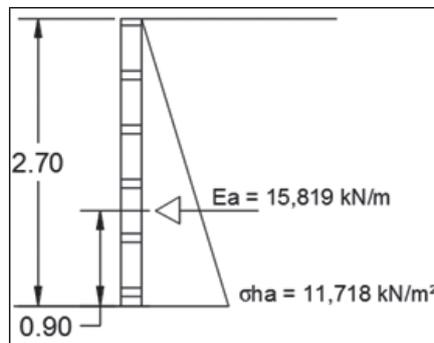
$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}40^\circ}{1 + \text{sen}40^\circ} = 0,217$$

$$\sigma_{ha} = 20 * 2,70 * 0,217 = 11,718 \text{ kN/m}^2$$

O empuxo ativo da pressão lateral será aplicado a 1/3 da altura do muro, de acordo com a disposição das forças apresentadas abaixo:

$$F_d = \gamma_g * F_{G,k} = 1,40 * 15,819 = 22,15 \text{ kN/m}$$

Figura 3 – Empuxo ativo



Fonte: Autoria própria.

Ao considerar o empuxo como uma ação permanente, podemos definir como valor de cálculo a seguinte equação:

Quadro 1 – coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria de ação	Tipo de estrutura	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Permanente	Edificações tipo 1 e pontes	1,35	0,9
	Edificações tipo 2	1,40	0,9
Variável	Edificações tipo 1 e pontes	1,5	-
	Edificações tipo 2	1,4	-
Edificações tipo 1 – cargas acidentais superiores a 5kN/m ²			
Edificações tipo 2 – cargas acidentais inferiores a 5kN/m ²			

Fonte: NBR 8681.

3.2.1 Cálculo dos enrijecedores

Ao considerar os pilares laterais como enrijecedores, a espessura efetiva de uma parede com enrijecedores regularmente espaçados deve ser calculado de acordo com a equação a seguir:

$$te = \delta t$$

Quadro 2 – coeficientes de ponderação para espessura do muro

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

Fonte: Mohamad (2015).

te =espessura efetiva da parede

δ =coeficiente de ponderação

t =espessura do bloco estrutural

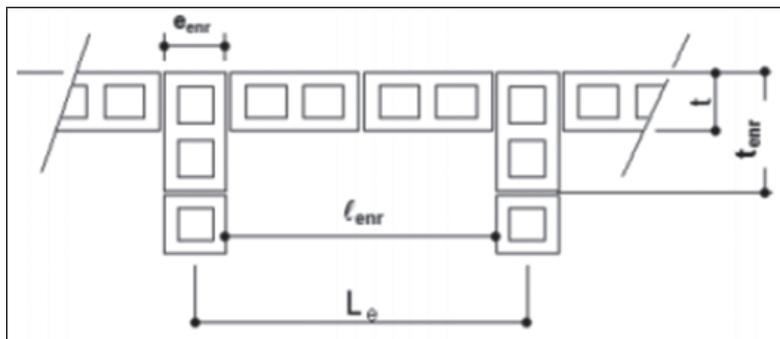
De acordo com as condições iniciais do projeto, os pilares existentes (50x25) atuam como enrijecedores, portanto, $e_{\text{enr}} = 25 \text{ ml}$ e $t_{\text{enr}} = 50 \text{ ml}$

$$\frac{l_{\text{enr}}}{e_{\text{enr}}} = \frac{600}{25} = 24$$

$$\frac{t_{\text{enr}}}{t} = \frac{50}{14} = 3,57$$

$$te = 1,0 * 0,14 = 0,14\text{m}$$

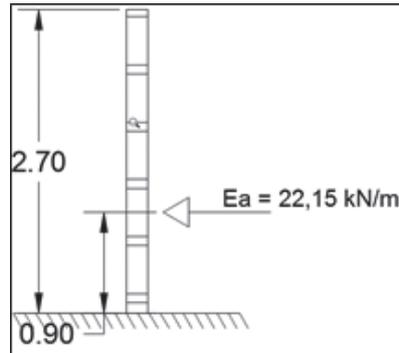
Figura 4 – Dimensões do muro e enrijecedores



Fonte: Mohamad (2015).

3.2.2 Cálculo momento para flexão vertical

De acordo com o item 3.1 do presente trabalho, em condições iniciais do projeto, os pilares existentes (50x25) atuam como enrijecedores, portanto, e

Figura 5 – Empuxo ativo

Fonte: Autoria própria.

Momento de projeto dado por

$$M_{dv} = E_{ad} \cdot h = 22,15 \text{ kN/m} \cdot 0,90 \text{ m} = 19,94 \text{ kNm/m}$$

Para o bloco utilizado em projeto temos:

$$M_{dv} = 19,94 \text{ kNm/m} \cdot 0,29 \text{ m} = 5,78 \text{ kNm}$$

3.2.3 Dimensionamento a flexão simples

Momento de inércia, considerando o bloco vazado e grauteado, respectivamente:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,29 \cdot 0,14^3}{12} - \frac{0,146 \cdot 0,073^3}{12} = 6,16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,29 \cdot 0,14^3}{12} = 6,63 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

A tensão de flexão é calculada, relacionando as características geométricas da seção da estrutura e o momento aplicado:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_e} = \frac{5,78 \cdot \frac{0,14}{2}}{6,16 \cdot 10^{-5}} = 6,57 \text{ MPa}$$

3.2.4 Dimensionamento da armadura de resistência a tração

$$F_t = \frac{d \cdot h \cdot \sigma}{2} = \frac{7 \cdot 14 \cdot 6,57}{2} = 321,93$$

$$A_s = \frac{F_t}{0,5 \cdot f_{dy}} = \frac{321,93}{0,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 14,81 \text{ cm}^2$$

Ao longo da extensão do muro de 6,00m teremos a seguinte área de aço:

$$\frac{A_s}{m} = \frac{14,81}{6,00} = 2,47 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Ao considerar um bloco a cada 30cm, teremos 3,33 blocos por metro, então a área de aço por bloco é dada por:

$$A_{sb} = \frac{2,47}{3,33} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{bloco}$$

Ao utilizar barras de aço de 10mm de diâmetro obtemos a disposição das barras alternadamente a cada furo dos blocos. Na qual, para blocos de dois furos, temos ambos os furos preenchidos com graute e de modo que haja apenas uma barra de aço por bloco.

4 CONCLUSÃO

Conclui-se que uma contenção de solo realizada com o sistema de alvenaria estrutural pode ser uma alternativa rápida e segura, pois seu método construtivo é muito mais simples comparado as alternativas. A área útil preservada pelo muro de blocos é maior que a de outros tipos de contenção, pois a parede é muito menos espessa. O uso de blocos estruturais não se restringe às edificações comuns, como residências ou edifícios, mas também são úteis quando aplicados em conjunto com outros ramos da engenharia civil.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 4. ed., rev. e atual. São Paulo: E. Blücher, 2014.

MAGALHÃES, Marcelo de Souza. **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elemento finitos**. 2015. 192f. Dissertação (Mestrado) – PUC Rio, Rio de Janeiro, 2015.

MARANGON, Márcio. **Tópicos em geotecnia e obras de terra**: unidade 04 – estabilidade de taludes. Juiz de Fora: Universidade Federal Juiz de Fora; Material Didático, 2006.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de arrimo**. 1ª ed. 2ª reimpressão. São Paulo. Editora Blücher Ltda, 2011.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 1998.

MOHAMAD, G. **Construções em alvenaria estrutural:** materiais, projeto e desempenho. Santa Maria, 2015.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural.** São Carlos: EdUFSCar, 2012.

Data do recebimento: 23 de julho de 2019

Data da avaliação: 11 de novembro de 2019

Data de aceite: 7 de dezembro de 2019

1 Graduado em Engenharia Civil – UNIT. E-mail: silasmmp@gmail.com

2 Mestrando em Engenharia de Processos – UNIT. E-mail: ivansantodortas@hotmail.com