

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO – CTC
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALANA BURDZAKI

Otimização do dimensionamento de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural

Florianópolis
2021

Alana Burdzaki

Otimização do dimensionamento de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Grau de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Jano d'Araujo Coelho, Dr.

Florianópolis

2021

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Burdzaki, Alana

Otimização do dimensionamento de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural / Alana Burdzaki ; orientador, Jano d'Araujo Coelho, 2021.

137 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Muro de Arrimo de Flexão. 3. Alvenaria Estrutural. 4. Otimização Computacional. I. d'Araujo Coelho, Jano. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Alana Burdzaki

Otimização do dimensionamento de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 23 de Setembro de 2021.

Prof.(a) Liane Ramos da Silva, Dr.(a)
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Jano d'Araujo Coelho, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng.(a) Civil Regiane Francieli Gonçalves
Avaliadora

AGRADECIMENTOS

A minha família, acima de tudo aos meus pais, José Robertt e Bernardina, pela criação amorosa e atenciosa, por todas as formas de apoio e pela instrução de que o conhecimento é a maior riqueza. Ao meu irmão, Alykam, por todas as conversas e por sempre me lembrar que o que importa é a jornada.

Ao meu companheiro, Henry Luan, por todo o incentivo, motivação e parceria nos estudos e na vida.

Aos amigos que estiveram presentes em toda a minha graduação nas comemorações, decepções e conquistas, e principalmente nessa última etapa. Em especial à Bruna, Luiza, André, Guilherme, Maria Eduarda, Rachel e Júlio César, vocês tornaram o caminho melhor e mais feliz. Também aos primos do apartamento 204 que estiveram comigo desde o início.

Aos professores que tive, principalmente ao Jano, pela orientação e todo o aprendizado transmitido e ao professor Rafael pela avaliação. Agradeço também especialmente à Cristine, Deivis, Marciano, Saulo e Wellison por ampliarem a minha forma de ver o mundo.

Por fim, agradeço aos colegas estagiários, desenhistas e engenheiros da RKS Engenharia de Estruturas, em especial à Regiane, por todos os conhecimentos compartilhados, pela inclusão na engenharia de estruturas, pela amizade e pela introdução ao projeto de muros de contenção.

RESUMO

Muros de arrimo de flexão têm sido amplamente utilizados em alvenaria estrutural de blocos de concreto devido à facilidade em seu sistema de execução e, dessa forma, o presente trabalho possui o propósito de otimizar o processo de dimensionamento dessas estruturas. Com base nas teorias, considerações e definições de cálculo desenvolvidas ao longo da revisão bibliográfica, implementou-se o programa de computador com a utilização de linguagem de programação em C. O programa calcula os coeficientes de empuxo de acordo com as características do solo, pré-dimensionando a estrutura e verificando-a conforme as análises de estabilidade externa e interna, considerando as verificações de segurança prescritas nas normas brasileiras. As verificações de estabilidade contra deslizamento, tombamento e capacidade última de carga de solo de fundação constituem as análises externas, enquanto as análises internas são definidas de acordo com o método construtivo de alvenaria estrutural armada em blocos de concreto através dos esforços cisalhantes e momentos fletores solicitantes. Para validação do modelo desenvolvido, analisam-se cinco casos para muros de alvenaria de blocos de 14 e 19 cm de espessura, em que os resultados são comparados com os de um *software* de ampla utilização mundial.

Palavras-chave: Muro de arrimo de flexão. Alvenaria estrutural. Otimização.

ABSTRACT

Cantilever retaining walls have been widely used in structural masonry of concrete blocks due to the easiness in its execution system and, therefore, the present work has the purpose of optimizing the design process of these structures. Based on the theories, considerations and definitions of calculation developed throughout the literature review, the computer program was implemented using a programming language in C. The program calculates the buoyancy coefficients according to the soil characteristics, pre -Sizing the structure and verifying it according to the external and internal stability analyses, considering the safety checks prescribed in Brazilian standards. The checks of stability against slipping, tipping and ultimate load capacity of foundation soil constitute the external analyses, while the internal analyzes are defined according to the constructive method of structural masonry reinforced in concrete blocks through shear efforts and bending moments request . To validate the developed model, five cases for masonry walls with blocks of 14 and 19 cm thick are analyzed, in which the results are compared with those of a software widely used worldwide.

Keywords: Cantilever retaining wall. Structural masonry. Optimization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Empuxo em repouso	25
Figura 2 - Empuxo ativo.....	25
Figura 3 - Empuxo passivo.....	26
Figura 4 – Círculo de Mohr para o estado de repouso e no equilíbrio plástico (ou de ruptura)	26
Figura 5 - Estados de tensão identificados no Círculo de Mohr da Figura 4	27
Figura 6 - Idealização de pressões de terra ativo e passivo partindo de um ponto de repouso desenvolvidos pela inserção de um muro de espessura e volume zero em uma massa de solo	28
Figura 7 – Empuxos atuantes num elemento de solo	29
Figura 8 - Empuxo de terra em repouso	30
Figura 9 - Empuxo de terra ativo.....	31
Figura 10 - Empuxo de terra passivo.....	33
Figura 11 - Cunha de falha utilizada na derivação da equação de Coulomb para empuxo ativo	35
Figura 12 - Análise da cunha de falha de empuxo ativo por Coulomb	36
Figura 13 - Análise da cunha de falha de empuxo passivo por Coulomb	38
Figura 14 – Sistema solo-estrutura do método de Rankine para $\alpha=90^\circ$ e $\beta > \phi'$	39
Figura 15 - Caso genérico e Círculo de Mohr para derivar as equações de empuxo de Rankine	40
Figura 16 - Distribuição de empuxo ativo de terra de Rankine contra um muro de arrimo com aterro de solo coesivo	41
Figura 17 - Desenvolvimento da zona ativa de Rankine sobre a base de muro de arrimo de concreto	42
Figura 18 - Diagrama simplificado de empuxo e força resultante	44
Figura 19 - Distribuição de empuxo de terra em solo saturado.....	46
Figura 20 - Distribuição de empuxo de terra em solo parcialmente saturado	47
Figura 21 - Distribuição de poropressão em muro de flexão	48

Figura 22 - Pressão lateral devido ao sobrecarregamento uniforme	48
Figura 23 - Empuxo resultante devido a uma faixa de carregamento	49
Figura 24 - Influência da base na formação da cunha de ruptura.....	51
Figura 25 - Principais termos utilizados em muros de arrimo.....	56
Figura 26 - Perspectiva de muro de arrimo de flexão em alvenaria estrutural	56
Figura 27 - Pré-dimensionamento de muro de arrimo de flexão em perfil T	58
Figura 28 - Falha de estabilidade por deslizamento	59
Figura 29 - Distribuição de pressões e esforços para análise de estabilidade	60
Figura 30 - Efeitos de empuxo devido ao sobrecarregamento na análise de estabilidade externa	61
Figura 31 – Forças resultantes para verificação de deslizamento	62
Figura 32 - Estabilidade contra deslizamento com a utilização de um dente de ancoragem ...	63
Figura 33 - Falha de estabilidade por tombamento	64
Figura 34 - Forças resultantes para verificação de tombamento	64
Figura 35 - Representação da inclinação θ	70
Figura 36 - Exemplo de perda de estabilidade geral, como resultado da reclassificação de um declive.....	71
Figura 37 - Junta amarrada e não amarrada.....	73
Figura 38 - Altura útil adotada para blocos de concreto das famílias 15 x 40 e 20 x 40.....	75
Figura 39 - Estribos em muro de arrimo.....	76
Figura 40 - Diagrama de tensões e deformações no estágio III.....	78
Figura 41 - Detalhe de dobra e armaduras complementares	82
Figura 42 - Detalhamento de método de drenagem.....	83
Figura 43 - Fluxograma de entrada de dados para cálculo de coeficientes de empuxo	89
Figura 44 - Fluxograma de decisão para tipo de solo de fundação	90
Figura 45 - Fluxograma de decisões de coeficiente de empuxo utilizado.....	91
Figura 46 - Fluxograma de entrada de dados para cálculo de empuxo devido à sobrecarga no aterro.....	93

Figura 47 - Empuxo no tardo virtual devido a uma faixa de carregamento	95
Figura 48 - Fluxograma de análise para cálculo de empuxos devido à faixas de carregamentos	95
Figura 49 - Fluxograma de análise da profundidade de nível de água z com altura H do muro	97
Figura 50 - Análise da profundidade do nível de água em comparação com a altura H do muro	97
Figura 51 - Diagramas de empuxo para solo não coesivo e solos coesivos com coeficiente de empuxo ativo	98
Figura 52 - Fluxograma de iteração para o pré-dimensionamento	103
Figura 53 - Fluxograma de análises de estabilidade e dimensionamento	104
Figura 54 - Fluxograma de análise para definição das componentes de R_v e R_h	105
Figura 55 - Decomposição de vetores para soma algébrica	105
Figura 56 - Fluxograma de análises para cálculo da armadura da estrutura.....	107
Figura 57 - Fluxograma de impressão de resultados de cálculo de armadura.....	109

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Equações empíricas para coeficiente de empuxo de terra em repouso	30
Quadro 2 - Parâmetros de solos argilosos	52
Quadro 3 - Valores de peso específico para solos arenosos	53
Quadro 4 - Valores de ângulo de atrito interno para solos arenosos	53
Quadro 5 - Valores de ângulo de atrito interno efetivo para projeto preliminar	54
Quadro 6 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção	55
Quadro 7 - Fatores de capacidade de carga para argilas em curto prazo.....	67
Quadro 8 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk})	75
Quadro 9 - Valores para verificação no ELU (γ_m)	76
Quadro 10 - Taxas mínimas de armadura de flexão.....	81
Quadro 11 - Análise comparativa 1	116
Quadro 12 - Análise comparativa 2.....	118
Quadro 13 - Análise comparativa 3	119
Quadro 14 - Análise comparativa 4.....	121
Quadro 15 - Análise comparativa 5.....	122

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
DEC/FTC/UNL	Departamento de Engenharia Civil/Faculdade de Ciências e Tecnologia/Universidade Nova de Lisboa.
N. A.	Nível de água.
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora.
OCR	<i>Overconsolidation</i> ratio/Raio de superconsolidação.
ELU	Estado-limite último.
ELS	Estado-limite de serviço.

LISTA DE SÍMBOLOS

E_0	Empuxo em repouso.
E_a	Empuxo ativo.
E_p	Empuxo passivo.
c	Coessão de um solo.
ϕ	Ângulo de atrito interno de um solo.
σ'	Tensão normal efetiva.
σ	Tensão normal total.
σ_1	Tensão principal vertical.
σ_3	Tensão principal horizontal.
δ	Deformação horizontal do muro de arrimo.
$\delta_{h,a}$	Deformação horizontal do muro de arrimo devido ao empuxo ativo.
$\delta_{h,p}$	Deformação horizontal do muro de arrimo devido ao empuxo passivo.
σ_v'	Pressão normal vertical efetiva.
σ_h'	Empuxo horizontal efetivo.
σ_{h0}'	Empuxo de terra em repouso.
σ_{v0}'	Pressão normal vertical efetiva para o empuxo em repouso.
K_0	Coefficiente de empuxo lateral em repouso.
γ	Peso específico de um solo.
σ_{va}'	Pressão normal vertical efetiva para o empuxo ativo.
σ_{ha}'	Empuxo ativo efetivo de terra.
K_a	Coefficiente de empuxo ativo.
K_p	Coefficiente de empuxo passivo.
σ_{vp}'	Pressão normal vertical efetiva para o empuxo passivo.
σ_{hp}'	Empuxo passivo efetivo de terra.
δ'	Ângulo de atrito da face interna da estrutura de contenção.
α	Ângulo de inclinação do muro.
β	Ângulo de inclinação do aterro superior contido pela estrutura.
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo de um solo.
β'	Ângulo resultante do empuxo.
c'	Coessão efetiva de um solo.
ψ'	Inclinação do plano ativo de Rankine para um solo de superfície inclinada.
α'	Inclinação entre a base do tardoz virtual e o topo do muro.

ϕ_w	Ângulo de atrito d'água.
u	Empuxo lateral da poropressão.
γ_w	Peso específico da água.
γ'	Peso específico efetivo de um solo.
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado.
σ_h	Empuxo horizontal total.
E_q	Empuxo lateral devido a um carregamento externo.
c_a	Adesão entre solo e estrutura de contenção.
d_0	Largura do tronco do muro.
d_s	Espessura da base.
B	Largura da base do muro.
h_s	Altura adicional do dente de ancoragem.
l_h	Espessura do dente de ancoragem.
r	Largura da ponta do muro.
h_p	Profundidade da ponta do muro.
W_s	Peso do solo acima do talão.
W_c	Peso da estrutura do muro.
E_{av}	Componente vertical de empuxo ativo atuante no tardoiz virtual.
E_{ah}	Componente horizontal de empuxo ativo atuante no tardoiz virtual.
E_{pb}	Empuxo passivo atuante na base.
δ_b'	Ângulo de atrito da base do muro.
q_{ult}	Capacidade última de carga.
p_0	Tensão vertical total no solo adjacente à fundação e em sua profundidade.
N_c	Fator de capacidade de carga.
D	Profundidade da fundação.
c_u	Coesão efetiva não drenada de um solo.
R	Resultante vetorial dos esforços atuantes no muro.
R_H	Vetor horizontal da resultante dos esforços atuantes no muro.
B'	Largura útil da base.
e	Excentricidade entre o centro da base e distância da resultante dos esforços até à extremidade da ponta do muro.
N_q, N_γ	Fatores de forma.
d_c, d_q	Fatores de profundidade.
i_c, i_q, i_γ	Fatores de inclinação baseados na inclinação do carregamento

R_v	Vetor vertical da resultante dos esforços atuantes no muro.
θ	Ângulo entre os vetores R e R_v .
q_r	Carga atuante no solo.
f_{bk}	Resistência característica do bloco de concreto à compressão axial.
f_{gk}	Resistência característica do graute.
V_d	Esforço cisalhante de cálculo.
b	Largura da faixa do muro.
d	Altura útil do bloco de concreto.
τ	Tensão de cisalhamento.
τ_0	Tensão devido à aderência inicial.
σ	Nível de pré-compressão.
μ	Coeficiente de atrito da alvenaria.
f_{vk}	Resistência da argamassa ao cisalhamento.
ρ	Taxa geométrica de armadura.
A_s	Área de aço da armadura principal de flexão.
$M_{m\acute{a}x}$	Valor máximo de momento atuante no muro.
$V_{m\acute{a}x}$	Valor máximo de esforço cisalhante atuante no muro.
τ_{vd}	Tensão de cisalhamento de cálculo.
γ_m	Valores de verificação no ELU.
V_a	Esforço cortante absorvido pela alvenaria.
V_s	Esforço cortante absorvido pela armadura.
f_{yd}	Resistência de cálculo de escoamento da armadura.
f_y	Tensão de escoamento do aço.
f_{pk}	Resistência característica de compressão simples do prisma.
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo.
f_s	Tensão do aço.
z_r	Altura da linha neutra.
ρ_s	Taxa geométrica de armadura aderente passiva.
$\rho_{m\acute{i}n}$	Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal.
$A_{s,b,m\acute{i}n}$	Armadura de flexão mínima.
$A_{sc,b,m\acute{i}n}$	Armadura de pele mínima.
$A_{sw,b,m\acute{i}n}$	Armadura mínima de esforço cortante.
E_R	Empuxo resultante no tronco do muro.
M_{ER}	Momento fletor devido ao empuxo resultante no tronco do muro.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	19
1.2	JUSTIFICATIVA	20
1.3	OBJETIVOS	20
1.3.1	Objetivo Geral	20
1.3.2	Objetivos específicos.....	20
1.4	LIMITAÇÕES	21
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	CARGAS ATUANTES EM MUROS DE CONTENÇÃO	23
2.1.1	Empuxo lateral de terra.....	23
2.1.2	Empuxo lateral de terra em repouso	29
2.1.3	Empuxo lateral de terra ativo	31
2.1.4	Empuxo lateral de terra passivo	32
2.1.5	Teoria de Coulomb.....	34
2.1.6	Teoria de Rankine	38
2.1.7	Forças resultantes de empuxo	43
2.1.8	Influência da presença de água na massa de solo contida	45
2.1.9	Presença de carregamento distribuído na massa de solo contido	48
2.1.10	Ângulo de atrito e adesão da estrutura de contenção	50
2.1.11	Considerações de empuxo para muros de arrimo de flexão.....	51
2.1.12	Parâmetros base para o cálculo de empuxo.....	52
2.2	PROJETO DE MURO DE ARRIMO DE FLEXÃO	54
2.2.1	Falha e incertezas de projeto.....	54
2.2.2	Componentes do muro e pré-dimensionamento	55

2.2.3	Análises de estabilidade externa	58
2.2.3.1	<i>Deslizamento</i>	59
2.2.3.2	<i>Tombamento</i>	63
2.2.3.3	<i>Capacidade de carga da fundação.....</i>	65
2.2.3.4	<i>Estabilidade total do solo.....</i>	70
2.2.3.5	<i>Recalque</i>	71
2.2.4	Análises de estabilidade interna.....	72
2.2.4.1	<i>Resistência ao cisalhamento</i>	74
2.2.4.2	<i>Resistência à flexão simples.....</i>	77
2.2.4.3	<i>Armadura complementar da base</i>	80
2.2.5	Drenagem	82
2.2.6	Software GEO5	84
2.2.7	Considerações quanto ao projeto.....	85
3	METODOLOGIA	87
3.1	MODELOS DE CÁLCULO PARCIAIS	88
3.1.1	Cálculo de coeficientes de empuxo.....	88
3.1.2	Cálculo de empuxo devido à sobrecarga no aterro	92
3.1.3	Cálculo de empuxo de terra.....	96
3.1.4	Pré-dimensionamento e análises de estabilidade externa	101
3.1.5	Dimensionamento de estrutura	107
3.2	MODELO DE OTIMIZAÇÃO FINAL	110
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	113
4.1	SOLO UNIFORMEMENTE COESIVO E Z = 0,0 M.....	115
4.2	SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, Z = 1,0 M E SOBRECARGAMENTO EXTERNO DISTRIBUÍDO.....	117
4.3	SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, Z = 1,0 M E FAIXA DE SOBRECARGAMENTO AFASTADA DO MURO.....	118
4.4	SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, Z = 5,0 M E $\beta = 15^\circ$	120

4.5	SOLO CONTIDO NÃO COESIVO, SOLO DE FUNDAÇÃO COESIVO E $Z = 1,0$ M	122
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	125
5.1	CONCLUSÕES.....	125
5.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	127
	REFERÊNCIAS	129
	APÊNDICE A – RESULTADOS IMPRESSOS PELO MODELO DE OTIMIZAÇÃO PARA ANÁLISE 4.....	132
	ANEXO A- REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DAS FAIXAS USUAIS DE COEFICIENTES DE EMPUXO	135
	ANEXO B– CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL NORMATIZADAS.....	137

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Muros de contenção são utilizados na prevenção de que materiais retidos assumam seu declive natural. Entre tantos métodos e tipos de estruturas, o muro de flexão, também nomeado como cantiléver, é usualmente executado em estruturas de concreto armado ou alvenaria estrutural e possui como estabilização mecânica o contrapeso exercido pelo solo em cima da fundação. Ainda, essas estruturas são comuns em áreas urbanas e em retenções de pequenas alturas por possuírem execução mais simples comparadas a outros métodos de contenção, além de serem mais econômicas e não requererem propriedades específicas de solo no aterro (BOWLES, 1997).

Dessa forma, a execução de muros em alvenaria estrutural de blocos de concreto se tornou um método de construção difundido e utilizado em obras de pequeno e grande porte. Contudo, sua ampla utilização não corresponde à aplicação de fatores adequados de segurança e correto dimensionamento, além da necessidade de mão de obra capacitada para a construção. Como exemplo típico, Bowles (1997), destaca que não são raros os casos em que, após chuvas intensas, muros precisam ser sustentados para impedir seu colapso – o que pode acontecer durante a construção, como também anos depois de ser finalizada.

Conforme Clayton et al. (2013), estruturas de arrimo como as abordadas e desenvolvidas nesse trabalho devem ser projetadas, construídas e conservadas de forma a manter:

- Utilização em serviço: conforme pretendido durante a vida útil de projeto, a estrutura deve estar sob requisitos de funcionamento especificados, com suficiente confiabilidade e custo de manutenção razoável;
- Segurança: a estrutura deve ser apta a operar perante os esforços para quais foi projetada, durante a ocorrência de sua construção e em sua vida útil, sem oferecer risco aos seus usuários.

O projeto de estruturas de contenção possui aspectos geotécnicos e estruturais, onde parte-se da análise topográfica e geotécnicas do local da construção, dos parâmetros de solo de contenção e fundação, bem como das circunstâncias para quais o muro deve ser dimensionado e se obtém, como resultado, a configuração estrutural com especificações das armaduras resistentes. Nesse sistema, utilizam-se definições que alteram conforme cada caso estudado,

mas que possuem métodos similares de cálculo, tornando-se adequado à aplicabilidade de processo de otimização.

1.2 JUSTIFICATIVA

O presente trabalho se justifica pela conformidade do processo de cálculo para muros de arrimo de alvenaria estrutural em blocos de concreto à otimização por modelagem computacional. Fundamenta-se dessa forma, o auxílio do cálculo de estruturas de contenção através das definições referenciadas. Considera-se a vasta aplicação do método construtivo, inclusive por profissionais sem o adequado conhecimento, visto que as alturas seguras de muros de alvenaria estrutural são limitadas devido aos momentos fletores impostos, bem como condições de estabilidade às quais são submetidas. Afinal, conforme Clayton et al. (2013), através de dimensionamento e execução corretos da estrutura, com identificação dos possíveis mecanismos críticos de falha e utilização dos fatores de segurança normatizados, o projeto elaborado pelo engenheiro funcionará de forma adequada durante sua vida útil.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho possui, como objetivo geral, elaborar um modelo de otimização de dimensionamento de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural de blocos de concreto que resulte nas possíveis alturas de muro para o caso analisado e avaliar os resultados obtidos em contraposição com um *software* de vasta utilização.

1.3.2 Objetivos específicos

Com a finalidade de atingir o objetivo geral, formulam-se os seguintes objetivos específicos:

- Sistematizar o processo de cálculo para estruturas de contenção de flexão através de referências de geotecnia e engenharia de fundações, aplicando para o método construtivo de alvenaria estrutural armada em blocos de concreto;
- Elaborar modelo computacional de otimização do processo de dimensionamento composto;

- Através do processo implementado e de acordo com os parâmetros de solo, carga e profundidade de nível de água da situação de contenção, resultar as alturas de muro executáveis para o caso estudado, bem como o dimensionamento da estrutura;
- Analisar os resultados obtidos através do modelo com *software* comercial de modelagem destinado às estruturas de contenção a fim de validar sua utilização;
- Avaliar as restrições de alturas de muro obtidas para o método construtivo abordado.

1.4 LIMITAÇÕES

As principais limitações relacionadas ao desenvolvimento desse trabalho são as seguintes:

- A definição de tipo específico de muro de contenção, visto que há estruturas com contrafortes e base em L, não abordadas pelas diferentes definições de cálculo;
- Delimitação de tipos de cargas externas para sobrecarga permanente distribuída linear e faixa de carregamento linear, considerando a complexidade de análise de cargas pontuais, sísmicas, intermitentes e parabólicas em relação às estruturas de contenção;
- Execução do modelo através de utilização de *prompt* de comando do sistema operacional do computador utilizado, devido à dificuldade de o desenvolvimento de interface para programas se afastar do proposto para o perante trabalho;
- Modelagem de processo de cálculo para massas de solos homogêneos, de contenção e fundação, não permitindo a entrada de diferentes níveis de solo devido à complexidade de cálculo conforme o objetivo;
- Otimização de dimensionamento conforme referências e equações simplificadas a favor da segurança conduzem à resultados de maior dimensionamento relativo.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo inicial são descritas a introdução, justificativa, objetivos e estrutura, onde se apresenta o contexto de muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural, bem como a motivação e âmbitos desse trabalho, concluído pelas limitações apresentadas durante sua

elaboração. A seguir, no segundo capítulo, apresenta-se a revisão bibliográfica necessária para compreensão e desenvolvimento do tema através de métodos e definições teóricas, especificações normativas e equações utilizadas. No terceiro capítulo, desenvolvem-se os processos do capítulo anterior aplicados na elaboração do modelo de otimização, bem como os procedimentos utilizados para a compilação dos códigos implementados. O capítulo 4 se refere aos casos propostos e suas análises comparativas conforme resultados obtidos. O quinto capítulo apresenta a conclusão desse trabalho, avaliando os resultados obtidos e os correlacionando com os objetivos iniciais e sugestões de trabalhos futuros. Por fim, apresentam-se as referências consultadas durante a fundamentação teórica e anexos pertinentes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A engenharia de fundações é consolidada com teorias e procedimentos formulados, utilizados e aprimorados há anos. Dessa forma, a revisão bibliográfica foi realizada com a utilização de livros, complementados por artigos e normas técnicas pertinentes ao estudo e desenvolvimento do trabalho apresentado.

De acordo com Teng (1962), o procedimento de projetar uma estrutura de contenção usualmente segue as seguintes etapas:

- a) Incorporação de informações gerais como topográficas e pesquisas físicas, de acordo com as dimensões em campo;
- b) Análise das condições de solo, ou seja, traçar o perfil geotécnico do solo;
- c) Estabelecer as sobrecargas de construções adjacentes ao muro, se existentes;
- d) Escolha do tipo de muro utilizado;
- e) Cálculo de empuxo lateral de terra, de água e de sobrecarga;
- f) Projeto estrutural dos elementos da contenção;
- g) Projeto da drenagem do solo contido;
- h) Análise de comportamento e movimento do muro;
- i) Análises de estabilidade estrutural do muro.

Neste trabalho desenvolvido para muros de arrimo de flexão em alvenaria estrutural eleito, foca-se no dimensionamento estrutural. Portanto, parte-se das propriedades do solo a fim de calcular os coeficientes de empuxo, as pressões laterais de terra, de água e de sobrecarga (se existentes), seguido do pré-dimensionamento do muro, das análises de estabilidade e, por fim, do dimensionamento da armadura. Os projetos específicos de drenagem do solo, incorporação de informações topográficas gerais, análises das condições de solo, de estabilidade total e recalque não são alvo desse trabalho.

2.1 CARGAS ATUANTES EM MUROS DE CONTENÇÃO

2.1.1 Empuxo lateral de terra

Segundo Bowles (1997), o empuxo lateral de terra é parte significativa em um vasto número de problemas de engenharia de fundações, onde estruturas como muros de contenção requerem cálculo preciso de pressão lateral em sua estrutura, seja para projeto ou análise de

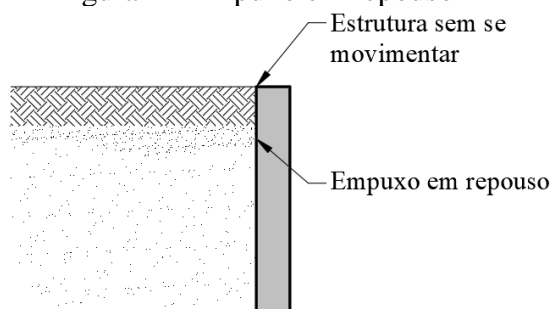
estabilidade. A magnitude e distribuição do empuxo lateral de terra agindo em uma estrutura de contenção dependem das tensões laterais do solo contido pelo muro, encontrando-se saturado e/ou com sobrecarga ou não, onde uma compreensão precisa dessa relação é necessária para calcular a pressão lateral (TENG, 1962). Conforme Das e Sobhan (2014), a magnitude e distribuição do empuxo dependem de fatores como os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo retido, da inclinação da superfície do aterro, da altura e inclinação do muro de arrimo na interface muro-aterro, da natureza do movimento do muro sob o empuxo lateral e da aderência do ângulo de atrito na interface de parede-aterro, chamada de tardoz.

A fim de realizar corretamente a análise geotécnica da estrutura de contenção, o engenheiro geotécnico deve adotar um ou mais modelos de comportamento do solo e então determinar os parâmetros para o modelo escolhido e para o solo presente no local da construção. De forma geral, o modelo de solo mais simples que forneça previsões corretas deve ser utilizado para qualquer análise. Contudo, a sofisticação necessária do modelo pode ser controlada por uma série de fatores como as necessidades de análise de projeto, do solo, da presença de água livre e da disponibilidade de operários e equipamentos adequados em obra (CLAYTON et al., 2013).

Os empuxos de terra acontecem durante deslocamentos de solo ou de tensões, mas até que o solo esteja na eminência de ruptura, conforme a envoltória de ruptura definida por Mohr, as tensões são indetermináveis (BOWLES, 1997). Segundo Maccarini [2007], a ruptura de um solo ocorre quando essas tensões são ampliadas gradativamente até que as deformações resultantes se tornam demasiadamente grandes – nesse caso as tensões atuantes são maiores que a resistência de cisalhamento do solo. De acordo com Bowles (1997), elas também são de certa forma indetermináveis na ruptura, afinal é difícil produzir um estado de equilíbrio plástico em uma massa total de solo simultaneamente, sendo que na maioria das vezes é um evento progressivo.

Atuam três tipos de empuxo no qual o movimento relativo entre o muro de contenção e o solo em contato define o tipo de pressão lateral (MACCARINI, [2007]). Segundo Teng (1962), quando o solo é impedido de exercer pressões laterais (expansão ou contração) por uma estrutura de contenção inflexível e de grande rigidez, o empuxo é conhecido como em repouso (E_0) e o muro não permite movimentações (Figura 1).

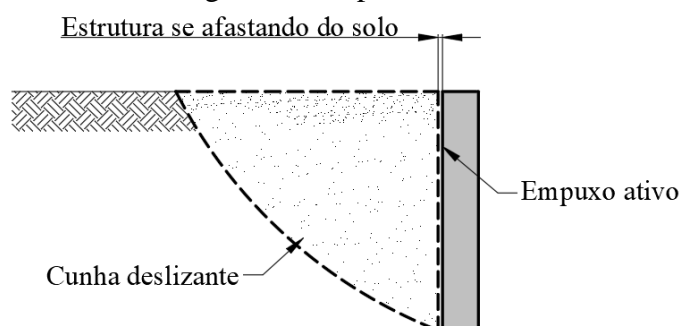
Figura 1 - Empuxo em repouso



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Se a estrutura de contenção é livre para se afastar do solo permitindo uma expansão lateral, os empuxos laterais podem diminuir com o aumento dos deslocamentos laterais. Além disso, um crescimento da expansão irá causar uma ruptura do solo na qual a cunha crítica ou deslizante tende a se mover adiante e para baixo. Nesse estado de falha o empuxo lateral de terra tem valor mínimo conhecido como empuxo ativo (E_a) e deformações adicionais não irão mais reduzi-lo (Figura 2) (TENG, 1962).

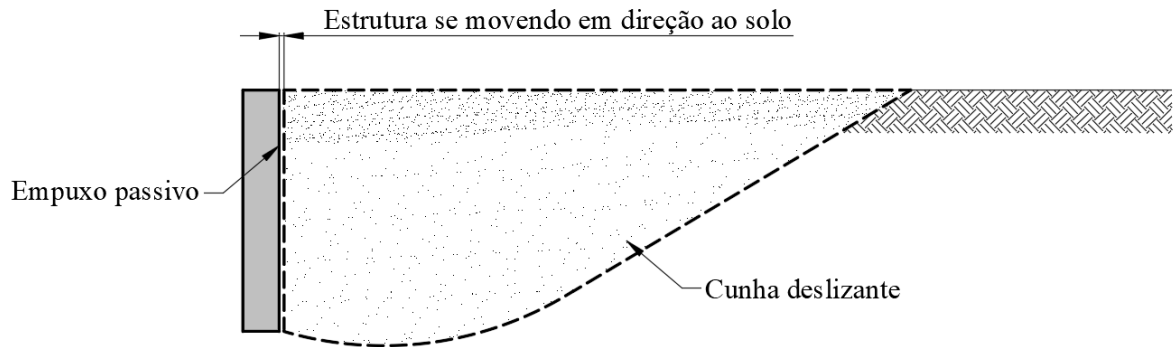
Figura 2 - Empuxo ativo



Fonte: Adaptado de Teng (1962)

Por outro lado, quando a estrutura de contenção é forçada a se mover para trás em direção do solo causando compressão lateral, a força necessária para começar o movimento é maior que a do empuxo lateral de terra contra um muro rígido e inflexível e uma força ainda maior é exigida para continuar movendo até que o estado de falha seja alcançado. Assim, uma cunha deslizante é formada e se move para trás e para cima da estrutura. Nesse momento, (Figura 3) o empuxo lateral de terra está no máximo valor conhecido como empuxo passivo (E_p) e após esse estado nenhuma força maior é requerida para movimentar a cunha (TENG, 1962).

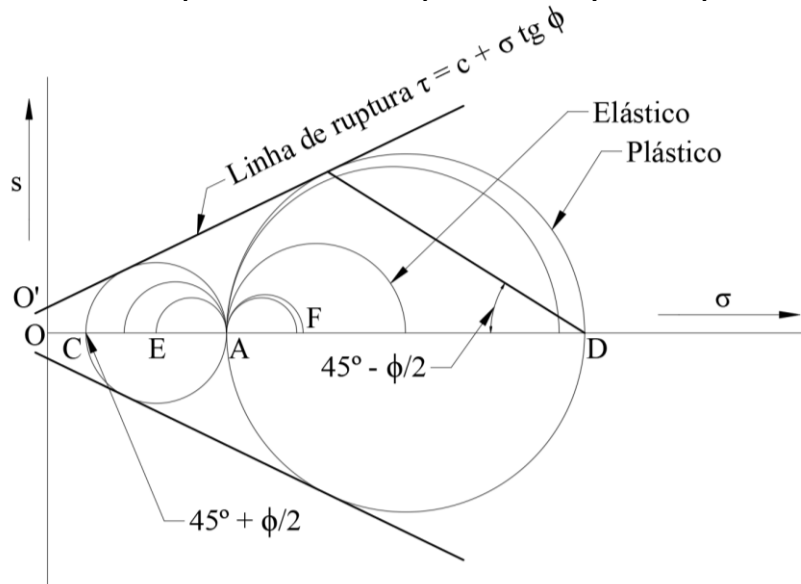
Figura 3 - Empuxo passivo



Fonte: Adaptado de Teng (1962)

É habitual a prática de analisar a ruptura como um estado de ocorrência ideal, tanto por conveniência como pelas limitações em obter os parâmetros de solo necessários para um grau maior de confiabilidade. O método de equilíbrio plástico conforme definido pela envoltória de ruptura de Mohr (Figura 4) é geralmente utilizado para estimar a pressão lateral para terra e outros materiais como solos granulares (BOWLES, 1997).

Figura 4 – Círculo de Mohr para o estado de repouso e no equilíbrio plástico (ou de ruptura)



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

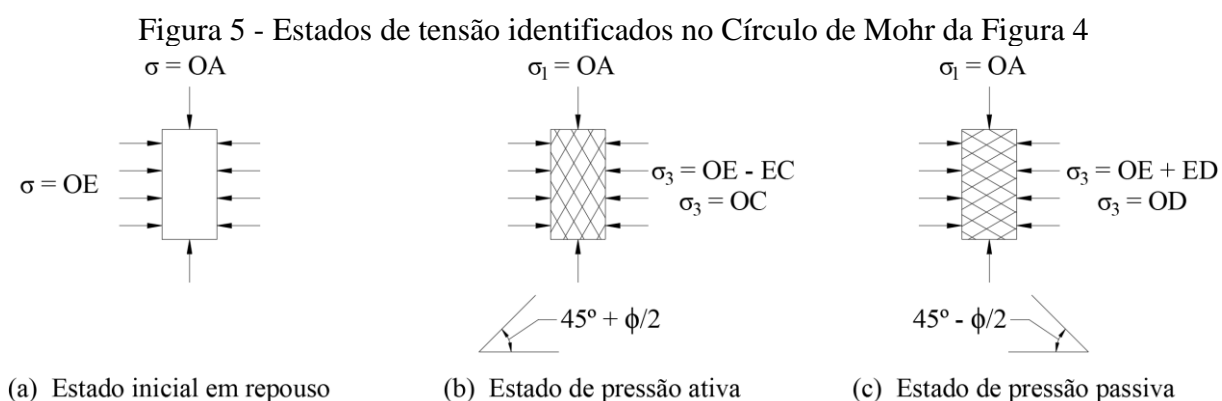
São visualizados dois círculos comuns ao ponto A e à tangente da linha de ruptura que representam um estado de equilíbrio plástico no plano de tensões onde um dos demais arcos, como EA ou AF, estariam no estado de repouso dependendo do seu raio de superconsolidação

(*overconsolidation ratio* ou OCR). Esse raio descreve a memória de um solo, ou seja, se o atual sobrecarregamento na massa de solo é o maior qual já foi submetido (BOWLES, 1997).

Solos normalmente consolidados são maciços geologicamente recentes cuja história de tensões corresponde a um carregamento associado ao peso de novas camadas sucessivamente depositadas, já quando há uma descarga ocasionada devido à remoção pela natureza de parte ou da totalidade de camadas sedimentares subjacentes, o solo é considerado superconsolidado. Quando o peso do maciço subjacente não está totalmente instalado, ou seja, quando a consolidação ainda não terminou (como em casos raros de descida recente do nível freático) o solo é considerado subconsolidado (UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA, 2003/04).

A linha ou envoltória de ruptura é obtida através de uma linearização proposta por Coulomb e definida em função dos parâmetros coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). Nota-se que a equação da envoltória de ruptura deve ser escrita, na realidade, em função da tensão normal efetiva (σ') e não em função da tensão normal total (σ), isso porque pelo Princípio das Tensões Efetivas, a resistência é apenas em função do esqueleto sólido, considerando que a água presente no solo não resiste a esforços cisalhantes (MACCARINI, [2007]).

A partir do critério de Mohr-Coulomb, são definidos três estados de tensão obtidos com o conceito de equilíbrio plástico e elástico (Figura 5).



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Inicialmente no estado de repouso (Figura 5 (a)), o solo não está submetido a tensões externas. Então, aplicam-se as tensões OA e OE assim que a condição inicial é obtida, gradativamente se diminui OE até à falha em OC – as tensões principais máximas $\sigma_1 = OA$ e mínimas $\sigma_3 = OC$, utilizadas para desenhar o Círculo de Mohr, podem ser obtidas em laboratório através de ensaios triaxiais. A hachura da amostra de solo (Figura 5 (b)) mostra as linhas de

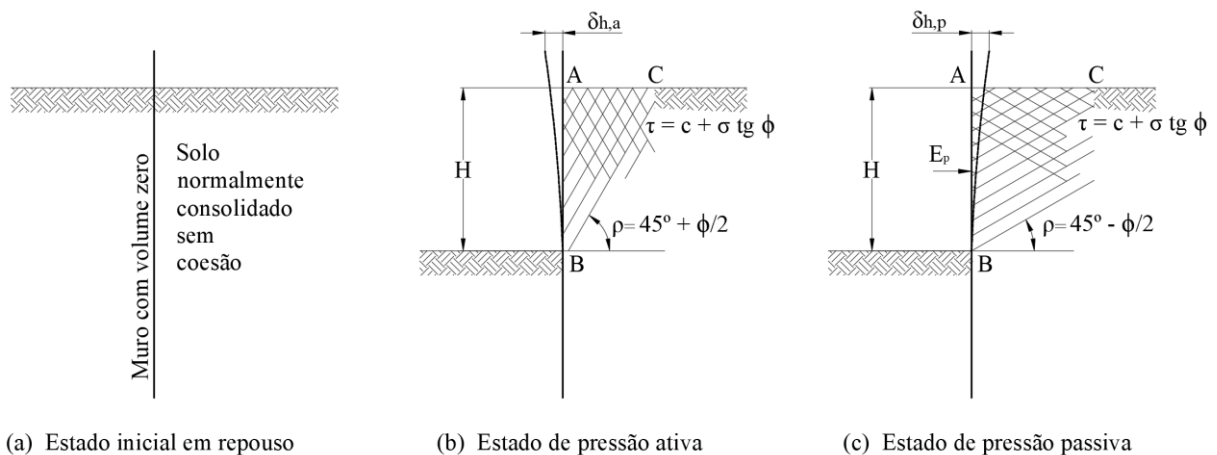
ruptura formadas considerando que um deslocamento lateral do muro de contenção produz um estado de empuxo ativo no momento que a pressão da contenção no solo se reduz ao mínimo (BOWLES, 1997).

Quando se parte do estado de repouso e se mantém a tensão OA constante enquanto há um aumento de tensão lateral partindo de OE para a falha do equilíbrio plástico em $\sigma_3 = OD$, os planos de falha formam ângulos de $45^\circ - \phi/2$ com a horizontal (Figura 5 (c)). A orientação desse ângulo é mostrada pela linha que parte de D até o ponto de tangência do Círculo de Mohr maior (Figura 4). A pressão passiva desenvolvida ao aumentar a pressão lateral de OE para OD é análoga à ação da estrutura de contenção comprimindo o solo (BOWLES, 1997).

As vantagens do critério de falha de Mohr-Coulomb são sua simplicidade matemática, clara compreensão física dos parâmetros do material e nível geral de aceitação. Contudo, possui a limitação em torno da implementação numérica do critério de falha contendo cantos no plano de análise (LABUZ; ZANG, 2012).

Conforme Bowles (1997), também é possível idealizar os empuxos laterais de terra ativo e passivo desenvolvidos pela inserção de um muro de espessura e volume desprezíveis em uma massa de solo (Figura 6), onde δ indica a deformação do muro devido aos empuxos horizontais ativo ($\delta_{h,a}$) e passivo ($\delta_{h,p}$).

Figura 6 - Idealização de pressões de terra ativo e passivo partindo de um ponto de repouso desenvolvidos pela inserção de um muro de espessura e volume zero em uma massa de solo



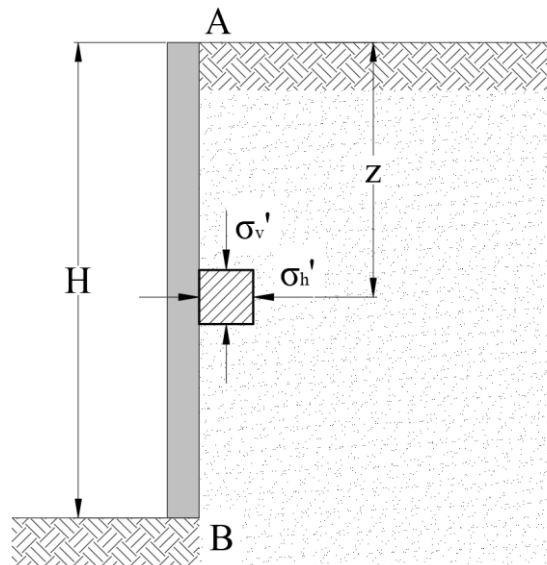
Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Se fosse possível a inserção de um muro embutido no solo sem causar distúrbios (Figura 6 (a)), as pressões laterais de cada lado continuariam iguais mesmo após a retirada do solo a montante (Figura 6 (a)) e o estado inicial em repouso se manteria (CLAYTON et al., 2013).

2.1.2 Empuxo lateral de terra em repouso

Para Das e Sobhan (2014), considerando uma massa de solo (Figura 7), delimitada por um muro de contenção sem atrito de altura H e localizada a uma profundidade z . Esse elemento está sujeito a uma pressão normal vertical efetiva σ_v' e um empuxo horizontal efetivo σ_h' .

Figura 7 - Empuxos atuantes num elemento de solo



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

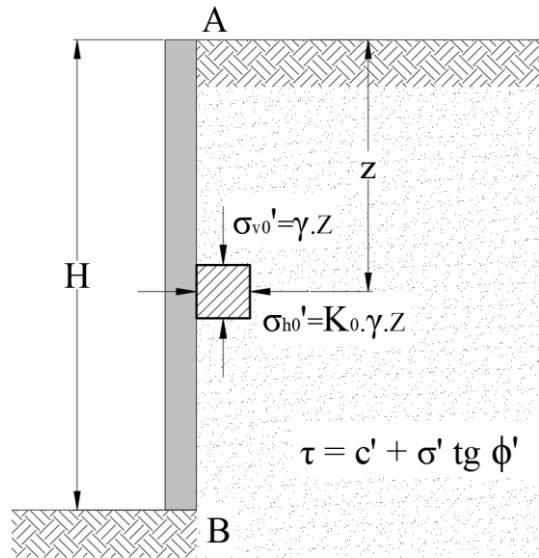
Por não existir tensão de cisalhamento nos planos vertical e horizontal do elemento de solo, pode-se considerar o índice de σ_h' a σ_v' como uma quantidade adimensional K conforme a eq. (1). (DAS; SOBHAN, 2014).

$$K = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad \text{eq. (1)}$$

Segundo Das e Sobhan (2014), se o muro em questão for estático, ou seja, se ele não se movimentar horizontalmente de sua posição inicial, a massa de solo estará em um estado de equilíbrio também estático. Nesse caso, o índice σ_{h0}' é chamado de empuxo de terra em repouso, onde K_0 é o coeficiente de empuxo lateral de terra em repouso (eq. (2)).

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0}'}{\sigma_{v0}'} \quad \text{eq. (2)}$$

Figura 8 - Empuxo de terra em repouso



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

Considerando a parede estática de altura H retendo um solo seco com peso específico γ a uma profundidade z (Figura 8), conclui-se que a tensão efetiva vertical é conforme a eq. (3) e, portanto, a tensão efetiva horizontal é dada pela eq. (4) (DAS; SOBHAN, 2014):

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z \quad \text{eq. (3)}$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad \text{eq. (4)}$$

Segundo Maccarini ([2007]) e Das e Sobhan (2014), o valor do coeficiente de empuxo K_0 pode ser determinado em laboratório ou através de equações empíricas que variam de acordo com o autor (Quadro 1). Para esse trabalho, são consideradas as equações formuladas por Mayne; Kulhawy (1982) e de Meyerhof (1976) com as modificações de Kezdi (1972) devido ao ângulo de inclinação do aterro contido (β), utilizadas pela norma europeia Eurocode 7: *Geotechnical design* (Projeto geotécnico).

Quadro 1 - Equações empíricas para coeficiente de empuxo de terra em repouso

Eq.	Tipo de solo	Relação empírica	Autor
5	Argila a Pedregulhos	$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \phi'}$	Mayne, Kulhawy (1982)
6	Argila a Pedregulhos	$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot \sqrt{\text{OCR}} \cdot (1 + \text{sen } \beta)$	Kezdi (1972) Meyerhof (1976)
Legenda	OCR = razão de sobreadensamento obtido pela razão do empuxo de pré-adensamento (σ'_c) e o empuxo atual da sobrecarga efetiva (σ'_v)		
	β = ângulo de inclinação do aterro contido		

Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2013), Das e Sobhan (2014)

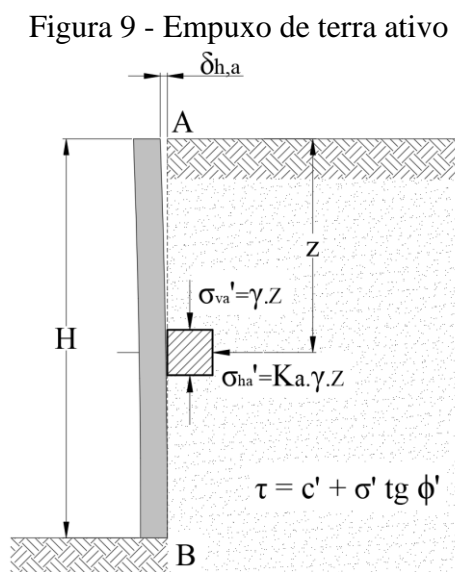
Caracterizações teóricas e experimentais mostram que o valor do coeficiente da pressão em repouso se mantém entre a pressão ativa e passiva, sendo que estudos realizados por Mayne, Kulhawy (1982) indicam que em altos valores de raio de superconsolidação, o coeficiente de empuxo em repouso se aproxima do estado de falha passivo (CLAYTON et al., 2013).

2.1.3 Empuxo lateral de terra ativo

A pressão ativa de terra se refere ao estado de equilíbrio plástico definido pelo círculo AC (Figura 4). Esse estado acontece quando o deslocamento da estrutura de contenção para longe da massa de solo é suficiente para atingir a mínima pressão do solo no muro, onde a tensão principal OC = σ_3 pode ser calculada através da eq. (5) desenvolvida por Coulomb. (BOWLES, 1997).

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{eq. (5)}$$

Para Bowles (1997), sendo a tensão principal $\sigma_1 = \sigma_{va}'$ (levando em conta a consideração de Maccarini [2007] sobre as tensões efetivas) o empuxo ativo efetivo de terra é expresso como σ_{ha}' e definido por uma relação da tensão principal vertical efetiva σ_{va}' com o coeficiente de empuxo ativo (K_a) (Figura 9).



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

Se o deslocamento lateral $\delta_{h,a}$ é limitado (por escoramento, suporte ou rigidez da contenção), a pressão lateral de terra se torna indeterminada e intermediária entre o empuxo ativo e o empuxo em repouso. Uma vez que esse deslocamento produz um estado de pressão ativa, é evidente concluir que a abertura será imediatamente preenchida pelo solo colapsado no momento da ruptura. Se essa movimentação da cunha ocorre (Figura 2), qualquer dispositivo de correção da deformação do muro de contenção deve primeiramente empurrar o solo deslocado de volta a sua posição original, o que é difícil e irá gerar alterações na sua estrutura (BOWLES, 1997).

De acordo com Bowles (1997), a maior parte dos muros é projetada para resistir a pressões laterais ativas de terra, sendo que qualquer rotação que tende a produzir estado de falha é usualmente grande o suficiente para permitir o estado mínimo de pressão a se desenvolver. Se a estrutura de contenção é rígida o suficiente ou se a rotação superior for desconsiderada, o muro é projetado para pressões mais altas – usualmente empuxo em repouso. Ainda assim, caso a estrutura entre num estado em que alguma rotação ocorra, então o estado de pressão lateral começará a reduzir até atingir o estado de empuxo ativo.

2.1.4 Empuxo lateral de terra passivo

O estado de empuxo passivo é dado pelo maior círculo OD (Figura 4) e é desenvolvido após obter as condições de empuxo em repouso K0 e mantendo a pressão AO constante enquanto a pressão lateral OE expande até à falha de equilíbrio plástico em OD (Figura 5 (b)). O estresse principal $OD = \sigma_1$ pode ser calculado de acordo com a similaridade da geometria do Círculo de Mohr com o estado de pressão ativa (eq. (6)) (BOWLES, 1997).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{eq. (6)}$$

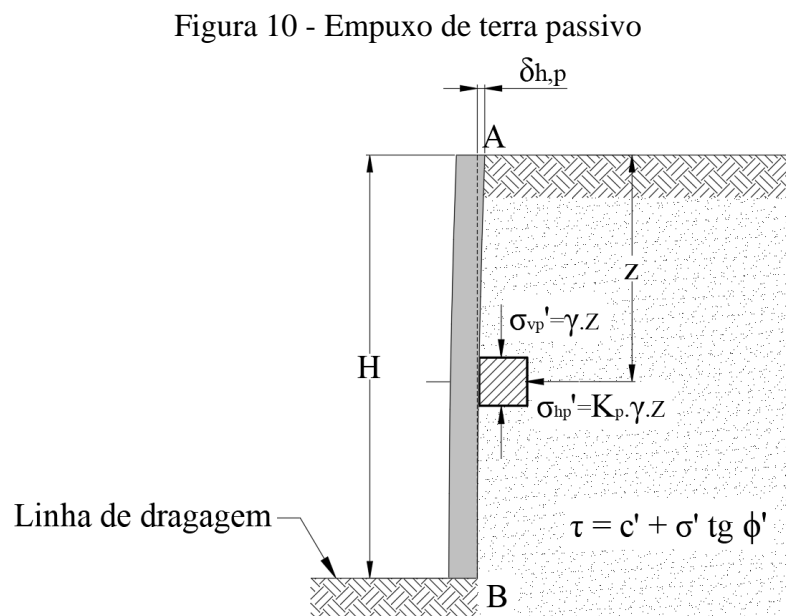
Para Bowles (1997), assim como no empuxo ativo, o solo sofre deformações até que o ponto máximo de resistência ao cisalhamento é atingido. No entanto, é necessário considerar:

1. A resistência do volume da cunha gerada pelo empuxo passivo é substancialmente maior;
2. A força de cisalhamento (s) da face interna do muro (Figura 4) tem direção invertida para aumentar as forças agindo na estrutura. A direção do cisalhamento no caso ativo, por exemplo, atua reduzindo essas forças (Figura 6).

A diferença na resistência da cunha deslizante é a principal razão pela qual um muro que se distancia até o caso de estado de pressão ativa mínimo não pode ser empurrado de volta à sua posição original (BOWLES, 1997).

Segundo Bowles (1997), os movimentos relativos e a ordem de magnitude dos coeficientes de pressão lateral são definidos pelos raios geométricos de acordo com o tipo de solo (Anexo A). Terzaghi (1943), por sua vez, definiu que a relação entre o movimento da estrutura de contenção e a magnitude do empuxo lateral de terra pode ser definida de acordo com a altura do muro (Anexo A) (TENG, 1962).

Usualmente o estado de pressão passiva é desenvolvido por placas de ancoragem ou blocos atirantados embutidos no solo. Outro caso de empuxo passivo é o solo abaixo da linha de dragagem que deve resistir o solo se movendo para frente do ponto B para baixo (Figura 10). Assim como nos empuxos ativo e em repouso, sendo a tensão principal $\sigma_1 = \sigma_{vp}'$, o empuxo passivo efetivo de terra (E_p) é expresso como σ_{hp}' e definido por uma relação da tensão principal vertical efetiva com o coeficiente de empuxo passivo (K_p), correlacionando esse com os resultados obtidos pela envoltória de Mohr-Coulomb (BOWLES, 1997).



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

Apresentados os empuxos de forma teórica, devem-se desenvolver métodos para aplicação dos princípios e validação da pressão da terra na aplicação específica de muros de arrimo de flexão. Há dois procedimentos gerais - os métodos de Coulomb e Rankine. Contudo, esses métodos frequentemente superestimam a pressão passiva desenvolvida no campo e em

modelo de testes para coeficientes de atrito acima de 35° - uma estimativa que pode ou não ser conservativa, dependendo da necessidade do valor dessa pressão (BOWLES, 1997).

Apesar desse possível erro, para Bowles (1997) o empuxo atuante em muros de arrimo de flexão se encontra entre os coeficientes ativo e em repouso (consideração desenvolvida no item 2.1.11). Logo, os métodos apresentados para cálculo de empuxos ativo e passivo são os desenvolvidos por Coulomb e Rankine.

2.1.5 Teoria de Coulomb

O método de cálculo de empuxos de terra ativo e passivo desenvolvidos por Coulomb foi um dos pioneiros (por volta de 1770) e segue as seguintes considerações (BOWLES, 1997):

- O solo é isotrópico, homogêneo e considera tanto o atrito interno como a coesão;
- A superfície de ruptura e o tardoz são planos para considerações de cálculo, sendo que o tardoz pode ser inclinado;
- A resistência de atrito é distribuída uniformemente ao longo da superfície de ruptura e o coeficiente de atrito solo-para-solo é igual a $f = \tan \phi$;
- A cunha crítica ou deslizante é um corpo rígido sofrendo translação;
- Há atrito solo-estrutura, ou seja, conforme a cunha se move em relação ao tardoz, uma força de atrito com ângulo δ' se desenvolve entre o solo e a face interna do muro;
- O estado de falha é de deformação plana – considera-se uma fatia interna unitária para uma parede infinitamente longa.

Para Bowles (1997), as principais deficiências na Teoria de Coulomb são as proposições de que o solo é ideal e de que a zona de ruptura é plana.

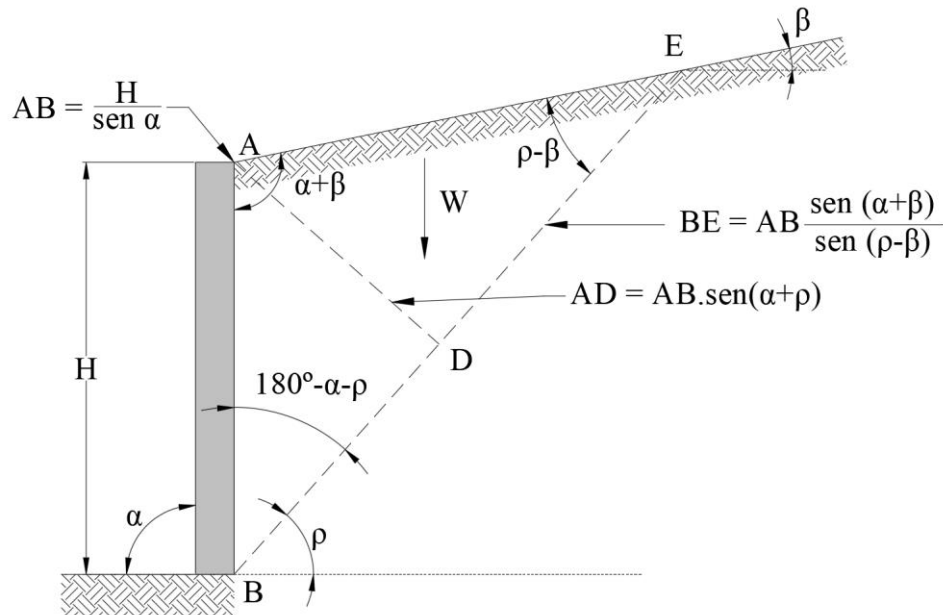
O método calcula coeficientes de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p) a partir dos seguintes parâmetros, além dos já apresentados:

- δ' = ângulo de atrito da face interna da estrutura de contenção;
- α = ângulo de inclinação do muro;
- β = ângulo de inclinação do aterro superior contido pela estrutura;
- ρ = ângulo da superfície da cunha com a base do muro;

Considera-se como caso de estudo para o método de Coulomb um aterro de inclinação β , não coesivo e ângulo de atrito interno ϕ , contido por uma estrutura de altura H com inclinação α onde há empuxo ativo atuando. As equações de empuxo para esse solo podem ser derivadas

utilizando grande número de relações trigonométricas considerando o peso de uma cunha de solo ABE (Figura 11) (BOWLES, 1997).

Figura 11 - Cunha de falha utilizada na derivação da equação de Coulomb para empuxo ativo



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Segundo Bowles (1997), o peso da cunha ABE de solo para uma espessura unitária é expressa pela eq. (7):

$$W = \gamma \cdot A \cdot (1) = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \rho) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \right] \quad \text{eq. (7)}$$

Assumindo as condições de falha, forma-se por análise um triângulo de forças para estabilizar o empuxo ativo (Figura 12) (BOWLES, 1997).

A partir da eq. (9), percebe-se que o valor de E_a depende também do ângulo ρ . Ou seja, sendo todos os outros termos dados constantes, o valor do empuxo ativo é de interesse primário e o seu maior valor possível é obtido a partir das equações eq. (7) e eq. (9), estabelecendo a derivada E_a em relação a ρ igualada a zero ($dPa/d\rho=0$). Dessa forma, obtém-se a eq. (10) (BOWLES, 1997):

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta') \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{eq. (10)}$$

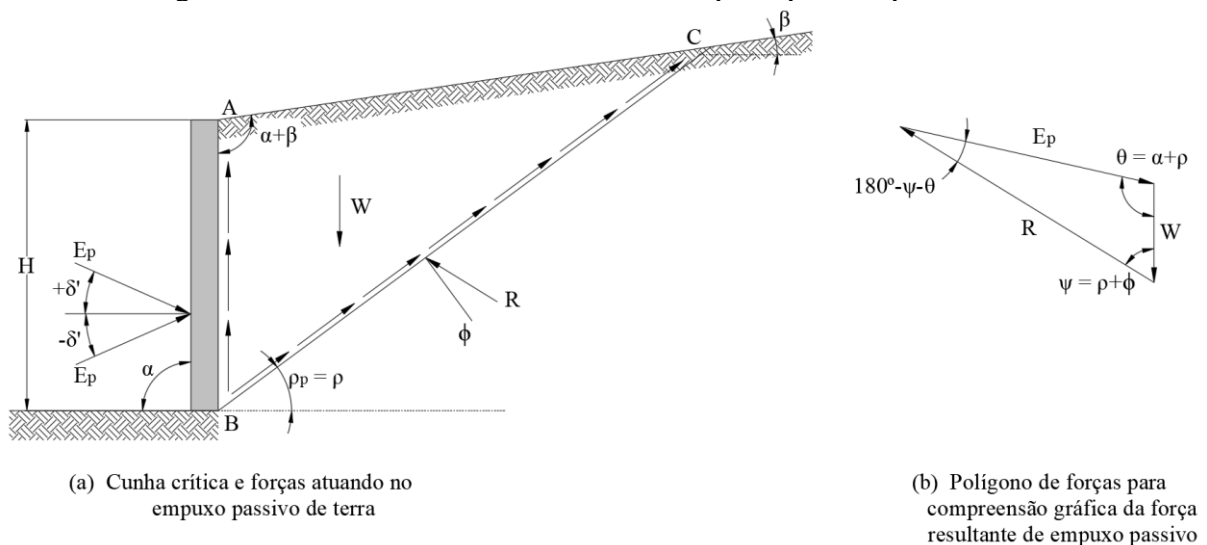
Conforme Bowles (1997), relacionando a equação genérica da resultante de empuxo ativo eq. (11) com a eq. (12), obtém-se a equação de Coulomb para o coeficiente de empuxo ativo K_a :

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} K_a \quad \text{eq. (11)}$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta') \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{eq. (12)}$$

Bowles (1997) destaca que a equação de coeficiente de empuxo ativo para Coulomb considera os parâmetros α , β , δ' e ϕ , mas é independente do peso específico do solo e da altura do muro (que são consideradas para o cálculo da força resultante do empuxo). O cálculo de empuxo passivo é análogo, contudo, considera-se a cunha de ruptura para seu caso (Figura 13).

Figura 13 - Análise da cunha de falha de empuxo passivo por Coulomb



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Efetuada a análise gráfica e derivando o empuxo passivo conforme feito para o ativo, contudo para as inclinações e triângulo de forças mostrado em Figura 13, obtém-se a eq. (13) para coeficiente de empuxo passivo para Coulomb (BOWLES, 1997).

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta') \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta') \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{eq. (13)}$$

Moliterno (1994) destaca que, na prática, não se leva conta o valor da coesão porque essa pode ser alterada com o decorrer do tempo. Logo, é considerada em obras de controle técnico permanente da drenagem do terreno superficial como o caso de estradas.

2.1.6 Teoria de Rankine

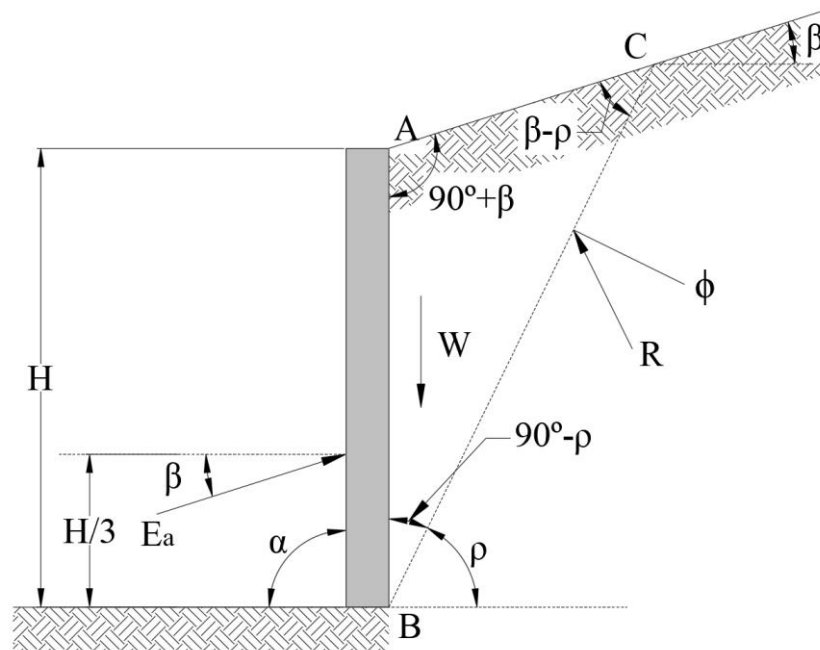
Para Maccarini [2007], a Teoria de Rankine estabelece uma relação válida para a superfície de ruptura (no momento de ruptura), levando em conta as tensões principais maior e menor. Contudo, Bowles (1997) não aconselha a utilização desse método para o empuxo passivo quando o ângulo de inclinação do aterro superior contido pela estrutura (β) for maior que zero, devido ao seu acréscimo irregular – o que não ocorre com o empuxo ativo.

As seguintes hipóteses devem ser consideradas para utilização do método, conforme Maccarini [2007] e Clayton et al. (2013):

- Os estados plásticos ativo e passivo se desenvolvem em toda a massa de solo caracterizando perfeitamente uma superfície de ruptura;
- O coeficiente de atrito entre o solo e o muro e a coesão do solo devem ser nulos. Isso implica que o empuxo tenha direção horizontal quando o terreno for horizontal e o tardoz vertical. Contudo, quando o terreno for inclinado e o tardoz vertical, o empuxo deve ser inclinado e não horizontal – nesse caso, admite-se que existe um atrito pequeno o suficiente para que o empuxo seja paralelo à superfície do terreno quando a inclinação do aterro (β) for maior que o ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ'). Caso for igual ou menor, o ângulo do empuxo (β') é considerado como sendo a metade do ângulo de atrito interno efetivo;
- A distribuição das tensões horizontais é linear e aumenta de acordo com a profundidade;
- O empuxo atua a $1/3$ da base do muro;
- A superfície de ruptura tem origem na base da escavação e é reta.

O método de Rankine (Figura 14) é baseado nas considerações obtidas com Mohr-Coulomb já apresentadas (BOWLES, 1997).

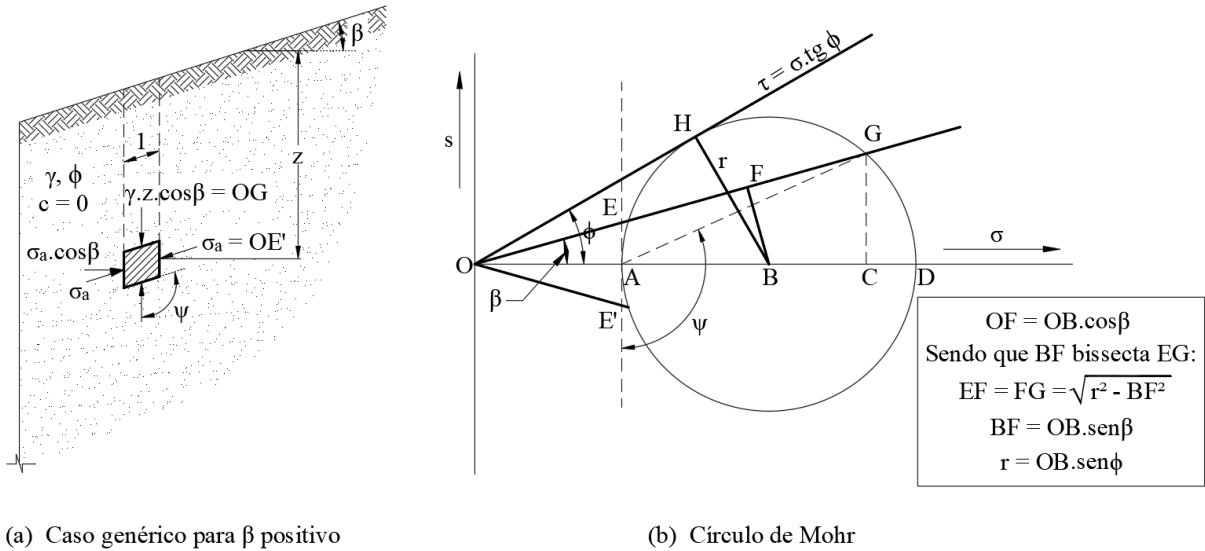
Figura 14 - Sistema solo-estrutura do método de Rankine para $\alpha=90^\circ$ e $\beta > \phi'$



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Segundo Bowles (1997), para melhor visualização, considera-se um caso genérico de solo granular para um ângulo β positivo e o Círculo de Mohr obtido (Figura 15).

Figura 15 - Caso genérico e Círculo de Mohr para derivar as equações de empuxo de Rankine



(a) Caso genérico para β positivo

(b) Círculo de Mohr

Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Desenvolvem-se os empuxos ativo e passivo por Rankine substituindo a equação para a reta r pelas equações para EF e FG (Figura 15). A substituição na expressão para o coeficiente ativo K_a com OB sendo cancelado e utilizando a eq. (14) (BOWLES, 1997).

$$\text{sen}^2 \beta = 1 - \text{cos}^2 \beta \tag{eq. (14)}$$

Bowles (1997) evidencia que o componente horizontal da pressão ativa ($\sigma_{a,hor}$) nesse caso é obtido através da eq. (15).

$$\sigma_{a,hor} = \sigma_a \cdot \text{cos} \beta \tag{eq. (15)}$$

Além disso, sendo que o raio de K_a dado pela eq. (16) é para um empuxo de terra paralelo à inclinação do aterro superior contido pela estrutura β , onde a pressão vertical efetiva é a expressa na eq. (4) multiplicada pelo coeficiente dessa inclinação ($\text{cos} \beta$), tem-se a eq. (17) (BOWLES, 1997):

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\gamma \cdot z \cdot \text{cos} \beta} \tag{eq. (16)}$$

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot K_a \tag{eq. (17)}$$

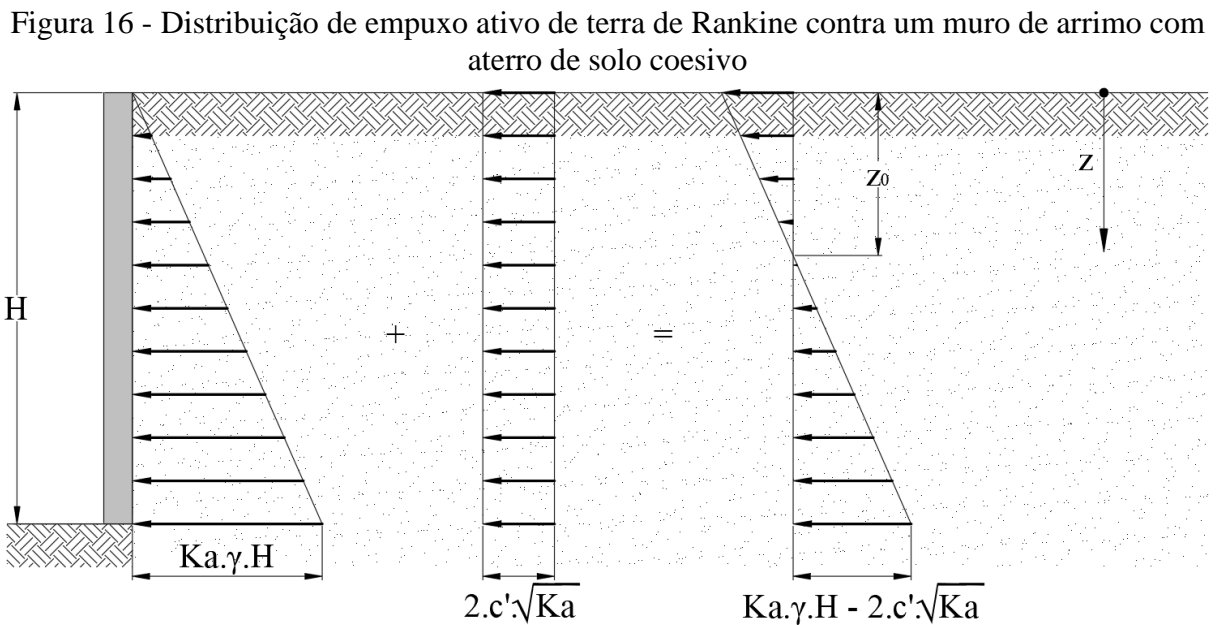
O raio de pressão agindo paralelamente à inclinação β é dada pela eq. (18), sendo análoga para a pressão passiva. Todavia, como o coeficiente devido à inclinação ($\cos \beta$) é de entrada permanente, é conveniente incluí-lo na equação final (BOWLES, 1997).

$$\begin{cases} K_a \\ K_p \end{cases} = \cos \beta \frac{\cos \beta \mp \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \tag{eq. (18)}$$

Conforme Das e Sobhan (2014), para solos coesivos o empuxo ativo contra o muro possui um termo adicional por efeito da coesão (eq. (19)).

$$\sigma'_a = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot \sqrt{K_a} \cdot c' \tag{eq. (19)}$$

O termo em questão não é em função da profundidade z e sim da coesão efetiva do solo, portanto, sua distribuição de pressões é retangular e por causa do seu efeito o empuxo ativo efetivo é negativo na parte superior do muro de arrimo (Figura 16) (DAS; SOBHAN, 2014).



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

A equação do empuxo ativo total se desenvolve com o tempo, com o surgimento de fendas de tração na interface solo-muro até uma profundidade z_0 (eq. (20)). Contudo, por não existir contato entre o solo e o muro até essa profundidade, após o desenvolvimento das fendas de tração, somente é considerada a distribuição de empuxo ativo contra o muro entre z (eq. (21)) e H .

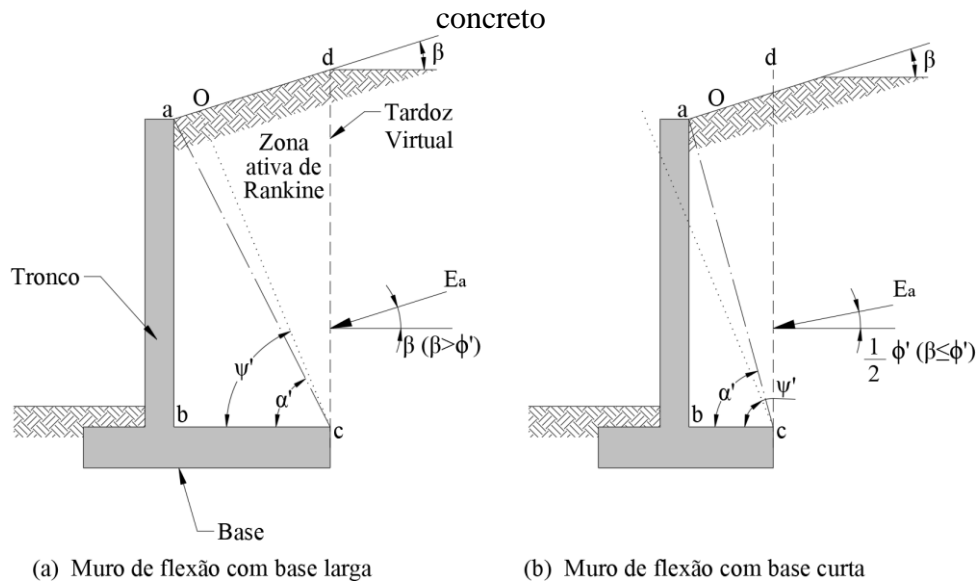
$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot \sqrt{K_a} \cdot c' \cdot H + 2 \frac{c'^2}{\gamma} \quad \text{eq. (20)}$$

$$z = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad \text{eq. (21)}$$

Além disso, para muros de flexão, considera-se que uma zona total de Rankine pode ser contida acima da base sem ser afetada pelo tardo do muro, possuindo um plano vertical perpendicular à base chamada de tardo virtual (Figura 17) (CLAYTON et al., 2013).

Dessa forma, segundo Clayton et al. (2013), a Teoria de Rankine pode ser utilizada para obter o empuxo de terra no tardo virtual (utilizado nas verificações de estabilidade do item 2.2.3), desde que a inclinação entre ele e o topo do muro (α') seja menor que a inclinação do plano ativo de Rankine para um solo de superfície inclinada ψ' , dado pela subtração $180^\circ - \psi$ (Figura 15). Em muros de base curta onde isso não ocorre, a avaliação dos parâmetros e mecanismos atuantes no muro é mais difícil e a distribuição de pressões no tardo virtual não pode ser calculada a partir das considerações de Rankine, por ser não ser possível determinar o ângulo de atrito correto do plano vertical (Figura 17).

Figura 17 - Desenvolvimento da zona ativa de Rankine sobre a base de muro de arrimo de concreto



Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2013)

Portanto, atentando-se a essas considerações, o ângulo de inclinação α' é utilizado como uma das definições de pré-dimensionamento do muro apresentadas no item 2.2.2.

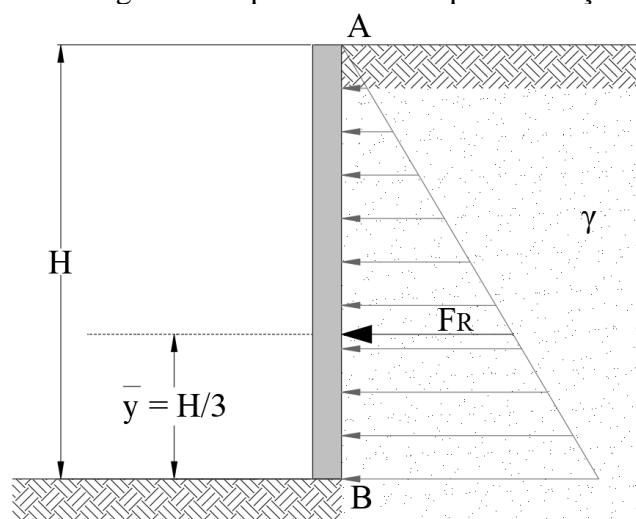
2.1.7 Forças resultantes de empuxo

Obtido o empuxo ativo, passivo ou em repouso atuante na estrutura de contenção, é necessário determinar a posição da força resultante.

Bowles (1997) parte da consideração inicial de um solo de coesão nula e com peso específico constante em toda a altura do muro, onde o diagrama de empuxo atuante é hidrostático, ou seja, cresce linearmente de acordo com o aumento da profundidade.

Utilizando do processo de integração da distribuição das forças de empuxo na altura do muro, conclui-se que a força resultante estará a uma altura de $\bar{y}=H/3$, sendo H a altura do muro (Figura 18). Destaca-se que não é correto converter a sobrecarga para um peso adicional e equivalente utilizando a mesma altura resultante como centroide, visto que o sobrecarregamento tem um efeito retangular contra a estrutura, conforme desenvolvido no item 2.1.9 (BOWLES, 1997).

Figura 18 - Diagrama simplificado de empuxo e força resultante



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Segundo Bowles (1997), raramente a força resultante age a uma altura \bar{y} , o que implica que o diagrama de empuxo atuante no muro não é triangular, mas sim parabólico, conforme as equações derivadas por Williams (1989). De qualquer forma, a resultante é comumente adotada com altura de $H/3$ e o diagrama assumido como triangular, incluindo casos em que o ângulo β é diferente de zero.

Algo a ser também considerado é o aumento de pressão devido ao aterro contido ser executado em camadas compactadas após o muro finalizado, onde esse acréscimo ocorre particularmente na parte superior da estrutura (BOWLES, 1997). Contudo, Clayton et. al (2013) mensurou as pressões de compactação contra a estrutura da contenção e concluiu que não se tornam significantes até o ponto em que os vazios preenchidos com ar sejam menos de 15% da massa de solo e que as pressões possam ser expressas de 20% a 40% da tensão cisalhante não drenada do solo aterrado, condições obtidas em compactações mecânicas.

Além disso, Bowles (1997), define que os conceitos utilizados para validar os métodos de empuxo são razoavelmente aceitos desde que os efeitos de compactação não criem tensões excessivas e desde que a estrutura de contenção não rotacione e/ou translade suficientemente para alterar a tensão máxima de resistência cisalhante do solo.

A fim de reduzir os empuxos laterais de terra em muros de arrimo de flexão, há a possibilidade de inclusão de camadas de material flexível, como Geofam, entre a estrutura e o solo. Estudo executado com solos não coesivos indicou que, com a utilização desse método, a distribuição de pressão ativa atrás de um muro de flexão com tronco flexível não é linear e varia dependendo da flexibilidade e características da inclusão deformável. Além disso, cálculos de

empuxo lateral pelo método de Coulomb poderiam produzir resultados errôneos para essas estruturas, uma vez que as premissas do método não são adequadas (ERTUGRUL; TRANDAFIR, 2013).

De qualquer forma, os testes executados indicam que a inclusão de Geofam propiciam redução de 15 a 30 % nos coeficientes de empuxo de terra dependendo da espessura da camada, da flexibilidade relativa do muro e dos parâmetros de atrito interno do solo contido, onde a espessura e propriedades do material devem ser ajustadas a fim de mantê-lo da zona elástica sob diferentes empuxos (ERTUGRUL; TRANDAFIR, 2013).

2.1.8 Influência da presença de água na massa de solo contida

A importância da água presente no solo para o projeto e performance de estruturas de contenção de terra deve ser destacada, como o nível do lençol freático, diferenças de nível d'água a montante jusante do muro que resultam em carregamentos desbalanceados, possível erosão e instabilidade do solo, bem como a possível contaminação do lençol freático que eleva problemas na construção do muro e na agressividade ambiental (CLAYTON et al., 2013).

Segundo Bowles (1997), a presença de água na massa de solo contida pelo muro de arrimo é particularmente indesejada, aumentando o peso unitário e o empuxo lateral. Se o lençol freático pode ser formado ou estabilizado na altura do muro, o efeito é consideravelmente pior considerando que o ângulo de atrito d'água ϕ_w é nulo e seus coeficientes de empuxo são constantes e iguais a 1. Outro efeito desfavorável é o congelamento da água contida no solo em climas frios, o que pode causar deslocamento da estrutura de contenção para fora – efeito desconsiderado para projetos no Brasil.

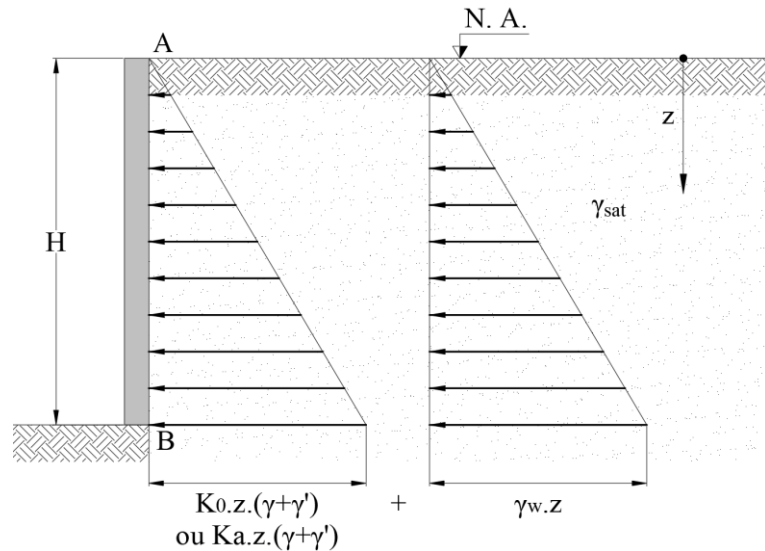
Visto que os carregamentos em estruturas de contenção são significativamente influenciados pela presença de lençol freático, a sondagem do solo a ser contido em busca de seus regimes e suas variações, além da composição do solo, é essencial. Afinal, a água presente no solo pode existir de variadas maneiras e afeta o projeto e como a estrutura funcionará em relação de modo permanente, além de possuir sérias implicações para os custos da construção e contenção do solo (CLAYTON et al., 2013).

A maior parte dos problemas relacionados à presença de água pode ser evitada com a utilização de drenos que escoem a água livre do solo. No entanto, a dificuldade é de garantir que o aterro contido não eroda e estanque os drenos – o que pode ser evitado com a utilização de materiais permeáveis e/ou drenantes adjacentes à face interna da estrutura (BOWLES, 1997).

Entretanto, há casos em que o muro deve conter solos saturados, até mesmo em estruturas projetadas com drenos, considerando que esses podem falhar ou não funcionar de forma adequada, ou durante a construção da estrutura em que o solo compactado pode ser considerado como parcialmente saturado devido à água presente para obter a umidade ótima de compactação (MACCARINI, [2007]). Nesses casos, a tensão do muro deve ser determinada a partir dos componentes de pressão efetiva, mas também da poropressão devido à presença de água (Figura 19). O empuxo lateral da poropressão (u) é dado pela eq. (22), onde corresponde γ_w ao peso específico da água presente na massa de solo (DAS; SOBHAN, 2014).

$$u = \gamma_w \cdot z \quad \text{eq. (22)}$$

Figura 19 - Distribuição de empuxo de terra em solo saturado



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

O empuxo lateral efetivo em repouso ou ativo é dado pela eq. (23), sendo o peso específico efetivo do solo (γ') expresso pela eq. (24), onde γ_{sat} corresponde ao peso específico do solo saturado (DAS; SOBHAN, 2014).

$$\sigma'_h = K \cdot z \cdot (\gamma + \gamma') \quad \text{eq. (23)}$$

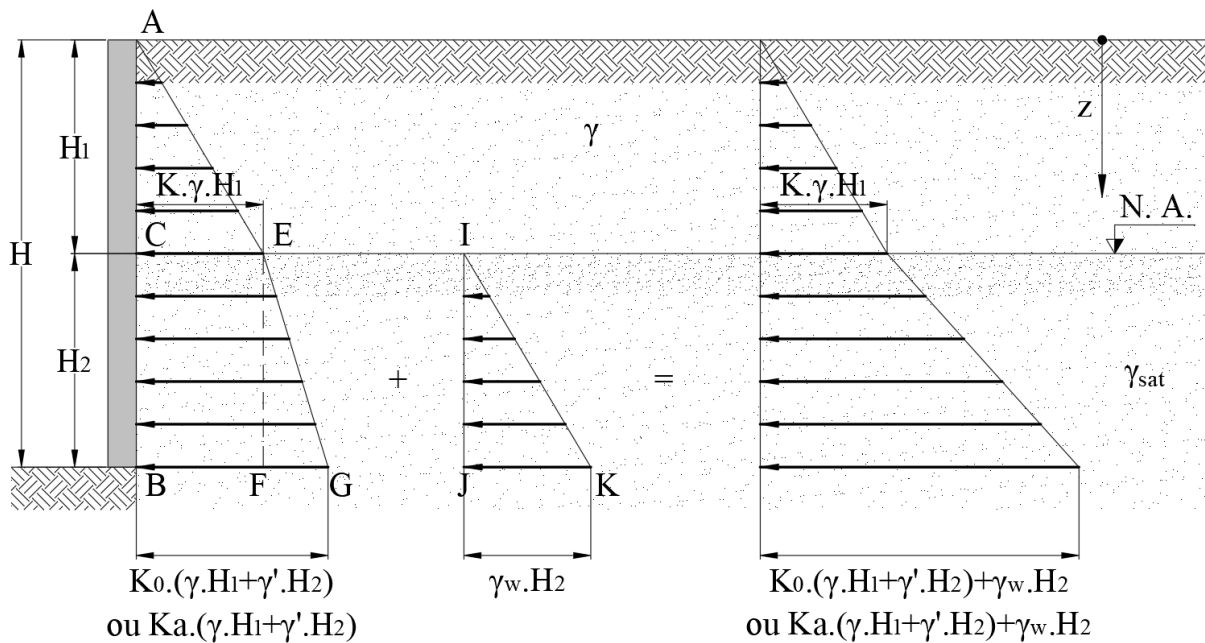
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \text{eq. (24)}$$

Conforme Das e Sobhan (2014), sendo a variação da profundidade conforme indicado (Figura 19), o empuxo lateral total da terra e água σ_h em qualquer profundidade z é dada pela eq. (25):

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K \cdot z \cdot (\gamma + \gamma') + \gamma_w \cdot z = [K \cdot (\gamma + \gamma') + \gamma_w] \cdot z \quad \text{eq. (25)}$$

No entanto, para casos em que o lençol freático está localizado a uma profundidade H_1 abaixo da superfície do solo e não há compensação de água do outro lado do muro (Figura 20), há empuxo horizontal efetivo atuando na massa de solo para $z \leq H_1$ e, para a massa de solo abaixo do lençol freático onde $z \geq H_1$, a tensão do muro é determinada a partir dos componentes de tensão efetiva e de poropressão (DAS; SOBHAN, 2014).

Figura 20 - Distribuição de empuxo de terra em solo parcialmente saturado



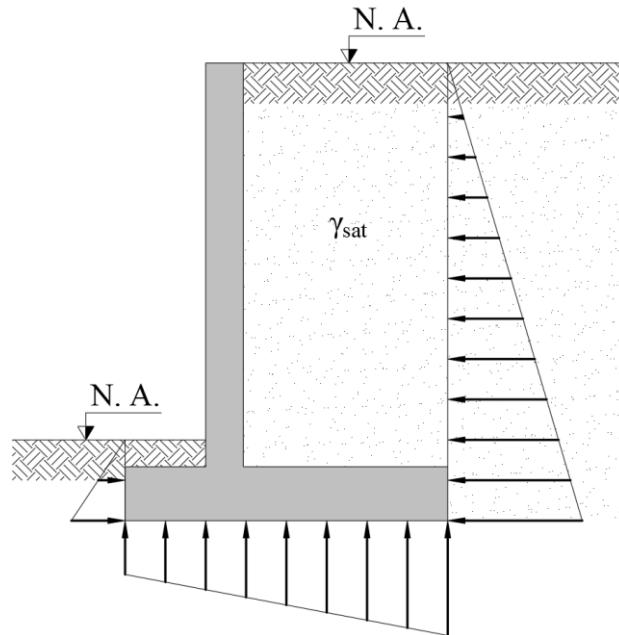
Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2014)

A eq. (26) obtida com a alteração das alturas de empuxo atuante de acordo com o nível de água (N. A.) (DAS; SOBHAN, 2014).

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K \cdot [\gamma \cdot H_1 + \gamma' (z - H_1)] + \gamma_w \cdot (z - H_2) \quad \text{eq. (26)}$$

Conforme Teng (1962), em muros de arrimo de flexão, por sua vez, quando o nível da água é interceptado pelo muro e não há drenagem adequada, a água presente percola através do solo contido para baixo, continua sob a base da estrutura de contenção e emerge através do solo à frente do muro. Nesse caso, a poropressão atuará no tardo virtual e na base do muro como pressão solicitante nas verificações de estabilidade externa (Figura 21).

Figura 21 - Distribuição de poropressão em muro de flexão

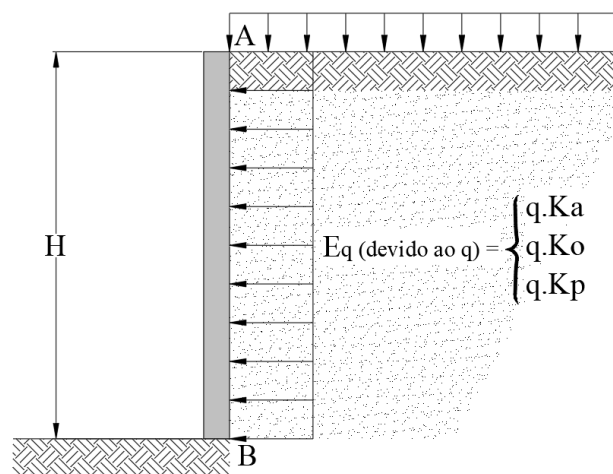


Fonte: Elaborado pela autora (2021)

2.1.9 Presença de carregamento distribuído na massa de solo contido

Para Moliterno (1994), em casos práticos é necessário considerar as sobrecargas no aterro contido. Quando a superfície do aterro está sujeita a um carregamento uniformemente distribuído, o cálculo do empuxo de terra é comumente feito substituindo o carregamento por uma camada de sobrecarga equivalente (Figura 22).

Figura 22 - Pressão lateral devido ao sobrecarregamento uniforme
 q =carregamento uniforme



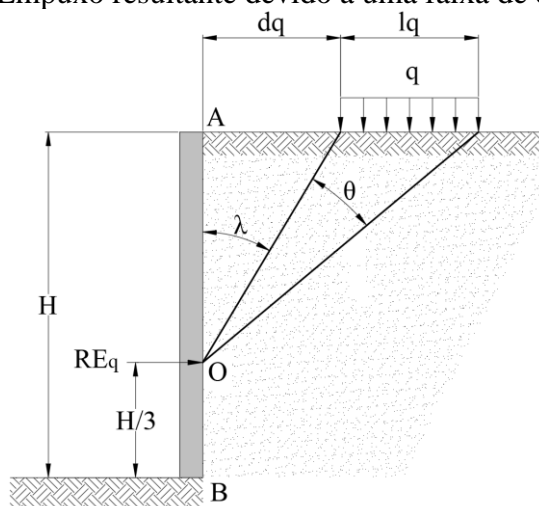
Fonte: Adaptado de Teng (1962)

O método de cálculo empregue possui como princípio um aproximação que parte da combinação de métodos elástico (desenvolvido a partir da utilização do coeficiente de Poisson) e plástico, idealizando que o solo está simultaneamente na falha e distante dela. Para Teng (1962), o cálculo do empuxo lateral E_q devido ao carregamento uniforme é relativamente simples. No caso da utilização do método de Coulomb, o carregamento distribuído pode ser prontamente incluído no cálculo do peso da cunha. Para casos em que a teoria de Rankine é aplicável, a pressão resultante é uma constante igual à carga multiplicada pelo coeficiente de empuxo atuante (Figura 22).

Contudo o uso de soluções elásticas para determinar os esforços horizontais possui a desvantagem de que as cargas empregues e tensões no material elástico idealizado podem não ser realmente possíveis no solo. Afinal, a tensão do material é assumida como infinita e, dessa forma, qualquer combinação de tensões principais efetivas são permitidas, sendo que para solos, os raios dessas tensões são limitados para valores menores ou iguais às de falha, conforme desenvolvido anteriormente. De qualquer forma, o autor define ser coerente calcular pressões horizontais no muro devido à carregamentos externos utilizando a teoria da elasticidade e multiplicá-las pelo coeficiente de empuxo considerado (CLAYTON et al., 2013).

Contrária ao carregamento uniformemente distribuído, o empuxo lateral resultante devido ao carregamento aplicado em uma área limitada e possivelmente afastada da estrutura possui maior complexidade de cálculo (Figura 23) (TENG, 1962).

Figura 23 - Empuxo resultante devido a uma faixa de carregamento



Fonte: Adaptado de Teng (1962)

Clayton et al. (2013), estabelece uma solução elástica de ação resultante no muro devido a uma faixa de carregamento de largura l_q e afastada a uma distância d_q para a pressão

resultante horizontal, bem como para a pressão resultante vertical utilizada nas análises de estabilidade (eq. (27)).

$$RE_q = K. \begin{cases} \sigma_h = \frac{q}{\pi} [\theta - \text{sen } \theta \cdot \cos(\theta + 2\lambda)] \\ \sigma_v = \frac{q}{\pi} [\theta + \text{sen } \theta \cdot \cos(\theta + 2\lambda)] \end{cases} \quad \text{eq. (27)}$$

O efeito de carga pontual não é abordado devido a sua complexidade perante o proposto para o presente trabalho. Dessa forma, a análise da ação de cargas pontuais em muros de arrimo permanece como sugestão para trabalhos futuros.

2.1.10 Ângulo de atrito e adesão da estrutura de contenção

O atrito solo-estrutura depende não somente das propriedades do solo, mas também da forma como o muro de arrimo se movimenta (BOWLES, 1997). Se a estrutura de contenção é projetada para permitir o afastamento do solo (Ea), mas é rígida o suficiente para prevenir o movimento para baixo, há um deslocamento vertical relativo entre a face interna do muro e o solo. Contudo, se a face do muro de arrimo não é rugosa ou se há uma força de atrito relativamente pequena entre a estrutura e o solo, então não há resistência ao cisalhamento ao longo do tardo e a estrutura é considerada perfeitamente lisa (TENG, 1962).

Segundo Teng (1962), a resistência ao cisalhamento do muro consiste usualmente em duas partes: na adesão entre solo e estrutura (ca) e no ângulo de atrito do tardo do muro. Bowles (1997) considera que, em qualquer solo coesivo, irá ocorrer adesão no solo, onde é esperado que surjam rachaduras de tensão na região superior do aterro contido devido à região tracionada.

Conforme Teng (1962), para propósitos de projeto, os seguintes valores podem ser assumidos para solos coesivos:

- $\delta' = 20^\circ$ para concreto ou muros de blocos;
 = 0° se o muro tende a se mover para baixo junto com o solo;
 = 0° se o aterro contido está sujeito a vibrações.

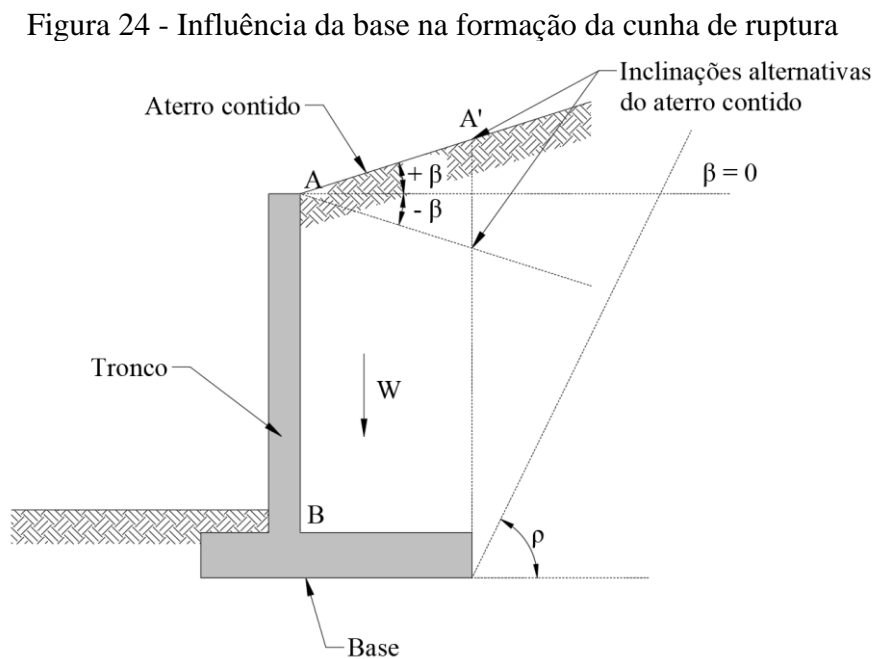
Conforme Das e Sobhan (2014) e Bowles (1997), levando em conta a suposição mais conservadora, podem ser tomadas as seguintes considerações para casos práticos de solos não coesivos:

- No caso de um aterro granular arenoso ou siltoso fofo, o ângulo de atrito do muro δ' é considerado igual ao ângulo de atrito interno efetivo do solo ϕ' ;

- Para aterros granulares densos, δ' é menor que ϕ' e está na faixa de $\phi'/2 \leq \delta' \leq 2\phi'/3$.

2.1.11 Considerações de empuxo para muros de arrimo de flexão

Para Bowles (1997) se a zona de ruptura é limitada e se a movimentação de solo ocorre apenas em cima da base (Figura 24), o aterro granular irá prover somente drenagem livre do solo para que a pressão hidrostática não se forme.



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Obviamente, se o solo natural a ser contido estiver estabilizado há certo tempo, irá contribuir pouco para o empuxo lateral e a principal pressão será originada da compactação do aterro (BOWLES, 1997). Ainda, conforme Marchetti (2008) e Clayton et al. (2013), para solos granulares, o empuxo lateral de terra devido à compactação por rolos compactadores pode ser estimado com base nas simplificações propostas por Ingold (1979) para Teoria de Compactação de Brooms.

Contudo, a norma NBR 11682 (ABNT, 2009) define que na compactação de aterro junto a estruturas de contenção, como muros de arrimo, deve ser respeitada uma distância do parâmetro interno da estrutura de no mínimo dois metros, na qual não pode ser utilizado equipamento mecânico de compactação, para evitar danos na estrutura. Nessa faixa, o aterro

deve ser compactado com um sistema manual, semimecanizado ou alternativamente com água no caso de utilização de material granular.

Dessa forma, a compactação deve ser efetuada para evitar grandes movimentações do solo devido à consolidação sob seu próprio peso, sendo que a forma e quantidade de compactação depende do material utilizado e de sua natureza.

Conclui-se que o real empuxo atuante na estrutura no caso de muros de flexão depende da rigidez do muro em termos de deslocamento e das pressões de empuxo, inclusas as de compactação. Logo, é usual utilizar o coeficiente de empuxo K como um valor crítico igual ou intermediário aos coeficientes de empuxo ativo e em repouso (eq. (28)), onde cabe ao projetista estimar o melhor valor a ser utilizado. De qualquer forma, é razoável utilizar o coeficiente empuxo ativo quando o muro pode se movimentar e o coeficiente de empuxo em repouso quando é rígido (BOWLES, 1997).

$$K_a \leq K \leq K_0 \quad \text{eq. (28)}$$

2.1.12 Parâmetros base para o cálculo de empuxo

Segundo Moliterno (1994), como orientação para anteprojeto, é válido apresentar quadros com parâmetros base para solos granulares e coesivos. Para solos argilosos, têm-se o peso específico aparente do solo, a coesão e a resistência à compressão, cujo valor é obtido por teste em amostra confinada (Quadro 2)

Quadro 2 - Parâmetros de solos argilosos

Argilas	Peso específico aparente do solo γ (kN/m ³)	Coesão (kPa) Kogler*	Resistência à compressão efetiva (kPa)**
Turfa	5 - 8	-	-
Muito mole	13	-	< 25
Mole	15	5	25 - 50
Média	17	50 a 100	50 - 100
Rija	19	100	100 - 200
Dura	21		400 - 500
Silte	15 - 18	10 a 30	-
Argila arenosa	17	20 a 50	-

* Sujeitos a confirmação de ensaios de laboratório

** Amostra confinada (Terzaghi; Peck, [1954])

Fonte: Adaptado de Moliterno (1994)

Para solos arenosos, Moliterno (1994) menciona os valores de peso específico (Quadro 3) e ângulo de atrito interno (Quadro 4).

Quadro 3 - Valores de peso específico para solos arenosos

Areias	Valores de peso específico γ (kN/m ³)		
	Fofa	Medianamente compacta	Compacta
Seca	16	17	18
Úmida	18	19	20
Saturada	19	20	21

Fonte: Adaptado de Moliterno (1994)

Quadro 4 - Valores de ângulo de atrito interno para solos arenosos

Areias (c=0)	Valores de ângulo de atrito interno ϕ (°)		
	Fofa	Medianamente compacta	Compacta
Uniforme	27	23	37
Medianamente uniforme	29	35	41
Bem graduada	30	37,0	44

Fonte: Adaptado de Moliterno (1994)

Clayton et al. (2013) estabelece ângulos de atrito interno efetivo de acordo com o tipo de solo e seu estado de compactação (Quadro 5). Para o estado passivo esses valores devem ser reduzidos de modo a permitir o abrandamento de tensões e falha progressiva, conforme Rowe e Peaker (1965).

Quadro 5 - Valores de ângulo de atrito interno efetivo para projeto preliminar

Tipo de solo	Estado de compactação	Ângulo de atrito interno efetivo ϕ' (°)	
		Estado ativo	Estado passivo
Pedregulho	Fofo	35	35
	Medianamente compacto	38	37
	Compacto	41	39
	Muito compacto	44	41
Areia	Fofo	30	30
	Medianamente compacto	33	32
	Compacto	36	33
	Muito compacto	39	34
Siltes	Fofos/moles	24 - 27	-
Siltes argilosos	-	21	-
Argilas siltosas	-	15 - 18	-

Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2013)

Moliterno (1994) ressalta que os parâmetros apresentados devem ser confirmados através de ensaios de laboratório e da assistência técnica de um engenheiro especializado em geotecnia, conforme procedimento preliminar obrigatório descrito na NBR 11682 (ABNT, 2009).

2.2 PROJETO DE MURO DE ARRIMO DE FLEXÃO

2.2.1 Falha e incertezas de projeto

Estruturas de contenção devem ser projetadas, construídas e mantidas de forma que sejam adequadas para uso em toda sua vida útil. Além disso, devem atuar de forma satisfatória tanto em condições esperadas como extremas, não sendo afetadas por eventos acidentais (CLAYTON et al., 2013).

Conforme Clayton et al. (2013), o projetista habitualmente precisa trabalhar com um número de incertezas como, por exemplo, a extensão vertical e horizontal de diferentes tipos de solos (areias, siltes, argilas, rochas, etc.) que usualmente não serão completamente definidas - resultado de uma investigação de solo limitada. Além disso, diferentes métodos de cálculo, assim como diferentes parâmetros utilizados, podem levar a diferentes resultados como, por exemplo, o empuxo lateral de terra.

De forma a amenizar as inseguranças causadas por essas incertezas, todo projeto deve conter um fator de segurança (razão entre a resistência da estrutura a um esforço e tensão atuante) para evitar a falha e colapso da estrutura projetada. O autor Clayton et al. (2013) evidencia a aproximação unificada proposta pela norma europeia Eurocode 7, que traz uma abordagem mais racional para evitar comportamentos insatisfatórios na interação solo-estrutura combinando fatores de segurança parciais (“*partial factors*”) aplicados de forma a transferir e resistir os esforços. De qualquer modo, são utilizados nesse trabalho os fatores e requisitos para estabilidade de muros de contenção (Quadro 6) definidos na NBR 11682 (ABNT, 2009).

Quadro 6 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

Verificação da segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento na base	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0
NOTA: Na verificação da capacidade de carga da fundação, podem ser alternativamente utilizados os critérios e fatores de segurança preconizados pela ABNT NBR 6122.	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682 (2009)

Para fundações rasas, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que o fator de segurança global para solicitações de compressão é de 3,00 para métodos de determinação da resistência última semiempíricos e analíticos, mas que pode ser reduzido para 2,00 em caso da utilização desses métodos acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme item 7.3.1 da mesma norma.

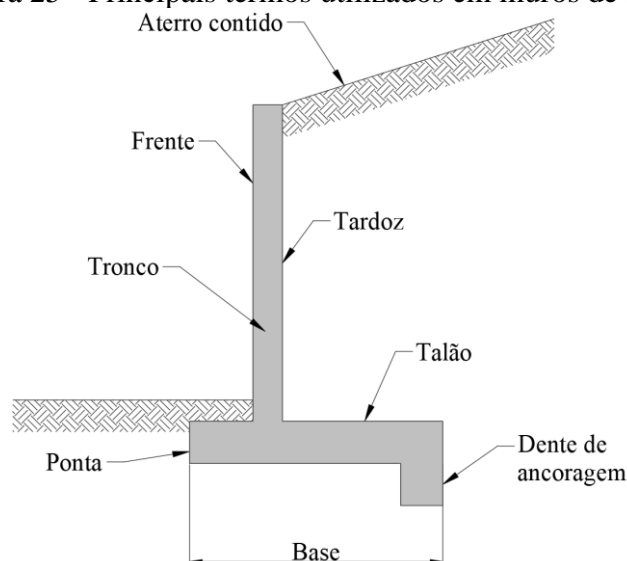
2.2.2 Componentes do muro e pré-dimensionamento

O muro de arrimo de flexão estudado possui a forma de um T invertido, com cada parte atuando como um cantiléver, que também dá nome ao muro. Usualmente é executado em concreto armado e, para alturas menores em torno de três metros (ao invés dos seis metros indicados para muros em concreto armado), em blocos de alvenaria estrutural devido à facilidade de execução e economia (TENG, 1962).

Além de uso principal em alturas menores, Bowles (1997) indica a utilização de muros de flexão em locais onde a zona de contenção é limitada, restrição que geralmente produz a condição em que as pressões principais atuando no muro decorrem da compactação do solo contido (Figura 6 (b)) na zona limitada definida principalmente pela largura do talão (parte da base do muro localizada embaixo do aterro).

O muro de arrimo de flexão consiste em três elementos estruturais: o tronco, a ponta e o talão - partes da base (Figura 25), onde cada elemento é projetado como um cantiléver, ou seja, como uma viga engastada em uma ponta e livre em outra (TENGG, 1962). O muro de arrimo de flexão em L não é abordado nesse trabalho por possuir diferentes considerações de cálculo de estabilidade e desenvolvimento de verificações, tornando-se outro objeto de estudo e permanecendo como sugestão de trabalho futuro.

Figura 25 - Principais termos utilizados em muros de arrimo

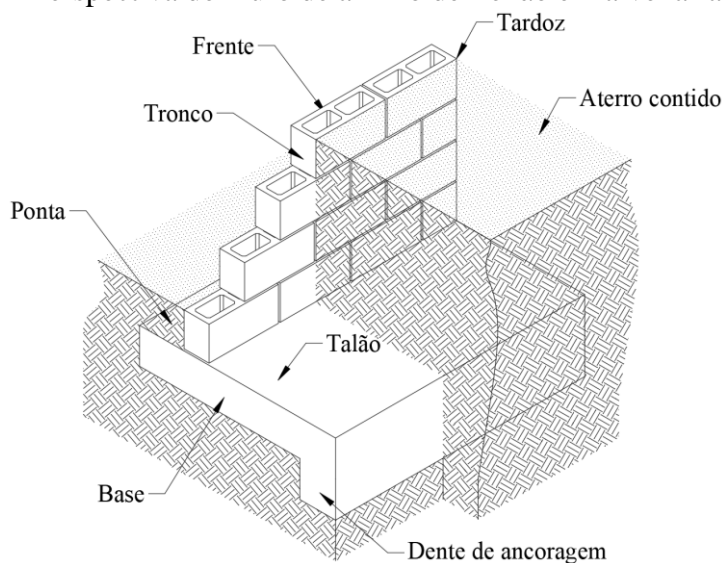


Fonte: Adaptado de Moliterno (1994); Bowles (1997)

Esse tipo de muro utiliza a ação do cantiléver (objeto submetido à flexão) da base para reter a massa de solo contida, onde estabilidade é adquirida pelo peso do solo acima do talão. A resistência do muro a deslizamentos pode ser ampliada pela utilização do dente de ancoragem, incluída caso não esse passe nas verificações de estabilidade (CLAYTON et al., 2013).

Segundo Clayton et al. (2013), a execução de muros com blocos de concreto estruturais tem a vantagem de possuir custos menores, mas deve ser analisado o risco de falhas de construção levando em conta as considerações do fabricante com cuidados necessários para a utilização do método construtivo, conforme abordado na NBR 16868-2 (ABNT, 2020) (Figura 26).

Figura 26 - Perspectiva de muro de arrimo de flexão em alvenaria estrutural



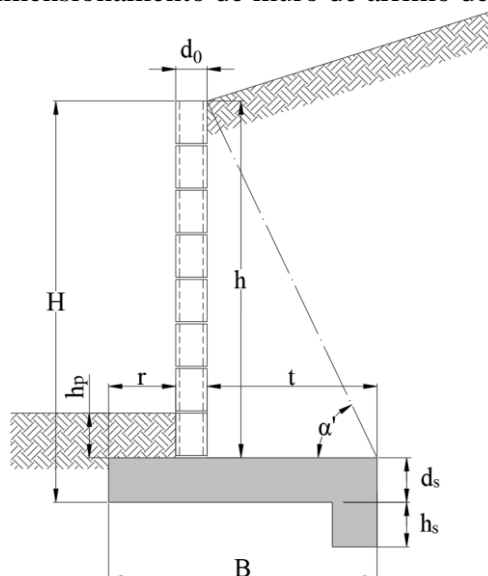
Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Inclinações da face superior da sapata e mísula (cunha para reduzir chances de fissura entre tronco e base), detalhes construtivos utilizados em muros de flexão inteiramente em concreto armado, são desprezadas nas análises apresentadas. Essa escolha tem como objetivo evitar maiores dificuldades de execução que ocasionem excentricidade do tronco, considerando método construtivo abordado nesse trabalho.

Para o pré-dimensionamento do muro de arrimo de flexão, recomendam-se as seguintes definições, adaptando-as para o caso estudado nesse trabalho (Figura 27), conforme os autores Moliterno (1994), Bowles (1997), Marchetti (2008), Clayton et al. (2013) e NBR 6122 (ABNT, 2019):

- d_0 = largura do bloco (cm);
- $\alpha' < \psi'$ (item 2.1.6);
- d_s = 8% a 10% de H ou h (cm);
- B = 40% a 70% de H ou de 50% a 100% de h (cm);
- h_s = 8% de H (cm) – se necessário;
- r = 10% a 23% de H ou B/3;
- h_p = mínimo de 20 cm – 1,5 m para muros localizados em divisa de terreno.

Figura 27 - Pré-dimensionamento de muro de arrimo de flexão em perfil T



Fonte: Adaptado de Moliterno (1994); Bowles (1997); Marchetti (2008); Clayton et al. (2013)

Em caso de muro localizado na divisa com terrenos vizinhos, a NBR 6122 (ABNT, 2019) define que, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,5 m. Em casos de obras cujas sapatas ou blocos tenham, em sua maioria, dimensões inferiores a 1,0 m, essa profundidade mínima pode ser reduzida.

2.2.3 Análises de estabilidade externa

Segundo Moliterno (1994), na verificação de estabilidade deve-se considerar primeiramente o equilíbrio estático e em seguida o equilíbrio elástico, tanto da estabilidade do conjunto como das seções intermediárias ao longo do muro, como da fundação.

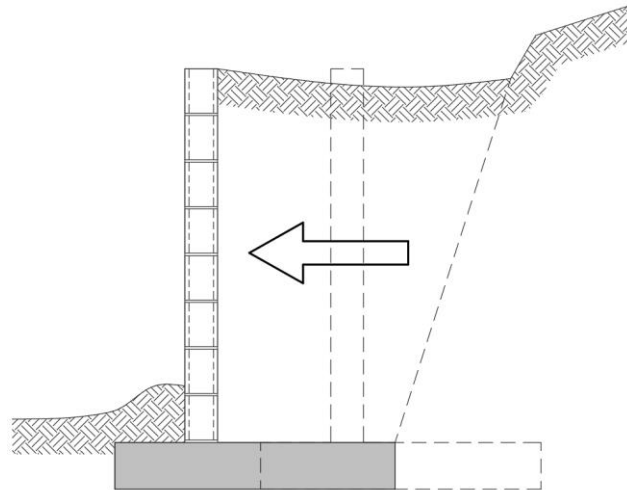
Para a análise de estabilidade interna de muros com alvenaria, idealizam-se coincidentes com as juntas de argamassa por constituírem os planos de menor resistência. Nessas condições, divide-se o tronco do muro em uma série de seções ao longo da altura para traçar a curva de pressão – ligação dos pontos de aplicação das resultantes das forças parciais atuando nas respectivas seções intermediárias (MOLITERNO, 1994).

Segundo os itens 7.3.3.1 e 7.3.3.2 da NBR 11682 (ABNT, 2009), o dimensionamento de muros de flexão deve atender à verificação de estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação, acrescido das verificações de estabilidade estrutural das peças do material constituinte.

2.2.3.1 Deslizamento

Considerando que os componentes horizontais de todas as pressões laterais tendem a mover o muro e provocar deslizamento ao longo de sua base, muros de flexão devem, sempre que possível, ser construídos em solos razoavelmente bons – argilas moles, muito moles ou com altos índices de matéria orgânica sofrerão maiores recalques durante a vida útil da estrutura (Figura 28). Se há presença de lençol freático atualmente ou precedente ao projeto do muro, então a distribuição de poropressão na base do muro deve ser estimada (CLAYTON et al., 2013).

Figura 28 - Falha de estabilidade por deslizamento



Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2013)

Conforme Teng (1962), Bowles (1997), Marchetti (2008) e Clayton et al. (2013), o sistema de forças analisado na verificação contra deslizamento/escorregamento (Figura 31) considera:

- W_s = o peso do solo acima do talão (trapézio abcd);
- W_c = peso do muro (concreto e alvenaria estrutural grauteada);
- E_{av} = componente vertical de empuxo ativo atuante no tardoiz virtual;
- E_{ah} = componente horizontal de empuxo ativo atuante no tardoiz virtual;
- E_{pb} = empuxo passivo atuante na base;
- δ_b' = ângulo de atrito da base do muro.

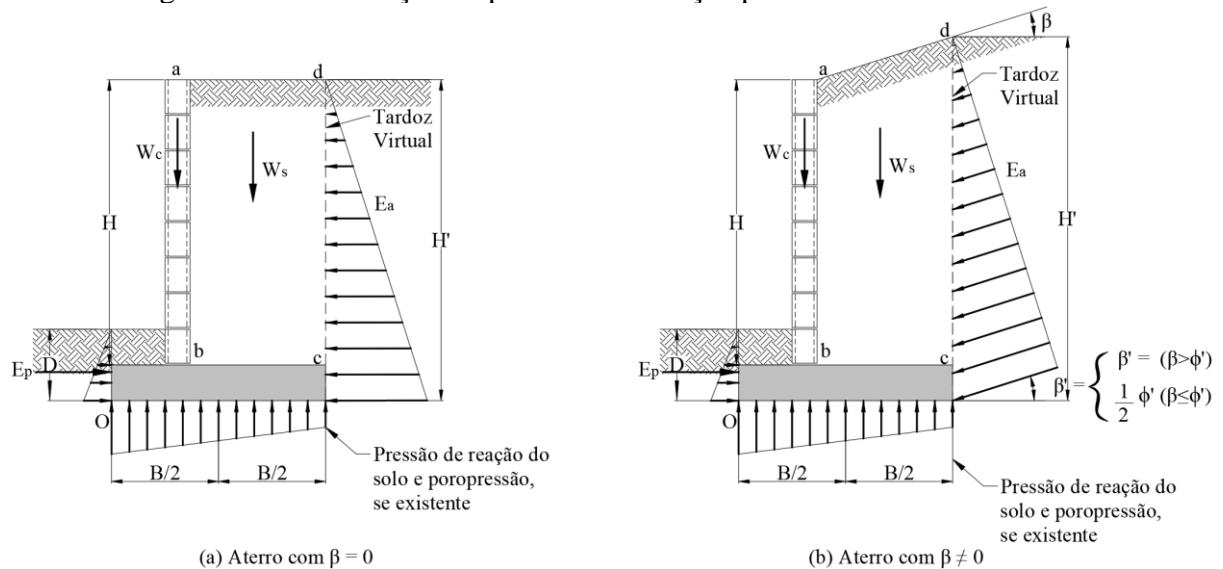
A distribuição de pressões em um muro de arrimo de flexão possui diferentes abordagens de acordo com o autor, a analisada nesse trabalho utiliza as apresentadas por Teng

(1962), Marchetti (2008) e Clayton et al. (2013). Nesse caso, a reação do solo na base é trapezoidal, onde essa distribuição simplificada de pressões na base é superestimada para momentos fletores em areias, mas pode ser subestimada para argilas porque a distribuição de pressões para esses solos não pode ser calculada com exatidão.

Além disso, a utilização de tarsoz virtual parte da consideração que uma zona ativa de Rankine pode ser contida pela base sem ser afetada, bem como a inclinação da distribuição de pressões de empuxo, conforme desenvolvido no item 2.1.6 (Figura 29). As cargas são consideradas atuantes no tarsoz virtual também devido ao fato do deslizamento ocorrer até à base do muro.

Nota-se que, nos casos de análise de estabilidade externa, o peso do solo e carga de sobrecarregamento presentes acima da base atuam como esforços resistentes, impedindo o muro de se movimentar. Para o cálculo da armadura resistente do muro, contudo, tais esforços são analisados agindo diretamente no tronco.

Figura 29 - Distribuição de pressões e esforços para análise de estabilidade

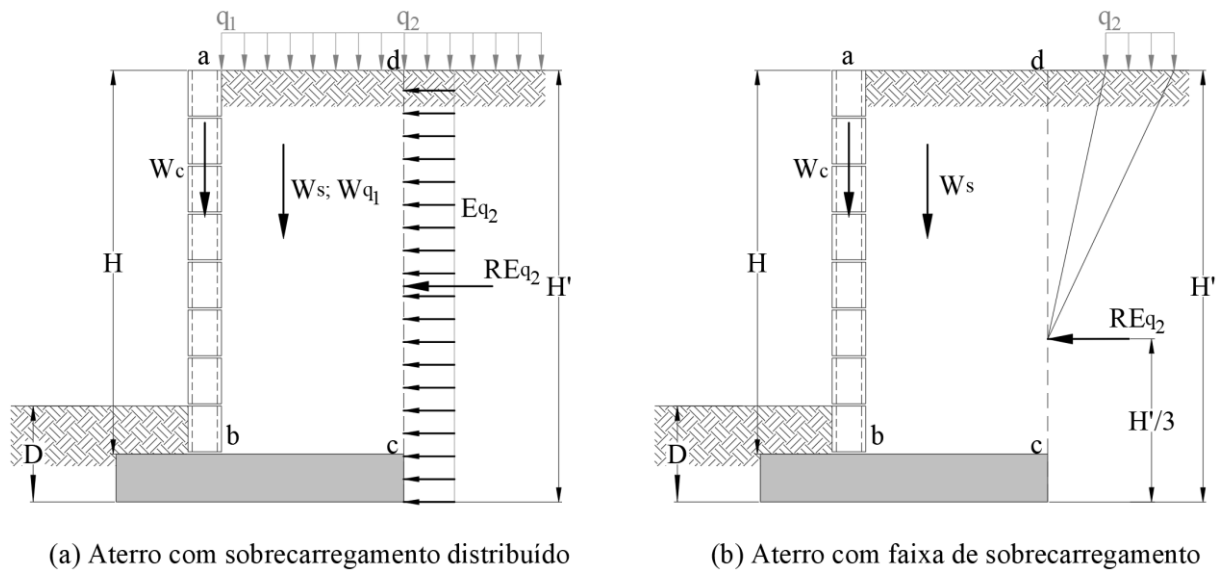


Fonte: Adaptado de Teng (1962); Bowles (1997); Marchetti (2008); Clayton et al. (2013)

Para solos com presença de água livre, a poropressão deve ser considerada conforme desenvolvida no item 2.1.8, mas atuante no tarsoz virtual. Em caso de sobrecarga no aterro, seja esse um carregamento uniformemente distribuído ou devido a uma faixa de sobrecarregamento, sua carga deve ser considerada conforme descrito no item 2.1.9. Nos casos em que tais esforços não forem presentes, as equações de análise de estabilidade adquirem configurações mais simples.

Se a carga atua acima do talão e para fora da base, as pressões resultantes devem ser consideradas como esforço resistente (peso acima da base) e solicitante (empuxo atuando no tardo virtual) (Figura 30). A mesma consideração deve ser feita para a poropressão, em que o peso da cunha de solo W_s deve considerar o solo acima do talão com peso específico saturado de acordo com o nível d'água considerado. Além disso, a pressão passiva E_p atuante na ponta apenas deve ser considerada em casos em que há deslocamento do muro suficiente para o seu surgimento.

Figura 30 - Efeitos de empuxo devido ao sobrecarregamento na análise de estabilidade externa



(a) Aterro com sobrecarregamento distribuído

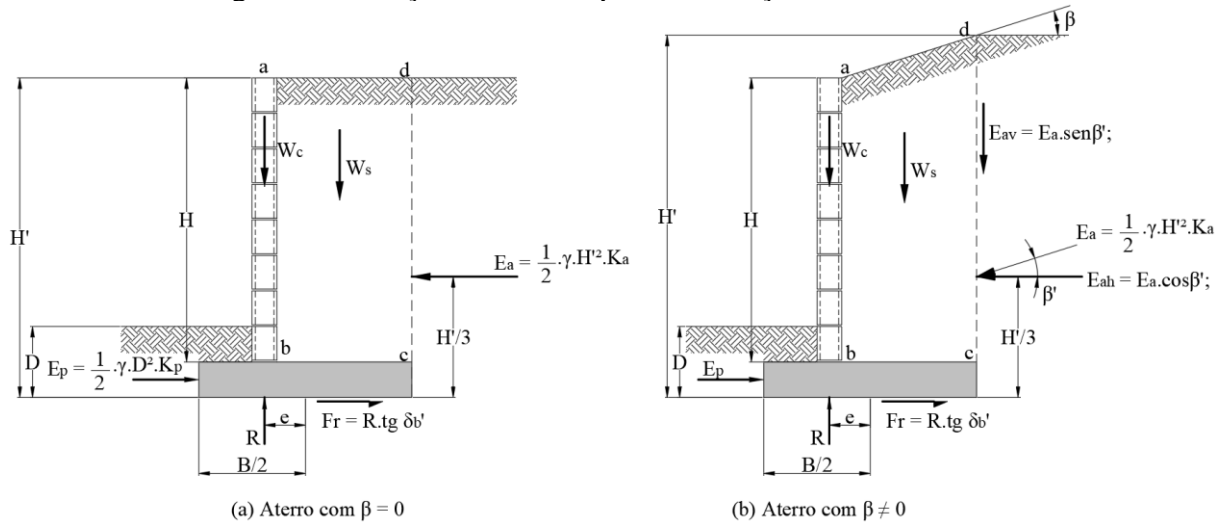
(b) Aterro com faixa de sobrecarregamento

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Além disso, no caso de talude no aterro contido ($\beta > 0$), os empuxos devido à sobrecarga, solo em estado natural e solo em estado saturado devem considerar a inclinação conforme proposto por Rankine e previamente desenvolvido. O empuxo devido à água presente no solo não tem inclinação alterada.

Sendo os componentes E_{ah} , E_{qh} e a poropressão os esforços solicitantes na verificação (eq. (29)), deve haver uma força resistente F_r (eq. (31)) suficiente desenvolvida entre a base do muro e o solo em que está apoiada para que seja seguro (Figura 31), qual depende da força total vertical R resultante (eq. (30)) (BOWLES, 1997).

Figura 31 – Forças resultantes para verificação de deslizamento



Fonte: Adaptado de Teng (1962); Bowles (1997); Marchetti (2008); Clayton et al. (2013)

Por normalmente haver distúrbios na superfície do solo onde o muro é construído, além da utilização de concreto magro para evitar contaminação do concreto, Clayton et al. (2013) julga ser sensato desconsiderar a adesão efetiva entre o solo e a base do muro ao calcular a força resistente.

$$FS = \begin{cases} E_a + E_q + u + u_{base}, & \text{para } \beta = 0 \\ E_{ah} + E_{qh} + u + u_{base}, & \text{para } \beta \neq 0 \end{cases} \quad \text{eq. (29)}$$

$$R = \begin{cases} W_s + W_c + E_p + W_q, & \text{para } \beta = 0 \\ W_s + W_c + E_p + W_q + E_{av} + E_{qv}, & \text{para } \beta \neq 0 \end{cases} \quad \text{eq. (30)}$$

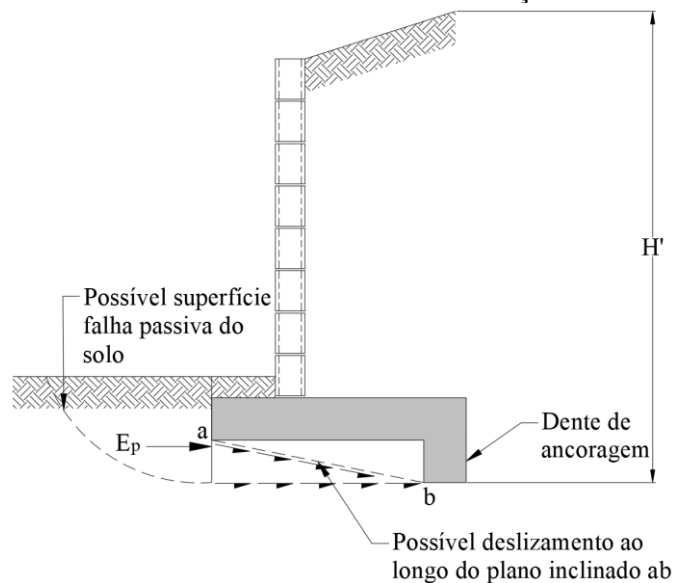
$$Fr = \begin{cases} R \cdot \text{tg } \delta_b' \\ R \cdot \text{tg } \delta_b' + E_p, & \text{se necessário} \end{cases} \quad \text{eq. (31)}$$

O muro deve ser projetado para um fator de segurança adequado contra o escorregamento sob empuxos de terra ativo, seja esse compactado ou não – caso o fator de segurança adotado seja acima de 2,5 as pressões de compactação se tornarão maiores (CLAYTON et al., 2013). A NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece como fator de segurança (FS) mínimo para deslizamento na base o valor de 1,5.

$$\frac{Fr}{FS} \geq 1,5 \quad \text{eq. (32)}$$

Se o muro projetado não passar na verificação de estabilidade contra escorregamento, é possível refazer a análise após aumentar a espessura do muro e/ou reduzir a poropressão (CLAYTON et al., 2013). Bowles (1997) evidencia também a utilização do dente de ancoragem - em casos de muro de flexão em concreto armado, tem como posição conveniente abaixo do tronco por simplesmente estender o seu comprimento através da base. Contudo, a localização recomendada e mais efetiva é na extremidade do talão, sendo que a ampliação de H' pela inclusão do dente de ancoragem pode anular o seu efeito (Figura 32).

Figura 32 - Estabilidade contra deslizamento com a utilização de um dente de ancoragem

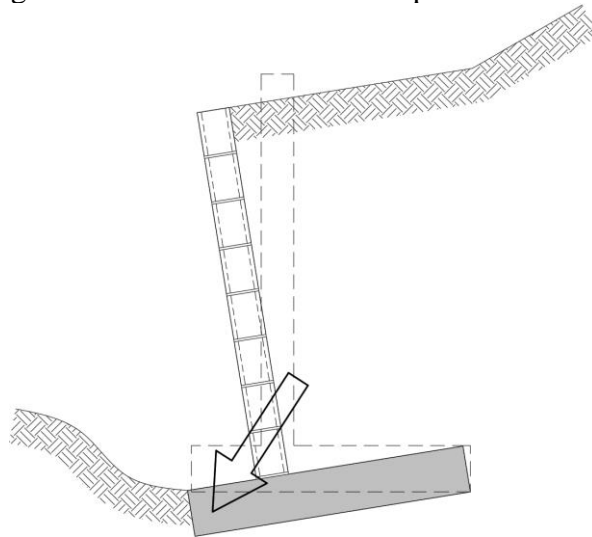


Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

2.2.3.2 Tombamento

A verificação de tombamento ocorre para assegurar que o muro não irá rotacionar em torno da ponta devido aos momentos gerados pelos esforços atuantes na estrutura (Figura 33), onde a distribuição de pressões é a mesma analisada na verificação de deslizamento (Figura 29).

Figura 33 - Falha de estabilidade por tombamento

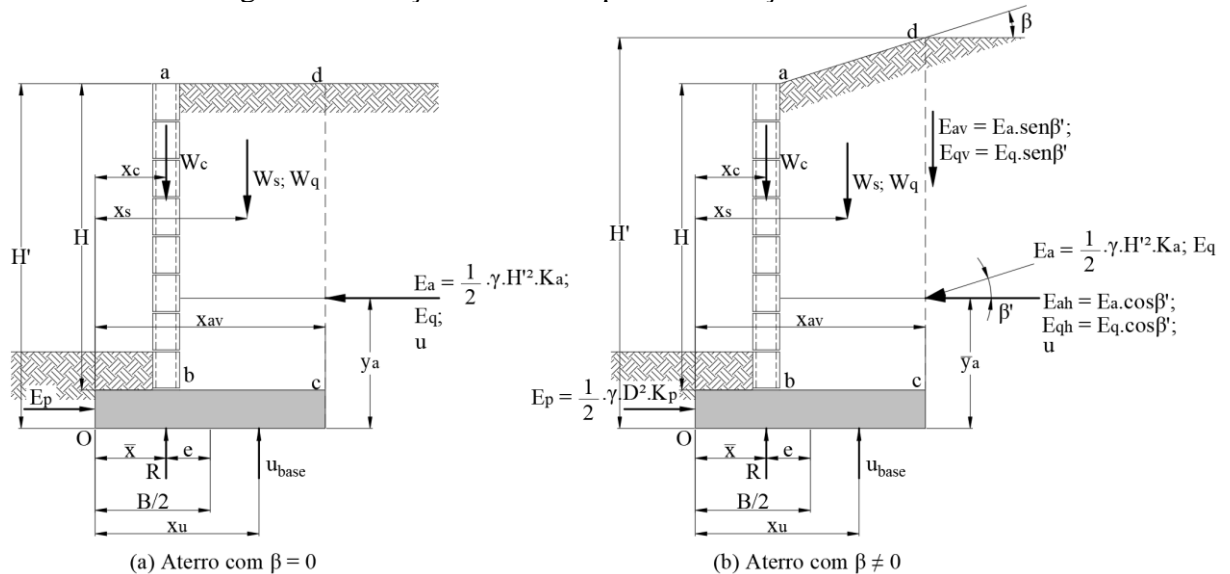


Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2013)

Para a análise, é necessário definir as distâncias das forças resultantes até o ponto de rotação O (Figura 34) (BOWLES, 1997). Onde:

- x_i = distância vertical da força resultante i até o ponto de rotação;
- \bar{x} = distância de R até o ponto O – apesar de usualmente possuir valor maior que $B/3$, a NBT 11682 (ABNT, 2009) define que a linha de ação da resultante dos esforços envolvidos deve interceptar o terço central da base;
- \bar{y}_i = distância da força resultante de empuxo até o ponto O.

Figura 34 - Forças resultantes para verificação de tombamento



Fonte: Adaptado de Teng (1962); Bowles (1997); Marchetti (2008); Clayton et al. (2013)

Da mesma forma que a análise para escorregamento foi realizada, os momentos resultantes solicitantes no ponto O (eq. (33)) devem ser menores que os momentos resistentes (eq. (34)) (BOWLES, 1997).

$$M_s = \begin{cases} (E_a + E_q + u) \cdot \bar{y}_a + u_{base} \cdot x_u, \text{ para } \beta = 0 \\ (E_{ah} + E_{qh} + u) \cdot \bar{y}_a + u_{base} \cdot x_u, \text{ para } \beta \neq 0 \end{cases} \quad \text{eq. (33)}$$

$$M_r = \begin{cases} (W_s + W_q) \cdot x_s + W_c \cdot x_c + Ep \cdot \frac{D}{3}, \text{ para } \beta = 0 \\ (E_{av} + E_{qv}) \cdot x_{av} + (W_s + W_q) \cdot x_s + Ep \cdot \frac{D}{3} + W_c \cdot x_c, \text{ para } \beta \neq 0 \end{cases} \quad \text{eq. (34)}$$

O cálculo efetuado para verificação de tombamento é uma simplificação substancial utilizada para estimar a resistência do muro a essa falha, isso porque o tombamento no local é acompanhado por resistências passivas na região superior da base e porque a zona ao longo do talão na linha bc (Figura 34) tende a levantar o solo ao longo do tardo virtual e, dessa forma, há escorregamento da cunha de Rankine em ambos os lados da reta ab (BOWLES, 1997).

Para que o muro seja devidamente projetado de forma estável contra tombamento, deve haver um fator de segurança adequado. Para Bowles (1997), esse fator deve refletir sua importância no local em que o muro será construído, ou seja, se o colapso da estrutura resultar em perigo para a vida humana ou maiores danos para a estrutura num todo, valores perto de 2,0 devem ser utilizados, sendo o valor estabelecido como mínimo para Clayton et al. (2013) apesar de muros usualmente falharem ao deslizar. A NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece como fator de segurança (FS) mínimo para tombamento na base o valor de 2,0 (eq. (35)).

$$\frac{M_r}{M_s} \geq 2,0 \quad \text{eq. (35)}$$

Caso o muro não passe na verificação contra o tombamento, a base pode ser alargada para que os momentos resultantes resistentes sejam maiores (CLAYTON et al., 2013).

2.2.3.3 Capacidade de carga da fundação

A análise de capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação (GERSCOVICH, [2016]). Para Clayton et al. (2013), essa análise acessível é um problema complexo por dois motivos. Primeiro, a base de

um muro de arrimo devido às razões pelo qual seu uso é destinado, é projetada para ter carregamentos normais e grandes momentos aplicados, contudo, há um considerável desentendimento na literatura sobre a indicação de capacidade de carga para carregamentos simples de fundação. Portanto, para fundações de estruturas de contenção, uma análise precisa da capacidade de carga é incerta. Segundo, a capacidade de carga em argilas é tratada como um problema em que é crítico a curto prazo, dessa forma para uma fundação que suporta os carregamentos de um muro de arrimo, o tempo em que o fator de segurança crítico ocorre é incerto.

Consequentemente, para que o projeto seja conservativo nesse aspecto, Clayton et al. (2013) considera que o fator de segurança a curto prazo deve ser calculado contra a falha de capacidade de carga sob o máximo carregamento a ser recebido em casos de solos compostos por argilas saturadas (eq. (36)).

$$q_{ult} = p_0 + N_c \cdot c_u \quad \text{eq. (36)}$$

Onde:

- q_{ult} = capacidade última de carga;
- p_0 = tensão vertical total no solo adjacente à fundação e em sua profundidade (eq. (37));

$$p_0 = \gamma \cdot D \quad \text{eq. (37)}$$

- N_c = fator de capacidade de carga dependente da geometria e profundidade da fundação (D);
- c_u = coesão efetiva (não drenada) no solo de fundação, obtido através de testes triaxiais.

Skempton (1951) fornece valores de N_c para faixa de carregamento (Quadro 7) (CLAYTON et al., 2013).

Quadro 7 - Fatores de capacidade de carga para argilas em curto prazo

Raio de profundidade da fundação para largura (D/B)	Fator de capacidade de carga N_c para faixa de carregamento
0,00	5,14
0,25	5,6
0,50	5,9
0,75	6,2
1,00	6,4

Fonte: Clayton et al. (2013)

Para fundações em que o carregamento não seja vertical, como em muros de flexão com talude acima do aterro com inclinação $\beta > 0$, os componentes do carregamento podem ser resolvidos como uma força vertical excêntrica e uma força horizontal atuando ao longo da base. A equação é obtida após um fator de correção utilizado na consideração da excentricidade e carregamento inclinado (eq. (38)) (CLAYTON et al., 2013).

$$q_{ult} = N_c \cdot c_u - \frac{2 \cdot R_H}{B'} + p_0 \quad \text{eq. (38)}$$

Onde R_H é o vetor de componente horizontal da resultante dos esforços atuantes no muro e B' é a largura útil da base (eq. (39)). Nesse caso, a tensão p_0 usualmente é pequena ou negligenciável.

$$B' = B - 2e \quad \text{eq. (39)}$$

Conforme Bowles (1997) excentricidade (e), representada anteriormente nas verificações de estabilidade contra deslizamento e tombamento (Figura 34) é obtida subtraindo a distância \bar{x} da metade da largura da base. Essa distância pode ser determinada dividindo o muro e solo sobre a base em áreas geométricas para que as massas sejam facilmente calculadas e os centroides identificados isolando o termo comum (eq. (40)). Para que essa distância intercepte o terço central da base, conforme estabelecido pela NBR 11682 (ABNT, 2009), a distância da excentricidade deve ser menor que um sexto da largura total da base ($B/6$).

$$\bar{x} = \frac{Mr - Ms - Ep \cdot \bar{y}_p}{R} \quad \text{eq. (40)}$$

Para outros solos, a pressão do solo admissível atuando na estrutura da base pode ser calculada utilizando a equação de capacidade de carga de Hansen com a exclusão dos fatores de carga – considera-se que todos os fatores de forma são iguais a 1,00 para casos em que a unidade de largura de uma longa faixa produza um caso de deformação plana, como a análise utilizada em muros de arrimo de flexão (BOWLES, 1997):

$$q_{ult} = \begin{cases} c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma, \text{ para } \phi > 0 \\ c \cdot N_c (1 + d_c - i_c) + \gamma \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q, \text{ para } \phi = 0 \end{cases} \quad \text{eq. (41)}$$

Onde:

- N_i = fator de forma dependente do ângulo de atrito interno do solo, para a fórmula de Hansen;
- d_i = fatores de profundidade;
- i_i = fatores de inclinação baseados na inclinação do carregamento, considerando a existência de carregamentos verticais e horizontais.

A equação proposta por Hansen (1970) em seu método (eq. (41)) é uma extensão do trabalho feito anteriormente por Meyerhof (1963). Para a utilização do método, é necessário calcular os fatores de forma, profundidade e inclinação – os fatores de forma N_c , N_q e N_γ podem ser obtidos através de valores tabelados de acordo com o ângulo de atrito interno do solo. Contudo, a interpolação entre esses valores não é recomendada, especialmente para $\phi \geq 35^\circ$. Sendo assim, esses fatores devem ser calculados (eq. (42), eq. (43) e eq. (44)), onde os dois primeiros seguem as mesmas equações de Meyerhof (1963).

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{eq. (42)}$$

$$N_c = \begin{cases} (N_q - 1) \cdot \text{cotg} \phi, \text{ para } \phi > 0 \\ 5,14, \text{ para } \phi = 0 \end{cases} \quad \text{eq. (43)}$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \quad \text{eq. (44)}$$

Os fatores de profundidade são calculados, como os de forma, pelas equações de Meyerhof (1963) de acordo com ângulo de atrito interno do solo (eq. (45) e eq. (46)) (BOWLES, 1997).

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}, \text{ para } \phi > 0 \\ \frac{0,4 \cdot D}{B}, \text{ para } \phi = 0 \end{cases} \quad \text{eq. (45)}$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}, \text{ para } \phi > 10 \\ i_q = 1,0 \end{cases} \quad \text{eq. (46)}$$

Por fim, Bowles (1997) define que os fatores de inclinação utilizados em cargas não verticais são calculados igualmente de acordo com o ângulo de atrito interno do solo conforme equações definidas por Meyerhof (1963) em seu método (eq. (47) e eq. (48)). Para o cálculo do fator i_c para solos coesivos não saturados (ângulo de atrito interno nulo), Bowles (1997) indica a utilização do fator c_a com valor de 84 kPa, ainda que tenha sido desconsiderado no dimensionamento de força resistente.

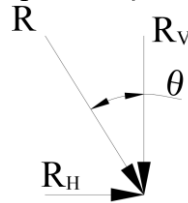
$$i_c = \begin{cases} i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2, \text{ para } \phi > 0 \\ 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{R_H}{c_a \cdot B'}}, \text{ para } \phi = 0 \end{cases} \quad \text{eq. (47)}$$

$$i_v = \begin{cases} \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2, \text{ para } \phi > 0 \\ 0, \text{ para } \theta > 0 \text{ e } \phi = 0 \end{cases} \quad \text{eq. (48)}$$

O ângulo θ é o da resultante vertical de R medido (Figura 35), que para valor nulo, todos os fatores de inclinação i_i são iguais a 1,0. Lembrando que a resultante dos esforços R será inclinada de acordo com as pressões solicitantes quando essas forem também inclinadas e

que o ângulo é obtido através de uma análise vetorial das direções dos esforços (BOWLES, 1997).

Figura 35 - Representação da inclinação θ



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

A pressão resultante que atua no solo, para comprimento de muro (L) de 1,0 m, é a pressão da resultante vertical dos esforços atuantes sobre a base efetiva (eq. (49)) (BOWLES, 1997).

$$q_r = \frac{R_V}{B' \cdot L} = \frac{R_V}{B' \cdot 1,0} \quad \text{eq. (49)}$$

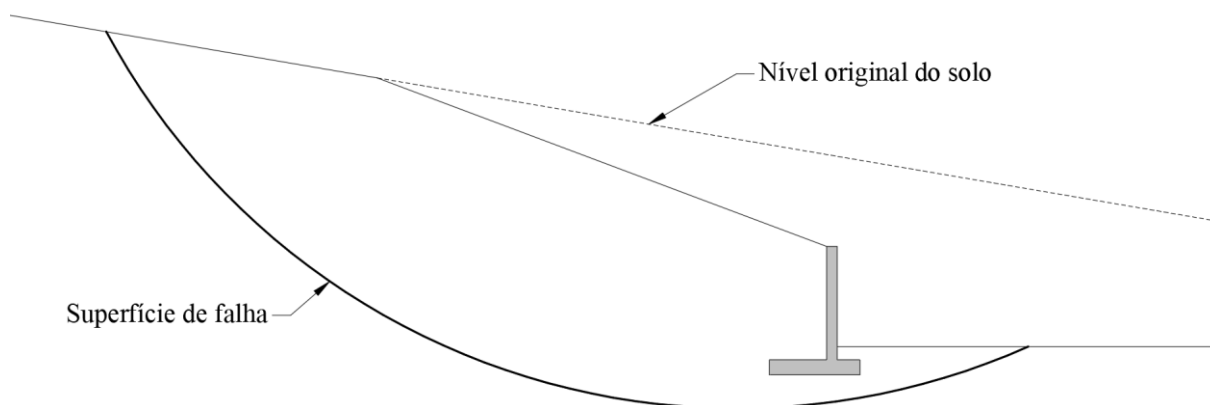
Dessa forma, utiliza-se o fator de segurança mínimo estabelecido pela NBR 11682 (ABNT, 2009) de 3,0, mesmo valor considerado adequado para Bowles (1997) e Clayton et al. (2013). A pressão no solo (q_r) deve ser analisada de acordo com a capacidade de carga do mesmo como fundação (q_{ult}) (eq. (50)).

$$\frac{q_{ult}}{q_r} \geq 3,0 \quad \text{eq. (50)}$$

2.2.3.4 Estabilidade total do solo

As análises desenvolvidas têm como objetivo produzir um projeto que garanta a estabilidade do muro e o solo em que está imediatamente assentado. Contudo, existe a possibilidade de não haver segurança contra falha envolvendo uma grande massa de solo em torno da estrutura (Figura 36), que geralmente envolve uma superfície de ruptura de longo prazo em solos argilosos (CLAYTON et al., 2013).

Figura 36 - Exemplo de perda de estabilidade geral, como resultado da reclassificação de um declive



Fonte: Clayton et al. (2013)

A avaliação da estabilidade de superfícies de falha é complexa, mas deve estar atrelada ao projeto total para que esse funcione de forma adequada e pode ser desenvolvida por diferentes métodos como: Método da análise de tensões, Método de equilíbrio limite e Método de Bishop. Na prática, é importante examinar a possibilidade de uma superfície de falha pré-existente na posição que possa colocar em risco a estabilidade do muro. Tal análise usualmente é realizada com fotografias aéreas, reconhecimento do solo e de possíveis instabilidades em visitas ao local da construção, assim como identificação de indícios de falhas em sondagens (CLAYTON et al., 2013).

Segundo Clayton et al. (2013), caso alguma falha seja localizada perto da estrutura de contenção, é necessário identificar sua geometria em conjunto com parâmetros de força de cisalhamento residuais e poropressão e, se as consequências de ruptura forem consideradas graves ou se a investigação tiver sido limitada, maiores fatores de segurança devem ser utilizados e a superfície de falha deve ser estabilizada com algum método construtivo pertinente e alterando a estrutura de muro de flexão, se necessário, para solo grampeado, terra armada ou cortina atirantada, por exemplo.

2.2.3.5 Recalque

O recalque se torna uma falha quando ocorre de forma diferencial e com inclinação - se essa inclinação ocorre para frente do muro, como quando o empuxo ativo de terra de Rankine é formado, há desconforto para os usuários. O recalque diferencial ao longo do comprimento

do muro, por sua vez, causará disformidade na estrutura (BOWLES, 1997; CLAYTON et al., 2013).

Contudo, estimar de forma precisa o recalque de fundações se trata de um processo complexo, mesmo em condições de solo bem conhecidas e para casos simples de estruturas suportando carregamentos distribuídos. No caso de muros de contenção, onde informações adequadas de compressibilidade do solo são usualmente escassas, é improvável a realização de que estimativas realistas (CLAYTON et al., 2013).

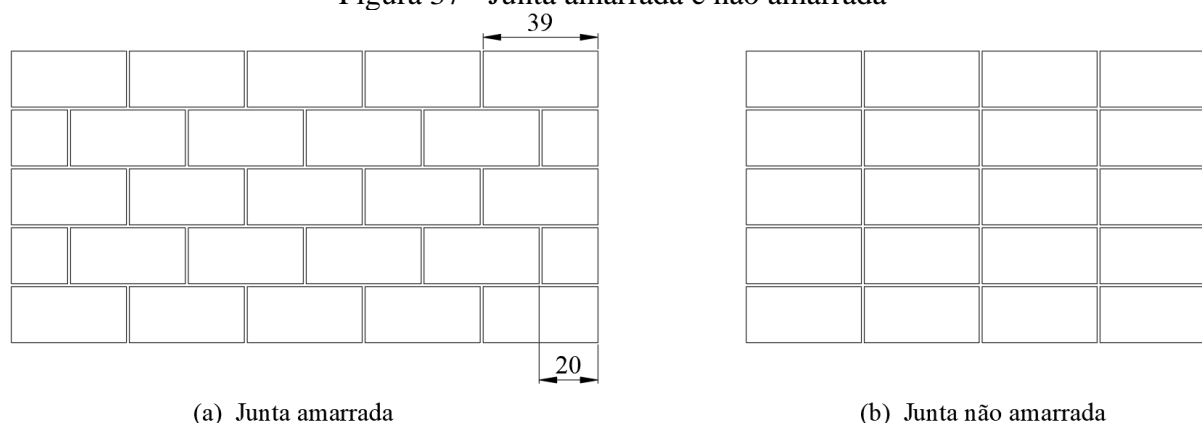
Em casos que a inclinação do muro seja incômoda, mesmo que não apenas para conforto visual – inclinações para frente da estrutura, mesmo que pequenas, dificilmente são imperceptíveis e, como alternativa, é possível considerar o empuxo em repouso no dimensionamento da estrutura e aumentar o nível da localização da resultante no tronco. De qualquer modo, há programas de modelagem em elementos finitos capazes de conferir movimentos e inclinações ocorridas no muro e, mesmo que não completamente precisos, são a melhor alternativa para estimar recalques e inclinações (BOWLES, 1997).

2.2.4 Análises de estabilidade interna

Conforme Clayton et al. (2013), cada tipo de muro requer considerações especiais de projeto para estabilidade interna. Para muros de flexão de alvenaria estrutural, essas são realizadas no cálculo da estrutura projetada como uma viga engastada-livre submetida à flexão simples, adaptando a abordagem de Moliterno (1994) para muros de flexão em concreto armado calculados como laje em balanço, engastada na fundação. Logo, o muro de flexão de alvenaria estrutural armada de blocos de concreto grauteados requer especificações para que funcione essa forma.

Segundo a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), que aborda as disposições para projeto em alvenaria estrutural, para que uma parede atue de forma estrutural como o tronco de um muro, deve ser construída com junta amarrada em seu plano (Figura 37) – toda parede com junta não amarrada no seu plano deve ser considerada não estrutural, salvo se existir comprovação experimental de sua eficiência. No caso de junta não amarrada, conforme mesma norma, o padrão de distribuição de blocos ocorre no plano no qual as juntas verticais se defasam menos que 9 cm e que $\frac{1}{4}$ do comprimento dos blocos.

Figura 37 - Junta amarrada e não amarrada



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

A especificação dos materiais considerados no projeto otimizado é conforme a norma NBR 6136 (ABNT, 2016), que estabelece os requisitos de blocos vazados de concreto simples para alvenaria. Dessa forma, são considerados blocos de concreto vazado das famílias 15x40 cm, com largura de 140 mm, altura de 190 mm e comprimentos de 390 mm para bloco inteiro e 190 mm para meio bloco e família 20x40 cm, com mesmas alturas e comprimentos para família anterior, mas largura de 190 mm. A definição dessas alvenarias se deve a maior facilidade comercial de encontrar essa famílias. Além disso, conforme mesma norma, para aplicação abaixo do nível do solo, devem ser utilizados blocos Classe A com função estrutural e resistência característica à compressão axial (f_{bk}) maior ou igual a 8,0 Mpa. Destaca-se que para utilização desses materiais em obra, é necessário seguir as verificações necessárias ao controle de qualidade de material.

Além da especificação dos blocos de concreto, deve-se especificar o graute – material cimentício fluido utilizado para preenchimento de espaços vazios de alvenaria, com a finalidade de solidarizar armaduras à alvenaria ou aumentar sua capacidade resistente, de acordo com a NBT 16868-1 (ABNT, 2020a). Segundo mesma norma, quando especificado o graute, sua influência na resistência da alvenaria deve ser verificada em laboratório, nas condições de sua utilização. Para a utilização em muros de arrimo de blocos de concreto, é indicada uma resistência característica do graute (f_{gk}) de 25,0 Mpa.

Para projetos de elementos de alvenaria armada submetidos a tensões normais, admite-se, além de outros itens não pertinentes, o seguinte conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a):

- As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- As armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno;
- A resistência à tração da alvenaria é nula;

- Para flexão ou flexocompressão, o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,30%;
- O máximo alongamento do aço se limita a 1%.

Estabelecida a disposição em plano dos blocos, é necessário dimensionar armadura do muro. Para a verificação das juntas ao cisalhamento (armaduras longitudinais dispostas a cada fiada funcionam como os estribos da viga idealizada), são executadas seções a cada 20 cm devido à altura dos blocos. Contudo, apesar de o momento fletor ser significativamente menor nas fiadas superiores, o detalhamento e custos de obra extras para corte e amarração para redução de diâmetro da armadura transversal usualmente ultrapassa a economia do material, sendo desconsiderada. Assim, a armadura resistente à flexão é dimensionada para o momento máximo atuante no muro e é alongada da base ao topo da estrutura (BOWLES, 1997).

Para um elemento de alvenaria em estado-limite último (ELU), a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) especifica que o dimensionamento da armadura deve ser realizado considerando a seção homogênea e com sua área bruta, exceto quando especificamente indicado.

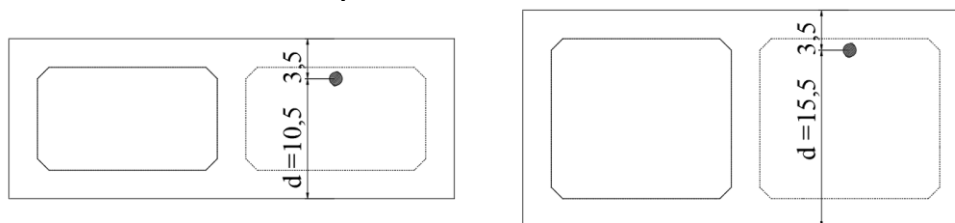
2.2.4.1 Resistência ao cisalhamento

Conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), para peças de alvenaria armada, a tensão de cisalhamento deve ser calculada de acordo com o esforço cisalhante de cálculo resultante do empuxo atuante no muro (V_d), largura da faixa (b) e altura útil do bloco (d) (eq. (51)).

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \quad \text{eq. (51)}$$

Para blocos de concreto, admite-se como altura útil a espessura do bloco subtraída de 3,5 cm (2,5 cm de espessura de parede do bloco, conforme NBR 6136 (ABNT, 2016), e 1,0 cm até o eixo da barra dimensionada resistente à flexão). Dessa forma, para blocos de 14 cm de largura, admite-se como altura útil a distância de 10,5 cm e para blocos de concreto de 19 cm de largura, a distância de 15,5 cm (Figura 38).

Figura 38 - Altura útil adotada para blocos de concreto das famílias 15 x 40 e 20 x 40



(a) Bloco da família 15 x 40

(b) Bloco da família 20 x 40

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Conforme item 11.4.2 da NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), a tensão de cisalhamento de cálculo (τ_{vd}) não pode superar a resistência de cálculo obtida a partir dos valores característicos da resistência ao cisalhamento (f_{vk}) (eq. (52)).

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad \text{eq. (52)}$$

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) define as resistências características ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes em função da faixa de resistência da argamassa (f_{vk}), onde os valores são válidos para assentamento com juntas verticais preenchidas durante o assentamento (Quadro 8). Adota-se, para muros de arrimo, juntas de argamassa de 1 mm de espessura, onde para evitar risco de fissuras, a resistência à compressão da argamassa deve ser limitada a 1,5 vez da resistência característica especificada para o bloco, conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a).

Quadro 8 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk})

Resistência média à compressão da argamassa	f_{vk} (Mpa)
Entre 1,5 e 3,4 Mpa	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 Mpa	$0,15 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 Mpa	$0,35 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,7$
Obs.: σ é a tensão normal de pré-compressão na junta, considerando apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente igual a 0,9 (ação favorável).	

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020a)

A resistência característica ao cisalhamento é definida pela NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) para peças de alvenaria estrutural submetidas à flexão e quando existirem armaduras perpendiculares ao plano do cisalhamento e envoltas por graute, como é o caso de muros de arrimo (eq. (53)).

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ Mpa} \quad \text{eq. (53)}$$

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) ainda define a taxa geométrica de armadura (ρ) como sendo limitada ao valor máximo de 2% e obtida através da área da armadura principal de flexão (A_s) e da largura e altura útil da seção transversal (eq. (54)).

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{eq. (54)}$$

Os valores para verificação (γ_m) no estado-limite último (ELU) são definidos na NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) e adequados para obras executadas de acordo com as especificações da NBR 16868-2 (ABNT, 2020b) (Quadro 9). Para verificações no estado-limite de serviço (ELS), o valor de γ_m deve ser de 1,0.

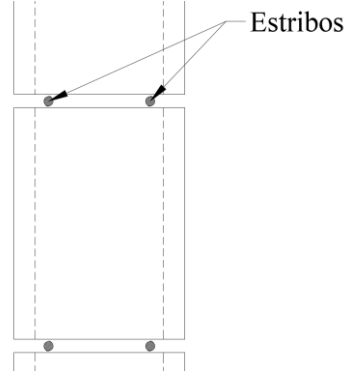
Quadro 9 - Valores para verificação no ELU (γ_m)

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

Fonte: Adaptado de NBR 16868-1 (ABNT, 2020a)

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) define que em paredes de alvenaria armada calculada no Estádio III, deve-se dispor uma armadura secundária, perpendicular à principal, com área mínima de 0,05% da seção transversal correspondente (Figura 39).

Figura 39 - Estribos em muro de arrimo



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Além disso, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) estabelece que, em vigas de alvenaria com armaduras de cisalhamento, a força cortante de cálculo (V_d) (eq. (55)) deve ser limitada à soma do esforço cortante absorvido pela alvenaria (V_a) (eq. (56)) e pela armadura (V_s) (eq. (57)).

$$V_d \leq V_s + V_a \quad \text{eq. (55)}$$

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad \text{eq. (56)}$$

$$V_s = 0,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_v}{\gamma_m} \quad \text{eq. (57)}$$

Onde f_v é obtido através da resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}) (eq. (58)).

$$f_v = \sqrt{f_{pk}} \text{ (MPa)} \quad \text{eq. (58)}$$

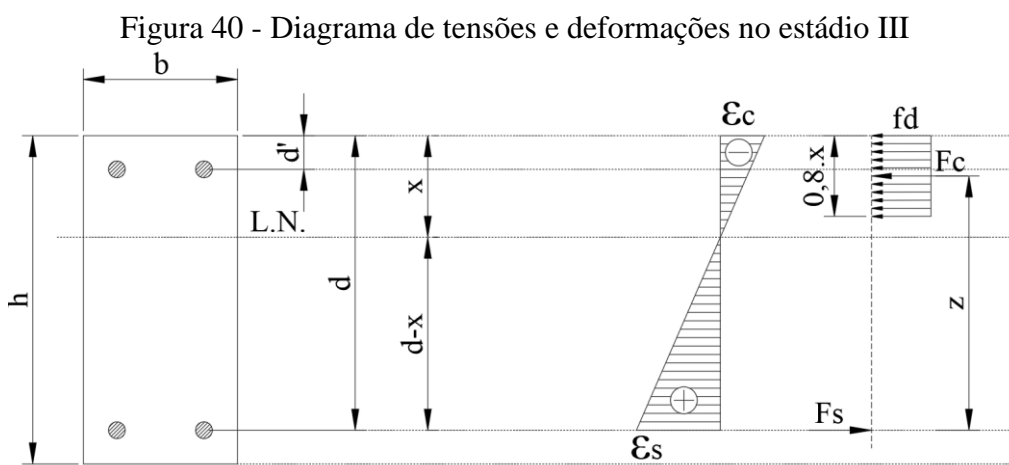
Em relação ao diâmetro, a mesma norma define que as barras de armadura não podem ter diâmetro superior a 6,3 mm, quando dispostas ao longo de cordões de argamassa em juntas de assentamento, e 25 mm em qualquer outro caso.

2.2.4.2 Resistência à flexão simples

Como a alvenaria é um material com baixa resistência à tração em comparação à compressão, a resistência à flexão simples de alvenarias não armadas é governada pela

resistência à tração, dependente do tipo de argamassa (traço) utilizada. Ou seja, basicamente a alvenaria não armada é dimensionada no estágio I, com a máxima tensão de tração inferior à resistida pela alvenaria (PARSEKIAN, 2012).

Para a alvenaria armada, a seção fletida pode ser dimensionada no estágio III (Figura 40), com plastificação das tensões na região comprimida, em que o acréscimo na resistência à compressão considerado nos estádios I e II não acontece em toda essa região que estará sujeita à mesma tensão na ruptura. Portanto, não existindo confinamento da armadura (PARSEKIAN, 2012).



Fonte: Adaptado de Parsekian (2012); NBR 16868-1 (ABNT, 2020a)

No caso de uma seção retangular fletida com armadura simples, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) define que o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) é obtido através da área de aço (A_s), da tensão do aço (f_s) e do braço de alavanca (z) (eq. (59)).

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad \text{eq. (59)}$$

Dessa forma, a área de aço necessária ($A_{s nec}$) para o momento solicitante de projeto (M_d) atuante no tardoiz é obtida (eq. (60)). Onde M_d é definido como a majoração em 1,4 vezes do momento fletor solicitante devido às pressões no tronco do muro.

$$A_{s nec} = \frac{M_d}{f_s \cdot z_r} \quad \text{eq. (60)}$$

Em relação às especificações para dimensionamento de uma seção de concreto armado, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) define que a tensão do aço (f_s) é limitada a tensão de

escoamento da armadura (f_{yd}) para blocos de concreto. Aponta-se que a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), norma cancelada e substituída pela citada anteriormente nesse mesmo parágrafo, define limitação da tensão de escoamento do aço a 50% do seu valor real para elementos submetidos à flexão simples, ou seja, a atualização da norma reduziu a taxa de armadura resistente à flexão necessária. Como a análise comparativa desses resultados se afasta do proposto para o presente trabalho, fica como sugestão para trabalhos futuros a análise dessa alteração.

A linha neutra resultante (z_r) devido ao momento solicitante é definida através da altura útil (d) e da altura x_r (Figura 40), conforme a eq. (61) (PARSEKIAN, 2012).

$$z_r = d - 0,4 \cdot x_r \quad \text{eq. (61)}$$

Adaptando a fórmula para o braço de alavanca z conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) e isolando a variável x_r em função do momento solicitante, obtém-se a eq. (62), onde f_d é a resistência de cálculo do prisma e b a largura da viga idealizada.

$$x_r = 1,25 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{b \cdot f_d}} \right) \quad \text{eq. (62)}$$

Para limitar a posição da linha neutra a $0,45 d$ de forma a assegurar a ductilidade, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) define que o valor de M_{Rd} não pode ultrapassar seu valor máximo (eq. (63)).

$$M_{Rd} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad \text{eq. (63)}$$

O valor de cálculo f_d é definido como a metade da resistência característica (PARSEKIAN, 2012).

$$f_d = \frac{f_k}{2} \quad \text{eq. (64)}$$

Para a relação entre a resistência de parede e de prisma (f_{pk}/f_k), assume-se o valor $0,7$ (eq. (65)), valor adotado que leva a um resultado de dimensionamento a partir de valores característicos (f_{pk}) equivalentes aos obtidos a partir de valores médios (PARSEKIAN, 2012).

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk} \quad \text{eq. (65)}$$

Conforme a Tabela F.1 da NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), a resistência de compressão simples do prisma (corpo de prova obtido pela superposição de blocos preenchidos por grauteamento e unidos por junta de argamassa, nesse caso) é obtida em função da resistência do bloco (f_{bk}).

$$f_{pk} = 0,75 \cdot 1,75 \cdot f_{bk} \quad (\text{para blocos de } 8,0 \text{ MPa}) \quad \text{eq. (66)}$$

De acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), em elementos predominantemente fletidos como vigas de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal ($A_{s,\text{mín}}$) não pode ser menor que o definido na eq. (67).

$$A_{s,\text{mín}} \geq \frac{0,15}{100} \cdot b \cdot d \quad \text{eq. (67)}$$

Além disso, a mesma norma define que armaduras alojadas em um mesmo espaço grauteado (furo vertical ou canaleta horizontal) não podem ter área de seção transversal superior a 8 % da área correspondente da seção do graute envolvente, considerando-se eventuais regiões de traspasse.

2.2.4.3 Armadura complementar da base

Sendo a armadura principal da fundação a mesma dimensionada de modo a resistir à flexão que o tronco está imposto, a armadura longitudinal da base (corrida ao longo do comprimento do muro) segue o valor mínimo para armaduras passivas aderentes definido na NBR 6118 (ABNT, 2014). A norma define que a armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção deve seguir a eq. (68), onde a área de aço (A_s) é a obtida na eq. (60).

$$A_s/s \geq \begin{cases} 20\% \text{ da armadura principal} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_c \cdot \rho_s \text{ onde } \rho_s \geq 0,5 \cdot \rho_{\text{mín}} \end{cases} \quad \text{eq. (68)}$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a taxa geométrica de armadura aderente passiva (ρ_s) é dada pela divisão da área de aço pela área da base, para o caso abordado e a taxa geométrica mínima de armadura longitudinal (ρ_{\min}) é obtida de acordo com a relação entre área mínima de aço e a área bruta de concreto da base (A_c) (Quadro 10). Contudo, Marchetti (2008) indica como armadura mínima de distribuição a utilização de, no mínimo, barras de 6,3 mm de diâmetro com espaçamento de 20 cm, onde a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que o espaçamento máximo entre barras é de 33 cm.

Quadro 10 - Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de ρ_{\min} ($A_{s,\min}/A_c$) % ^a														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
a	Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.														

Fonte: Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para o dente de ancoragem, se definido ser necessário durante as análises de estabilidade, Marchetti (2008) define o cálculo da armadura de flexão mínima necessária ($A_{s,b,\min}$) (eq. (69)), bem como a armadura de pele mínima da viga ($A_{sc,b,\min}$) e do esforço cortante ($A_{sw,b,\min}$) (eq. (70)). Destaca-se que, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele.

$$(h_s + d_s) \cdot lh_s \cdot \begin{cases} 0,15 \% = A_{s,b,\min} \\ 0,10 \% = A_{sc,b,\min} \end{cases} \quad \text{eq. (69)}$$

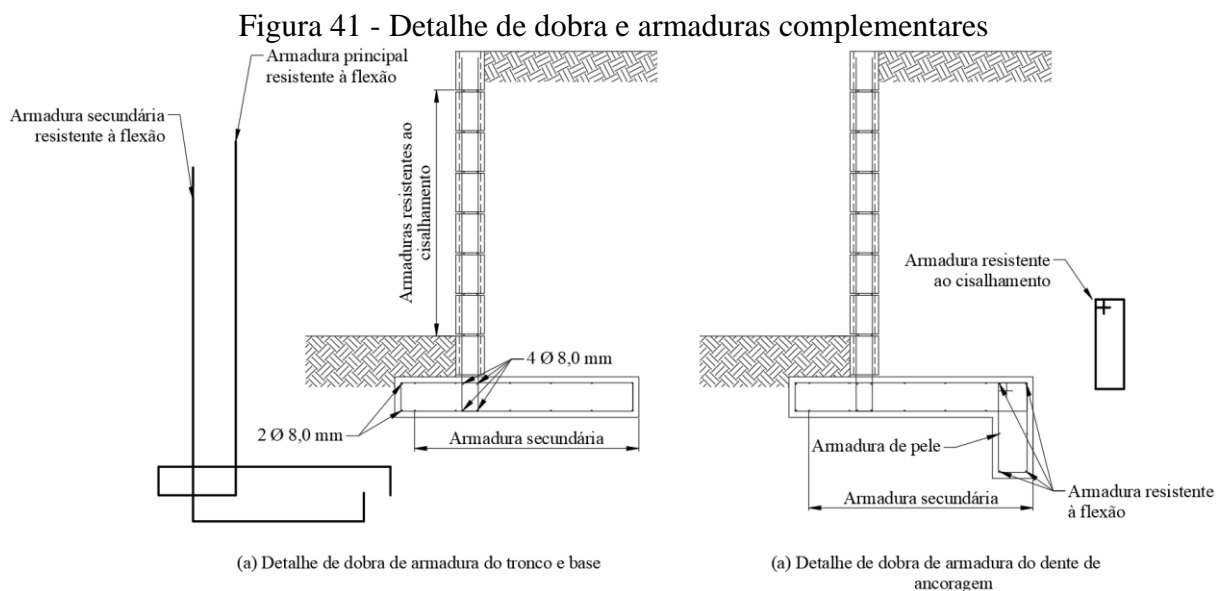
$$A_{sw,b,\min} = 0,1 \cdot lh_s \quad \text{eq. (70)}$$

O cobrimento da armadura na base, diferente do tronco onde é assegurado pela espessura do bloco de concreto, define-se pela NBR 6118 (ABNT, 2014) de acordo com a classe de agressividade ambiental para elementos estruturais em contato com o solo, definidas como de 30 mm para classes I e II, 40 mm para classe III e de 50 mm para classe de agressividade ambiental IV.

A agressividade ambiental, segundo a mesma norma, classifica-se conforme tabelado (Anexo B) e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

O detalhe de dobra e armaduras complementares devem ser executados conforme indicado (Figura 41). A armadura de amarração que intercepta o tronco e a base possuem, como indicação, o diâmetro de 8,0 mm, bem como a armadura corrida na extremidade da ponta do muro (considerando possível lixiviação da camada de solo no local), além da barra secundária resistente à flexão, cujo espaçamento deve seguir à armadura principal resistente ao cisalhamento (MOLITERNO, 1994).

A dobragem das armaduras resistentes à flexão deve seguir o diâmetro mínimo de pinos de dobramento de 5 vezes o diâmetro para barras menores que 20,0 mm e 8 vezes o diâmetro para barras de diâmetro igual ou maior que esse valor, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

2.2.5 Drenagem

De acordo com Clayton et al. (2013), durante fortes chuvas, a pressão ativa no muro aumenta de 30 a 40% em relação a condições de tempo seco, o que torna a influência pluviométrica um problema crítico da estabilidade de uma estrutura de contenção. Dessa forma, sugere-se a adoção de medidas de drenagem para minimizar esses efeitos.

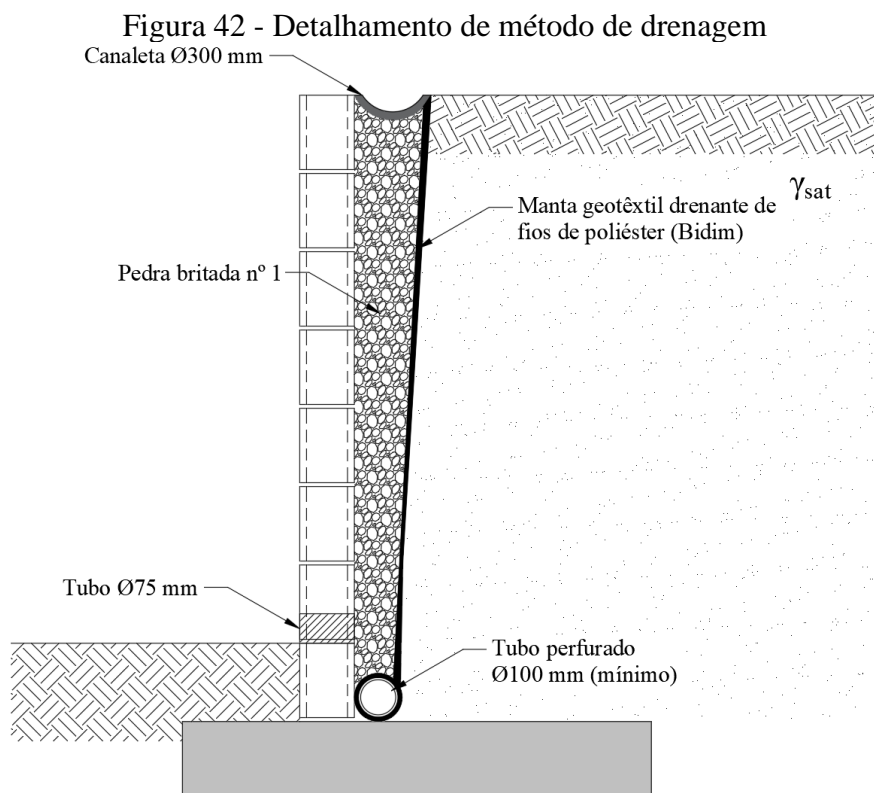
Estruturas de contenção como muros de arrimo requerem as mesmas considerações de projeto tanto para construções residenciais, como para maiores projetos. Contudo, é usual em construções residenciais, apesar de não recomendado, preencher o aterro com o solo escavado independente de sua qualidade (BOWLES, 1997).

Bowles (1997) indica que o risco de falha é reduzido se:

- Dreno de perímetro é devidamente instalado;
- Material granular e drenante é utilizado no aterro contido. Afinal, sistemas de drenagem possuem menor eficácia se o aterro não é drenante, mas usualmente continua com capacidade suficiente para manter a segurança.

O sistema de drenagem mais simples para uma estrutura de contenção consiste em “frestas”, que são furos que atravessam o tronco normalmente distantes a cada 1,5 m horizontal e verticalmente. Para a execução desses furos, dimensionados de acordo com a necessidade de escoamento, indica-se o tamanho da ordem de 100 mm de diâmetro e que se encontrem separados do solo contido por uma camada de material (como pedra britada nº 1) e manta drenantes (CLAYTON et al., 2013).

Para muros de flexão, Clayton et al. (2013) diz ser possível amenizar os efeitos da poropressão na zona crítica de empuxo com a utilização de dreno horizontal ao longo da estrutura. Moliterno (1994), por sua vez, especifica que o dreno deve ser instalado ao longo da interseção da base com o tronco, possuindo derivações e atravessando a parede em certos intervalos para permitir o rápido escoamento das águas (Figura 42).



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Para solos mais permeáveis, chuvas raramente são suficientes para estabelecer um fluxo de estado estável em que forme água livre na superfície, já para solos menos permeáveis, a água dispersa na superfície antes que possa penetrar a uma significativa profundidade no solo. Como consequência, os solos que precisam de maior cuidado são os de permeabilidade intermediária como areias siltosas e solos residuais porosos. Quando o solo contido é argiloso, surgem pressões laterais devido à expansão dos vazios preenchidos por água contra o tardo do muro que podem ser maiores que os efeitos de poropressão (CLAYTON et al., 2013).

2.2.6 *Software GEO5*

O *software* utilizado para análise comparativa e validação dos resultados obtidos nesse trabalho, GEO5, é composto de diversos aplicativos para estudos geológicos e geotécnicos e dimensionamentos de estruturas de contenção, análises de estabilidade, escavações, fundações rasas e profundas, assentamentos, túneis e poços e sondagens de solo (FINE, 2021).

Criada em 1987 em cooperação com a Faculdade de Engenharia Civil da CTU de Praga, a empresa lançou inicialmente programa de análise estrutural para metal, madeira e concreto armado, com lançamento de programas para análise de muros de contenção (GEO 1.0) e de sapatas dois anos depois. Sua fundação, como Fine, foi em fevereiro de 1991 por Jiri Laurin e Milos Vodolan (FINE, 2021).

A evolução dos seus *softwares*, assim como o refinamento de processos de cálculo e aprimoramento de interface gráfica ocorreu ao longo dos anos até o lançamento do GEO5 em 2015, atualizado anualmente e com versão demonstrativa gratuita. O aplicativo de computador contém vários programas para análise de muros de arrimo e estruturas de contenção principalmente devido à conservação da simplicidade e da clareza na introdução dos dados, em que cada programa permite a análise da estrutura de acordo com os aspectos geotécnicos e material do muro (FINE, 2021).

Dentre os dez aplicativos fornecidos pela empresa para análise de estruturas de contenção, foca-se do Muro de Alvenaria, utilizado para o dimensionamento e análise de muro de alvenaria de pedra, blocos ou tijolos maciços, de acordo com várias normas. As verificações podem ser realizadas utilizando a norma europeia EN 1997-1, fatores de segurança parciais ou o método clássico de acordo com os estados limites e fatores de segurança (FINE, 2021).

Conforme Fine (2021), o dimensionamento do muro de alvenaria reforçado ocorre de acordo com as normas europeia EN 1997-1-1 ou a australiana AS 3700, permitindo inúmeras camadas de solo generalizadas, com banco de dados de parâmetros de solo de acordo com sua

classificação e consistência. Além disso, admite número arbitrário de forças aplicadas à estrutura (tira, trapezoidal ou carga concentrada), análise de empuxo hidrostático e percolação da água e os diversos tipos de pressão de terra atuante, abordados anteriormente nesse trabalho. Admitindo várias etapas de construção, calcula as pressões de terra em parâmetros efetivos e totais.

A verificação de análise das estruturas é realizada através da combinação de métodos analíticos e elementos finitos, em que a interligação ou comparação das soluções independentes contribui para o aumento da segurança e eficiência do projeto, diminuindo superdimensionamentos (FINE, 2021).

2.2.7 Considerações quanto ao projeto

No caso de muros de grande comprimento, de acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), deve ser analisada a colocação de juntas verticais de controle de fissuração em elementos de alvenaria, com a finalidade de prevenir o aparecimento de fissuras provocadas por variação de temperatura, expansão, variação brusca de carregamento e variação da altura ou espessura da parede. Para painéis de alvenaria contidos em um único plano e na ausência de uma avaliação precisa das condições específicas do painel, recomenda-se dispor juntas verticais de controle. Para o caso abordado (alvenaria armada com taxa de armadura transversal maior ou igual a 0,04% da seção transversal e espessura de bloco de concreto igual ou maior que 14 cm), a norma define que o muro deve ser executado com espaçamento máximo que não ultrapasse os limites de 9 m e, no caso de paredes executadas com blocos de concreto não curados a vapor, os limites são reduzidos em 20%.

Conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), um projeto de alvenaria estrutural deve apresentar desenhos técnicos detalhando as fiadas diferenciadas e, em casos especiais de elementos longos repetitivos (como muros, por exemplo), plantas e elevações podem ser apresentadas parcialmente. Contudo, devem ser apresentados, sempre que presentes:

- a) Posicionamento dos blocos ou tijolos especiais;
- b) Detalhes de amarração das paredes;
- c) Localização dos pontos grauteados e das armaduras;
- d) Posicionamento das juntas de controle e dilatação.

Ainda, a NBR 11682 (ABNT, 2009) define como requisitos obrigatórios para elaboração de projeto de estruturas de contenção, além de outros itens, o levantamento de informações disponíveis, verificação de restrições legais e ambientais à execução de obras,

avaliação da necessidade de implantação de medidas emergenciais, dados cartográficos, hidrológicos, geológicos, geomorfológicos, levantamento topográfico e investigações de campo, bem como as partes integrantes requisitadas para o projeto.

Visto que cada projeto possui detalhamentos e elevações específicos e que no desenvolvimento e análises desse trabalho se apresenta a otimização do cálculo de muro e detalhes estruturais típicos resultantes para diferentes alturas, salienta-se que esse trabalho não complementa todo o projeto de uma estrutura de fundação, e tem como objetivo o auxílio de cálculo e projeto sobre o tema.

3 METODOLOGIA

Para desenvolvimento do modelo de otimização proposto, dividiram-se os processos de cálculo em etapas, escritos e executados separadamente antes de compilar o programa final. Essa decisão se deve ao fato de oferecer maior controle de testagem e correção de erros, o que se torna mais complexo quando várias declarações executáveis operam ao mesmo tempo, como ao compilar um único modelo. A linguagem de programação utilizada foi C, escolhida devido ao prévio conhecimento da autora, onde o *software* utilizado para a execução dos códigos escritos foi Visual Studio Code.

A decisão de modelar dessa forma acontece pelo propósito de que o usuário possa utilizar o programa a partir de um arquivo executável, e não necessite de outros programas (que usualmente necessitam de licenças pagas) para funcionar.

Fedin (2018) estabeleceu etapas para escrever um programa em C:

- Definir os objetivos do programa;
- Projetar o programa: estabelecer a lógica dos processos;
- Escrever o código: compor os argumentos e declarações que compõe o código;
- Compilar: implementar o modelo em um *software* de programação;
- Executar o programa;
- Testar e fazer o *debug*: correção de possíveis erros;
- Análise com outros programas utilizados e consolidados: comparação de resultados para que esteja operando da forma correta;
- Manutenção e modificação (aperfeiçoamento) do programa.

Sendo os objetivos já estabelecidos na revisão bibliográfica, parte-se da arquitetura do projeto para cada etapa de processo de cálculo de: coeficientes de empuxo, empuxo devido à sobrecarga no aterro, cálculo de pressões de terra, pré-dimensionamento do muro conforme análises de estabilidade e dimensionamento da estrutura. Ao compilar os modelos parciais, são adicionadas as iterações de acordo com a altura do muro e espessura do bloco estrutural de concreto. Destaca-se que para a modelagem, são utilizadas unidades em metros (m) e kilo Newtons (kN).

Conforme Loriggio (2016), o programa não substitui conhecimento. Sendo assim, todos os resultados de cálculo obtidos com o modelo de otimização, desde coeficientes e pressões resultantes de empuxo até áreas de aço para a estrutura, são impressos em tela e em

documento de extensão .txt (executável a partir de bloco de notas e documentos de texto) para fornecer controle de análise parcial ao usuário.

3.1 MODELOS DE CÁLCULO PARCIAIS

3.1.1 Cálculo de coeficientes de empuxo

Na primeira etapa de otimização para o cálculo de coeficientes de empuxo, definiram-se as variáveis de cálculo de coeficiente de empuxo em repouso (K_0) para os métodos apresentados no item 2.1.2, bem como de ativo (K_a) e passivo (K_p) para Coulomb e Rankine desenvolvidos nos itens 2.1.5 e 2.1.6. Além disso, iniciou-se a variável π através do cálculo do arco-cosseno de -1 que retorna seu valor em radianos, por não estar inclusa na biblioteca de funções matemáticas para a linguagem C. A sua utilização ocorre no cálculo de ângulos, sendo que a linguagem de programação definida opera em radianos e, como os dados de entrada são fornecidos em graus, é necessário efetuar a conversão.

Para o cálculo dos coeficientes de empuxo por Coulomb, é necessário o definir o ângulo de atrito entre solo e estrutura (δ') que, conforme desenvolvido no item 2.1.10, depende do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), conforme o tipo de solo. Para solos coesivos, adota-se o valor de 20° e para não coesivos, a média definida por Bowles (1997) e Das e Sobhan (2014) para solos granulares densos, levando em consideração que o solo contido se encontra, mesmo que parcialmente, compactado ($0,58 \phi'$).

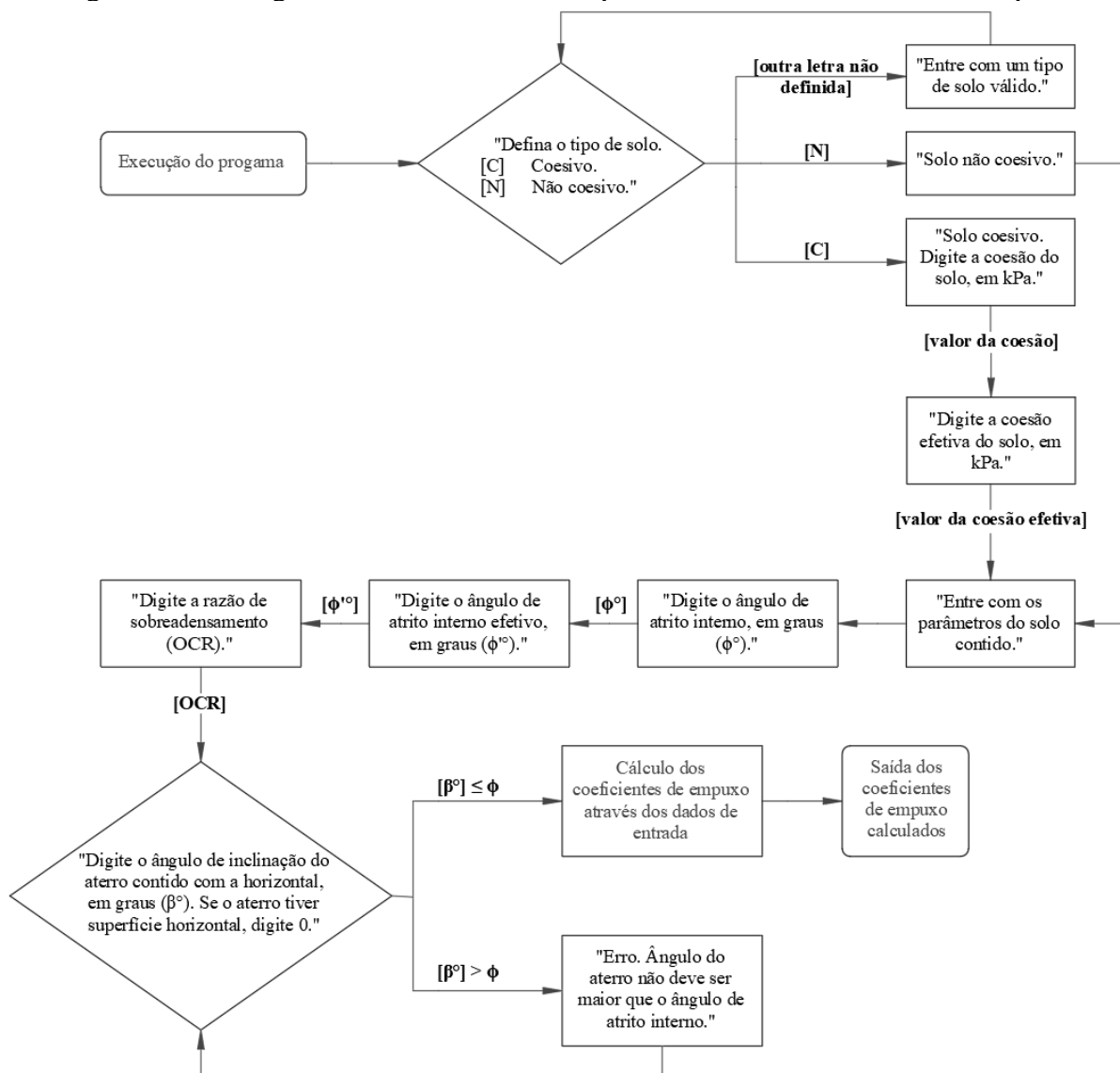
Além disso, para esse os demais métodos, também são necessárias as informações do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), razão de sobreadensamento (OCR) e o ângulo de inclinação com a horizontal do aterro contido (β). Portanto, ao iniciar o programa, o usuário deve determinar o valor dessas variáveis a partir de caracteres pré-definidos ou de valores inteiros ou decimais, conforme unidades especificadas pelo modelo (Figura 43).

Para o ângulo de inclinação do aterro, inclui-se a estrutura de decisão definida após a testagem do modelo parcial, onde ângulos de aterro maiores que o ângulo de atrito interno do solo resultavam em erro para cálculo dos coeficientes de Coulomb e Rankine. O erro ocorria nas funções dentro das raízes quadradas: $\text{sen}(\phi - \beta)$ para coeficiente ativo de Coulomb e $(\cos^2\beta - \cos^2\phi)$ para os coeficientes de Rankine, visto que quando $\beta > \phi$, essas funções resultam em números negativos, não sendo possível efetuar o cálculo da raiz quadrada sem que resulte em um número complexo. Ainda, o erro ocorria também no cálculo de coeficiente passivo de

Coulomb, que resultava em valores dezenas de vezes maiores que os analisados em outros casos.

Diante disso, inseriu-se a limitação de que o ângulo de inclinação do aterro deve ser menor ou igual que o ângulo de atrito interno ($\beta \leq \phi$). De forma prática, a restrição significa que os coeficientes de empuxo não podem ser calculados se o talude possuir inclinação maior que o ângulo da força resistente entre as partículas do solo em estado natural – situação que pode resultar em colapso.

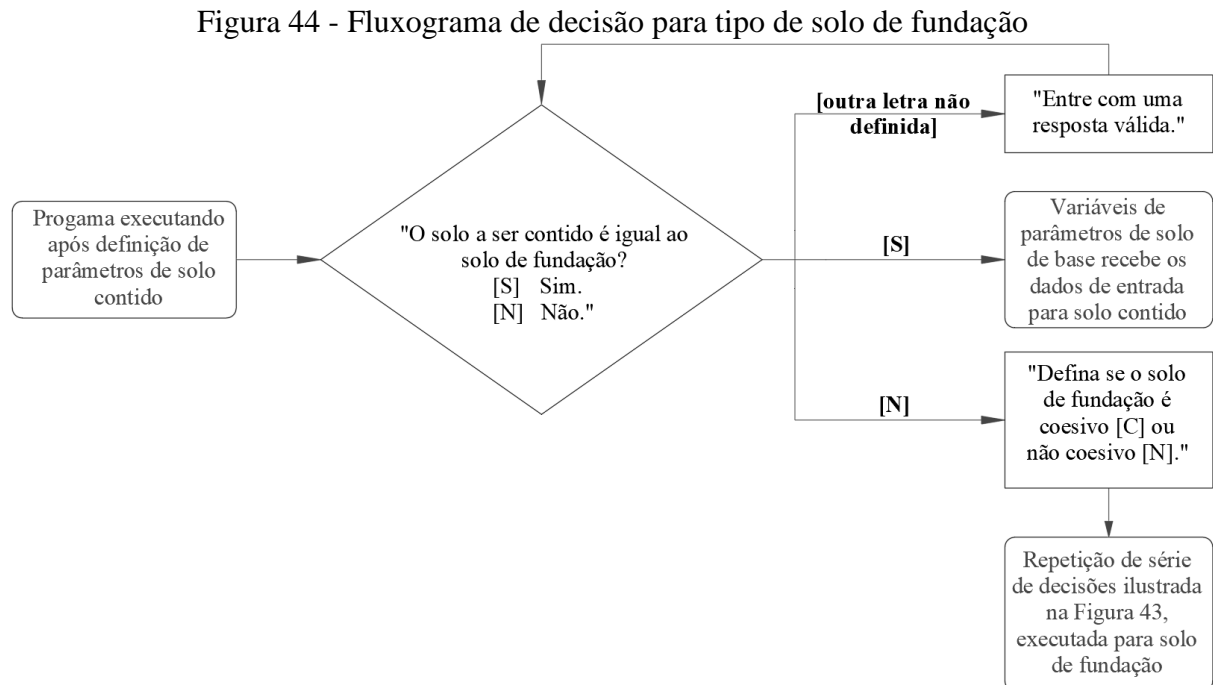
Figura 43 - Fluxograma de entrada de dados para cálculo de coeficientes de empuxo



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Após a entrada de dados para o solo contido, o usuário deve definir se esse é também o solo de base da estrutura, em virtude de casos em que o muro contém solo de aterro diferente

da fundação. Na condição de serem distintos, deve-se entrar com os parâmetros do solo de base (Figura 44).

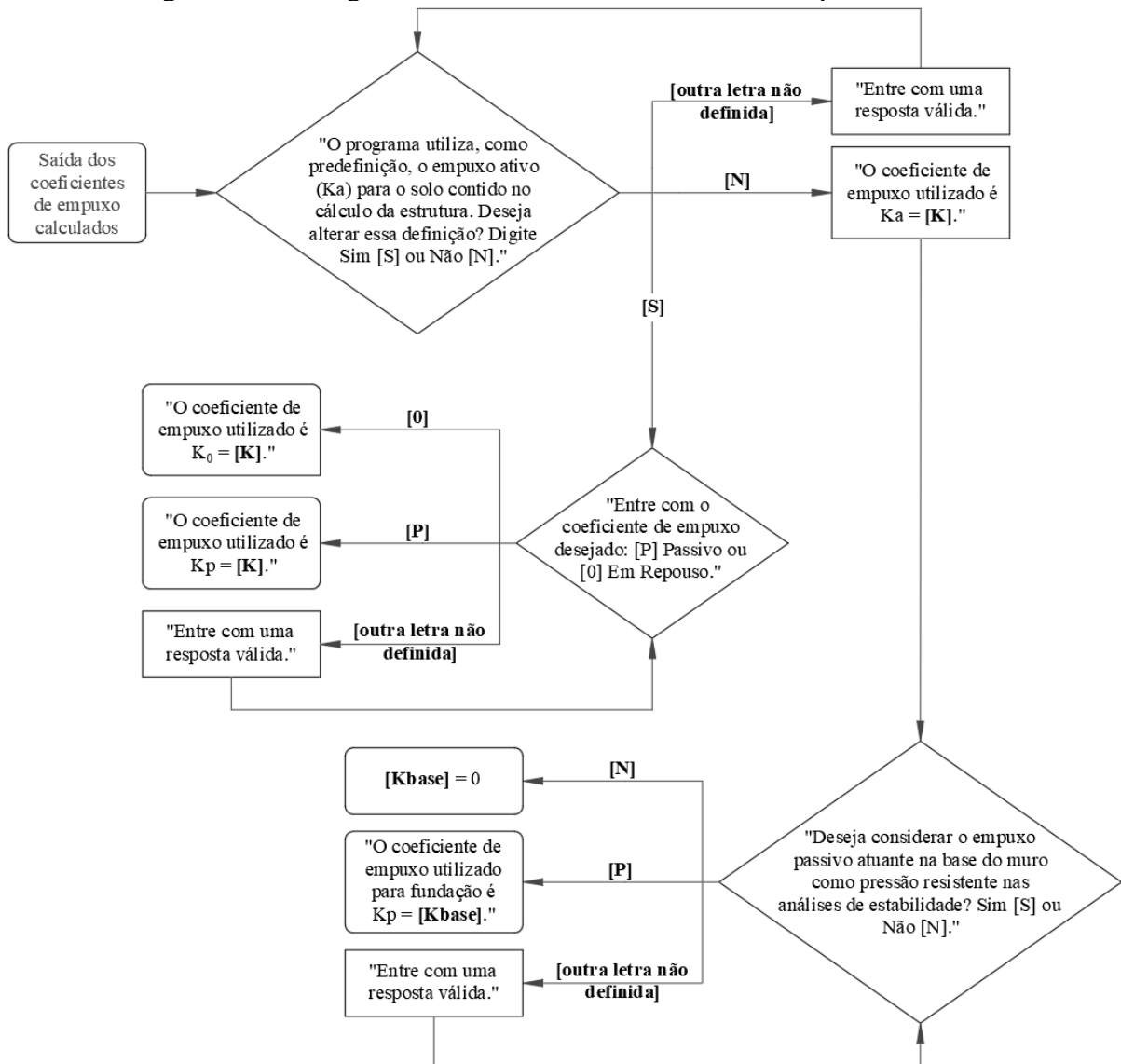


Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Observa-se que, caso o solo de fundação seja distinto, é necessário calcular apenas o coeficiente de empuxo passivo a ser considerado nas análises de estabilidade externa, de acordo com definição do usuário. Contudo, a escolha do empuxo passivo atuando como esforço resistente é possível se o empuxo do solo contido escolhido pelo usuário é o ativo (K_a), conforme predefinição do programa que pode ser alterada em sua execução. Afinal, se o empuxo optado é diferente do ativo, o muro não desloca para frente de modo a gerar pressão passiva (Figura 45).

Além disso, o modelo admite como coeficiente para cálculo das pressões de empuxo o maior resultado entre os coeficientes calculados para Coulomb e Rankine para o solo contido e o menor coeficiente empuxo passivo para o solo de fundação - designação de forma automática que ocorre a favor da segurança.

Figura 45 - Fluxograma de decisões de coeficiente de empuxo utilizado



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Após o cálculo dos coeficientes de empuxo conforme equações desenvolvidas nos itens citados, o programa fornece os coeficientes obtidos com sua respectiva identificação como dados de saída. Devido à possibilidade de tipos distintos de solo, o programa imprime separadamente o coeficiente de empuxo passivo para o solo de fundação, caso esse não seja igual ao solo contido, bem como para solos iguais e ângulo β diferente de zero. Em virtude de que a inclinação do solo à frente do muro é estipulada como horizontal:

- O coeficiente de empuxo em repouso (K_0) é: [K0 calculado];
- O coeficiente de empuxo ativo (K_a) para Coulomb é: [Ka calculado para Coulomb];

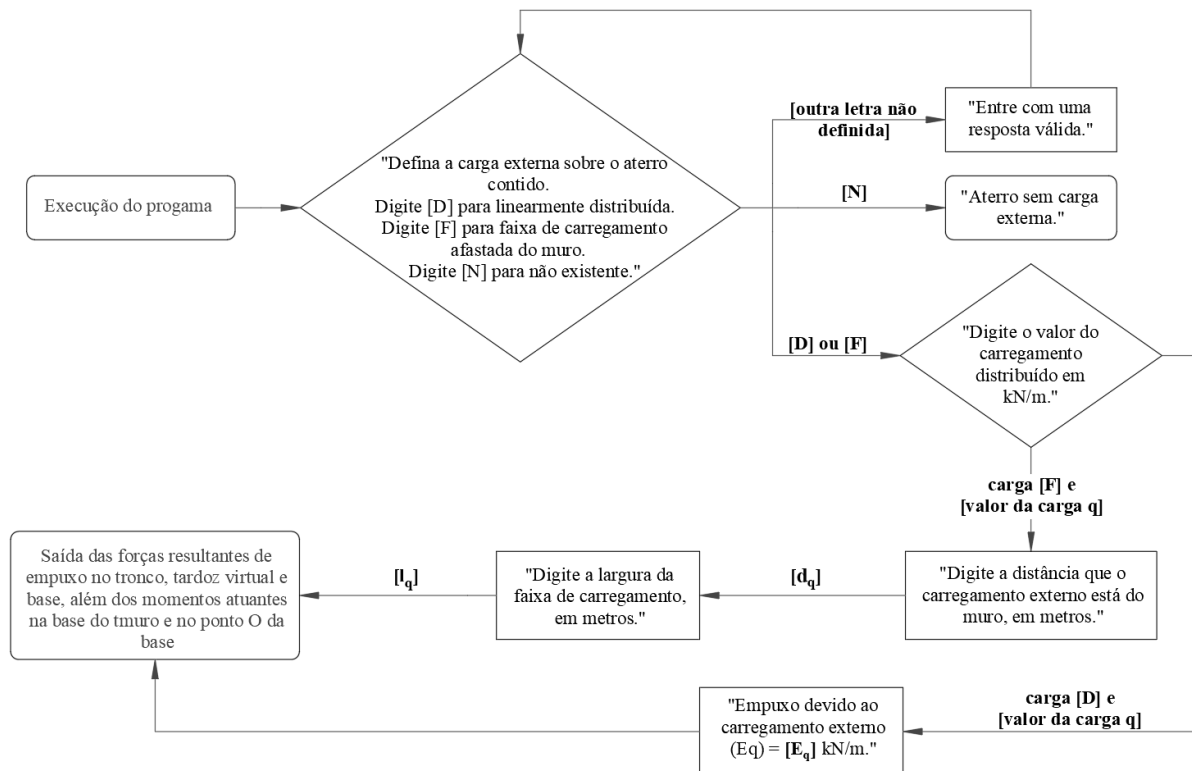
- O coeficiente de empuxo passivo (K_p) para Coulomb é: [K_p calculado para Coulomb];
- O coeficiente de empuxo ativo (K_a) para Rankine é: [K_a calculado para Rankine];
- O coeficiente de empuxo passivo (K_p) para Rankine é: [K_p calculado para Rankine];
- O coeficiente de empuxo passivo (K_p) do solo de fundação para Coulomb é: [K_p do solo de fundação calculado para Coulomb] – para solos distintos ou $\beta \neq 0$;
- O coeficiente de empuxo passivo (K_p) do solo de fundação para Rankine é: [K_p do solo de fundação calculado para Rankine] – para solos distintos ou $\beta \neq 0$.

3.1.2 Cálculo de empuxo devido à sobrecarga no aterro

Na otimização dos processos de cálculo de empuxo devido à sobrecarga, iniciam-se as variáveis de cálculo de empuxo atuante no muro (E_q) devido à carga q , assim como a força resultante em caso de carregamento linearmente distribuído (R_{eq}), os ângulos θ e λ e as distâncias d_q e l_q , necessários para o cálculo da resultante de faixa de carregamento (Figura 23).

Para a execução do modelo parcial, definem-se como dados de entrada do usuário a existência e tipo da carga externa sobre o aterro contido, que direciona à introdução das informações específicas para cálculo da resultante de faixa de carregamento, caso existente (Figura 46).

Figura 46 - Fluxograma de entrada de dados para cálculo de empuxo devido à sobrecarga no aterro



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

O ângulo de inclinação do aterro (β) não foi redefinido como dado de entrada para evitar a repetição desnecessária de linhas de código – procedimento adotado em todos os modelos parciais. Contudo, diferentes ângulos foram verificados na testagem considerando sua influência na força resultante, onde se estabelece que o ângulo β' é a metade do ângulo de atrito interno efetivo do solo contido, tendo em vista a limitação definida previamente de que $\beta \leq \phi$, conforme definido no item 2.1.6. Além disso, nessa etapa de modelo parcial, utilizam-se as equações e definições apresentadas nos itens 2.1.9 e 2.2.3.

Assim como em outras etapas de cálculo, os esforços solicitantes devem ser analisados de forma separada para o cálculo da estrutura e para análises de estabilidade externa. Em caso de carregamento linearmente distribuído, a força resultante da carga q é localizada na metade da altura do tronco para verificações estruturais, mas para verificações de estabilidade externa, essa carga é dividida em esforço solicitante no tardoz virtual e carga transferida para a cunha de solo resistente acima da base. O mesmo ocorre para faixa de carregamento.

A influência do peso extra na base devido ao sobrecarregamento (W_q), atuante como esforço resistente, é calculada conforme já desenvolvido para carregamento linearmente distribuído (Figura 30), onde H' é definida na eq. (71). A altura ($t \cdot \tan \beta$) é obtida através da

função trigonométrica dependente da largura do talão (t) (Figura 27) e se refere à altura adicionada ao tardoz virtual quando $\beta > 0$, e é nula quando o aterro é horizontal.

$$H' = H + d_s + t \cdot \operatorname{tg}(\beta) \quad \text{eq. (71)}$$

A resultante de peso considerada na base é calculada considerando a largura do talão, onde atua (eq. (72)).

$$W_q = q \cdot K \cdot t \quad \text{eq. (72)}$$

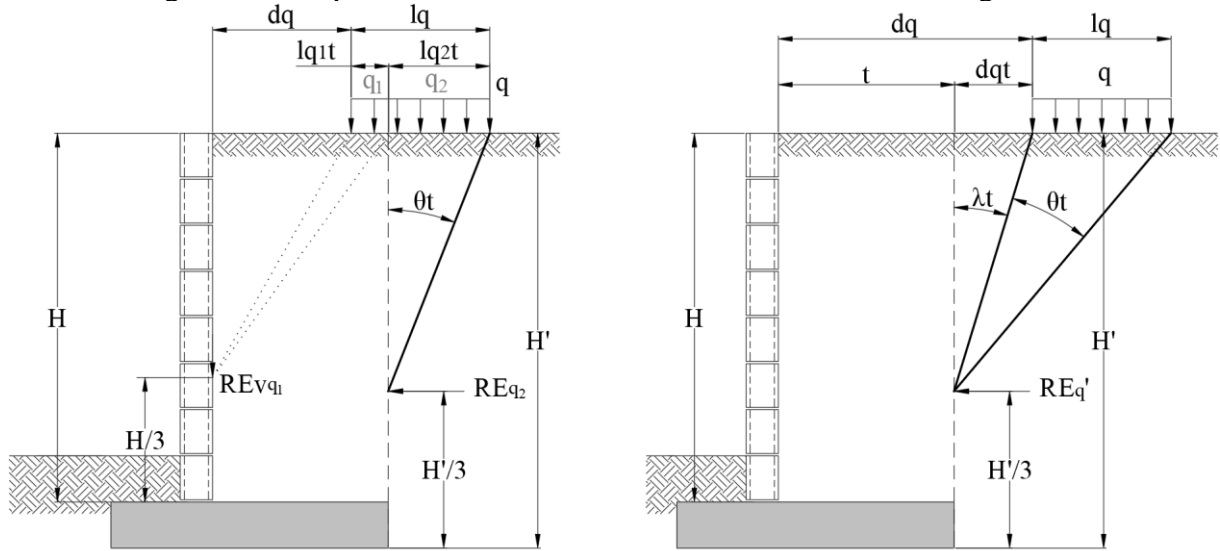
Para faixas de carregamento, definem-se os valores dos ângulos θ e λ a partir de suas tangentes para cálculo de R_{eq} atuante no tronco (eq. (73) e eq. (74)).

$$\lambda = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{d_q}{2H/3} \right) \quad \text{eq. (73)}$$

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \left[\left(\frac{d_q + l_q}{2H/3} \right) - \lambda \right] \quad \text{eq. (74)}$$

Para que casos em que a faixa de carregamento se encontra parcialmente em cima da base, sua influência deve ser calculada considerando a parte da largura da faixa (l_q) que está acima do talão da base, obtida pela largura do talão subtraída da distância da faixa do tronco ($t - d_q$). A largura de faixa que está projetada para fora do tardoz virtual (l_{qt}) não é considerada como carga linearmente distribuída quando possuir projeção menor que dois metros além do tardoz virtual (considerado a partir da distância mínima para que cargas de compactação mecanizadas não influenciem no muro). Nesse caso, o ângulo λ_t é nulo e a largura do carregamento que se encontra acima da base possui pressão vertical considerada conforme desenvolvido na eq. (27), considerando a largura de faixa l_{q1} (Figura 47 (a)).

Figura 47 - Empuxo no tardo virtual devido a uma faixa de carregamento



(a) Aterro com faixa de sobrecarregamento acima da base

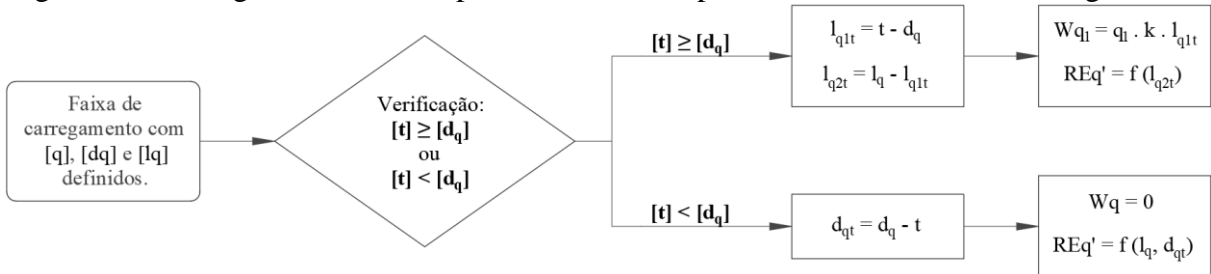
(b) Aterro com faixa de sobrecarregamento fora da base

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Na verificação de empuxos devido à faixas de carregamentos fora da projeção da base, o cálculo é similar ao efetuado para o tronco, mas ao contrário da distância d_q , adota-se o afastamento da faixa até o tardo (d_{qt}), obtido pela subtração da largura do talão da faixa de carregamento fornecida pelo usuário ($d_q - t$).

A análise de utilização de cálculo ocorre através de declarações do tipo “se” em que se efetua a análise entre as dimensões d_q e t (Figura 48). Para testagem, iniciou-se a variável da largura do talão como 75% da altura H , que foi posteriormente corrigida.

Figura 48 - Fluxograma de análise para cálculo de empuxos devido à faixas de carregamentos



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Como dados de saída, o programa fornece, além do carregamento de empuxo distribuído atuando no muro (E_q) para cargas linearmente distribuídas, as forças resultantes no tronco e tardo virtual do muro:

- O empuxo resultante devido ao carregamento externo (REq) = $[Req]$ kN, atuante a uma altura de $[Qh]$ m da base;
- Empuxo resultante no tardo virtual devido ao carregamento externo (REq') = $[Rqt]$ kN, atuante a uma altura $[Qht]$ m do ponto O;
- O momento devido à força resultante do carregamento externo atuante na base é de $[MEq]$ kN.m;
- O peso devido ao sobrecarregamento atuando na base é de $[Wq]$ kN (para carga linearmente distribuída);
- A reação vertical da faixa de carregamento atuando na base é de $[Reqv]$ kN (para faixa de carregamento);
- O momento atuante no ponto O da base, devido ao empuxo do carregamento externo é de $[MEqt]$ kN.m;

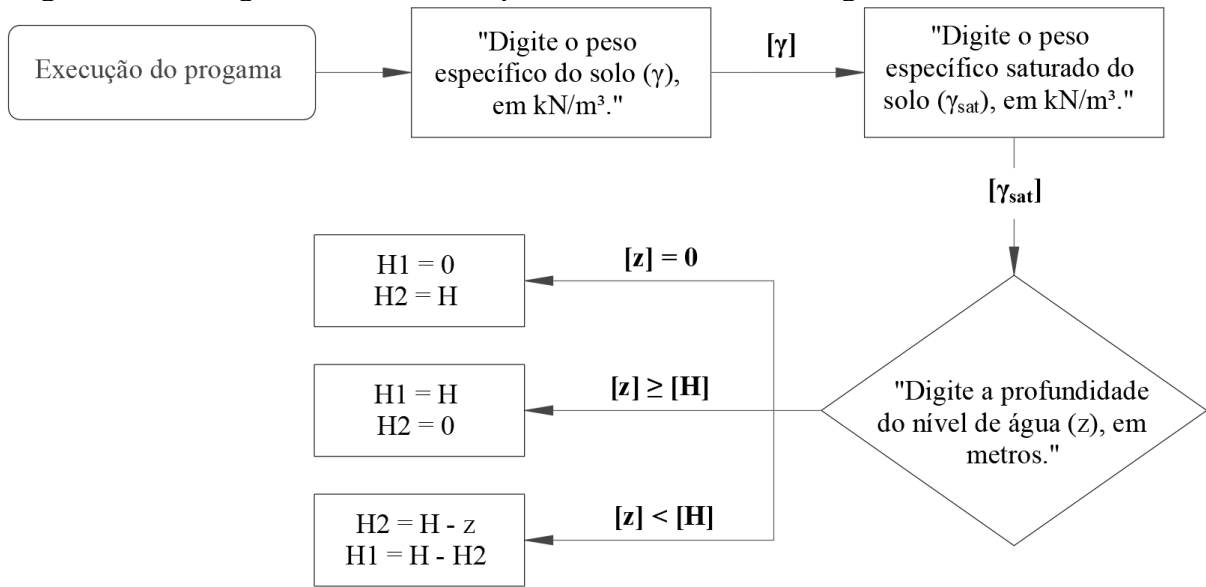
A variável Qh , que define a altura da carga resultante de empuxo da base é calculada conforme o carregamento definido pelo usuário, sendo $H/2$ para sobrecarga linearmente distribuída de $H/3$ para faixa de carregamento. Além disso, quando a faixa de carregamento está projetada para fora da base (Figura 47 (b)), ao invés da mensagem sobre a reação vertical, é impressa a informação de que não há pressão devido ao sobrecarregamento na base.

3.1.3 Cálculo de empuxo de terra

Na elaboração do modelo parcial para cálculo dos empuxos resultantes, declaram-se as variáveis de entrada do usuário de peso específico natural (γ) e saturado (γ_{sat}) do solo contido e de base, caso sejam distintos, bem como o nível de profundidade de água (z), utilizado na primeira etapa de análises de decisão. Os demais parâmetros necessários já iniciados são utilizados com um valor padrão de testagem.

Nessa etapa, analisa-se o nível de profundidade de água em comparação com a altura do muro para utilização das definições e equações desenvolvidas no item 2.1.8, onde a profundidade do nível obtido como dado de entrada $[z]$ é definido como a altura de solo não saturado ($H1$), e a diferença da altura do muro para o nível, estabelecido como altura de solo saturado ($H2$). A verificação ocorre para entrada de dados de z nulo ($z = 0$), z maior ou igual que a altura do muro (H) ou z menor que H (Figura 49).

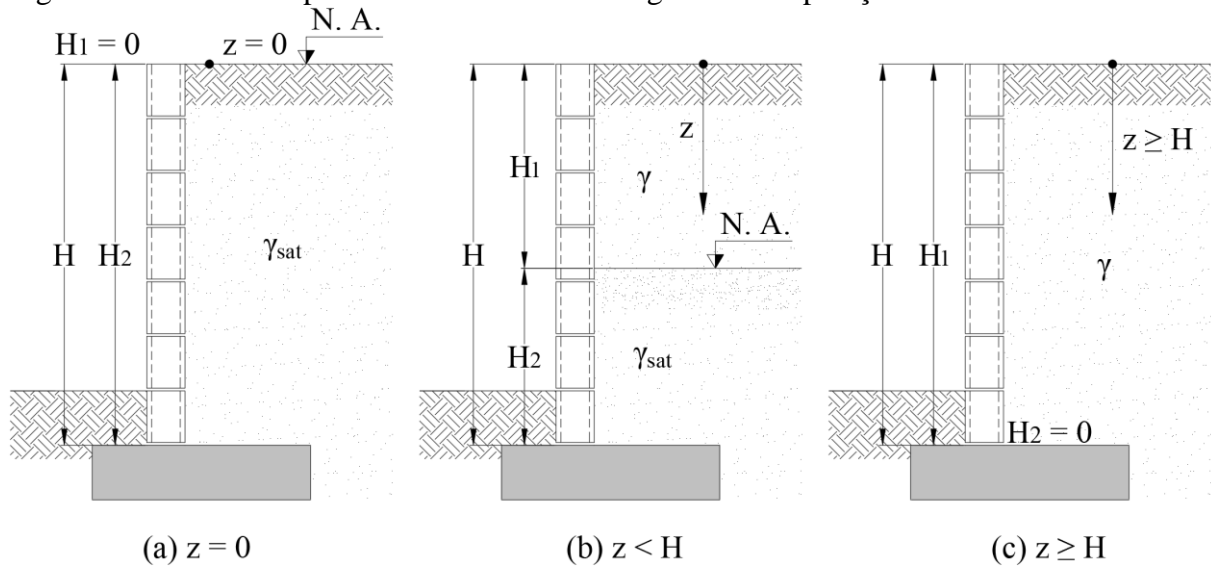
Figura 49 - Fluxograma de análise da profundidade de nível de água z com altura H do muro



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

A análise da profundidade do nível de água define o tipo de peso específico utilizado no cálculo dos empuxos, bem como pressão devido à água livre (Figura 50). A mesma verificação é executada para o tardoiz virtual, sendo considerada a altura H' .

Figura 50 - Análise da profundidade do nível de água em comparação com a altura H do muro



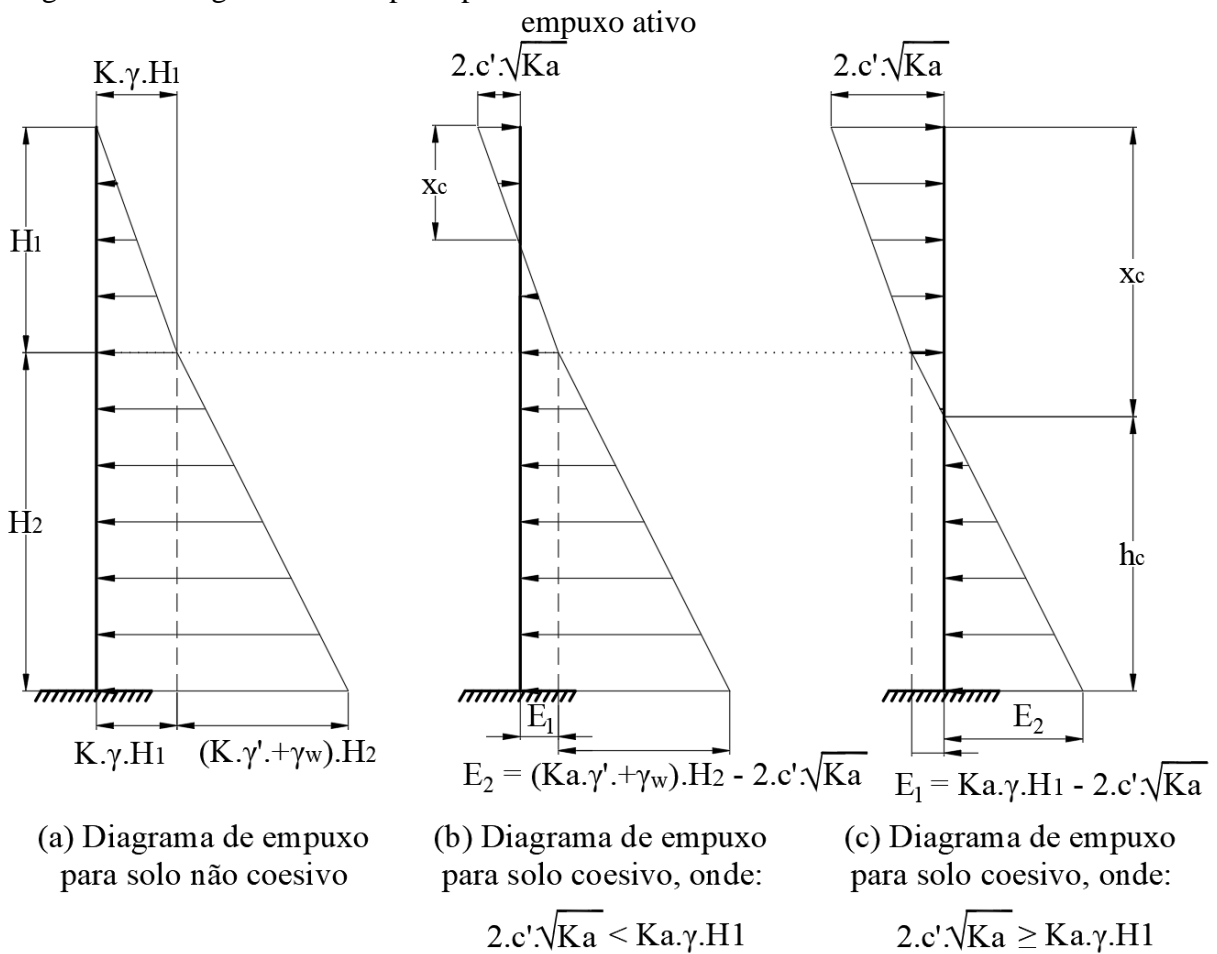
Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Caso se opte por dimensionar o muro para solo parcialmente saturado, mas sem presença de água livre, indica-se declarar a variável de peso específico natural do solo com maior valor, indicando saturação, e definir o nível de profundidade do solo como igual ou maior

que 5 m – altura superior às máximas alturas H' obtidas em testes. Dessa forma, o modelo não considera peso de água livre no solo a partir de seu peso específico (γ_w) definido com valor de 9,81 kN, mas calcula a pressão de empuxo com valor maior que para solo drenado.

Para o cálculo das pressões de empuxo, também deve ser considerada a coesão efetiva para solos coesivos, caso o coeficiente de empuxo ativo seja definido (Figura 16). A utilização do termo adicional por efeito da coesão altera a distribuição de pressões ao longo do muro, conforme os casos ilustrados para uma viga engastada-livre (Figura 51), considerando as alturas H1 e H2 definidas anteriormente (Figura 50). Na condição de, mesmo que para solos coesivos, o usuário decida não utilizar a parcela de redução das pressões de empuxo devido à coesão efetiva do solo, indica-se declarar os parâmetros do solo coesivo analisado, mas determinar solo não coesivo no início do modelo.

Figura 51 - Diagramas de empuxo para solo não coesivo e solos coesivos com coeficiente de empuxo ativo



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

As forças resultantes de empuxo devido aos diagramas de pressões são obtidas através das equações desenvolvidas para cada caso, onde o modelo define quais fórmulas utilizadas através de uma estrutura de análise e decisão do tipo “se”, onde o momento fletor (ME_R) devido à resultante do empuxo (E_R) tem seu máximo valor na base do tronco. Além disso, todas as parcelas de cálculo dessas equações que possuem o coeficiente de empuxo, são multiplicadas pelo coeficiente $\cos(\beta')$, devido à possível inclinação do aterro contido – a poropressão não possui alteração:

- Pressões de empuxo para solos não coesivos ou solos coesivos com coeficiente de empuxo diferente do ativo e $z > 0$:

$$E_R = (K \cdot \gamma \cdot H1) \cdot \frac{H1}{2} + (K \cdot \gamma \cdot H1) \cdot H2 + [(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2] \cdot \frac{H2}{2} \quad \text{eq. (75)}$$

$$ME_R = \left(K \cdot \gamma \cdot \frac{H1^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{H1}{3} + H2 \right) + (K \cdot \gamma \cdot H1 \cdot H2) \cdot \frac{H2}{2} + \left[(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot \frac{H2^2}{2} \right] \cdot \frac{H2}{3} \quad \text{eq. (76)}$$

- Pressões de empuxo para solos não coesivos ou solos coesivos com coeficiente de empuxo diferente do ativo e $z = 0$:

$$E_R = [(K \cdot \gamma \cdot H) + (K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H] \cdot \frac{H}{2} \quad \text{eq. (77)}$$

$$ME_R = E_R \cdot \frac{H}{3} \quad \text{eq. (78)}$$

- Pressões de empuxo para solos coesivos com coeficiente de empuxo ativo e $x_c < H1$ (Figura 51):

$$x_c = H1 \cdot \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}}{Ka \cdot \gamma \cdot H1} \quad \text{eq. (79)}$$

$$E_R = (Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}) \cdot \frac{H1 - x_c}{2} + (Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}) \cdot H2 + [(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}] \cdot \frac{H2}{2} \quad \text{eq. (80)}$$

$$\begin{aligned}
ME_R = & \left[(Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}) \cdot \frac{H1 - x_c}{2} \right] \cdot \left(\frac{H1 - x_c}{3} + H2 \right) \\
& + \left[(Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}) \cdot H2 \right] \cdot \frac{H2}{2} \\
& + \left\{ [(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}] \cdot \frac{H2}{2} \right\} \cdot \frac{H2}{3}
\end{aligned} \tag{81}$$

- Pressões de empuxo para solos coesivos com coeficiente de empuxo ativo e $h_c < H2$ (Figura 51):

$$x_c = H - \frac{H2 \cdot [(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}]}{[(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}] - (Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka})} \tag{82}$$

$$h_c = H - x_c \tag{83}$$

$$E_R = [(K \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{Ka}] \cdot \frac{h_c}{2} \tag{84}$$

$$ME_R = E_R \cdot \frac{h_c}{3} \tag{85}$$

Caso a utilização do empuxo passivo seja definida pelo usuário como verdadeira, sua força e momento fletor resultantes são calculados, considerando a camada de 20 cm acima da ponta do muro (Figura 31 e Figura 32). Além disso, em casos em que o muro intercepta o nível de profundidade de água ($z < H'$), considera-se a poropressão atuando na base na frente do muro, bem como na base (Figura 21) :

$$E_P = (K_{p,base} \cdot \gamma_{base} + \gamma_w) \cdot \frac{(h_s + d_s + 0.20)^2}{2} \tag{86}$$

$$ME_P = E_P \cdot \left[\frac{(h_s + d_s + 0.20)}{3} - h_s \right] \tag{87}$$

$$E_{w,base} = \left[\frac{H2' - (h_s + d_s + 0.20)}{2} + (h_s + d_s + 0.20) \right] \cdot \gamma_w \cdot B \tag{88}$$

Os cálculos desenvolvidos são também executados para o tardoz virtual, onde alteram as alturas para H' , $H1'$, $H2'$ e assim por diante. Deste modo, o modelo imprime como dados de saída, de acordo com o tipo de solo, nível de água e, conseqüentemente, cálculo utilizado para pressões de empuxo, as pressões de empuxo no topo, $H1$, $H2$, x_c , h_c e H para tronco e tardoz (com as respectivas alturas) em kN/m, além do empuxo resultante em kN com a altura de ação no muro e do momento atuante na base em kN.m:

- a) Impressão para pressões de empuxo para $z = 0$ e solo não coesivo:
 - No topo do muro, a pressão é nula;
 - Do topo, até a base do muro (altura de $[H]$ m), há uma pressão com o máximo de $[E]$ kN/m;
 - A resultante do empuxo total é de $[E_R]$ kN, atuante a uma altura de $[H/3]$ m;
 - O momento devido resultante do empuxo total é de $[ME_R]$ kN.m, atuante na base.
- b) Impressão para pressões de empuxo para $z > 0$ e solo coesivo com $z = 0$:
 - Do topo do muro até uma profundidade de $[H1]$ m, há uma pressão com o máximo $[E1]$;
 - Desse ponto, até a base do muro (altura de $[H]$ m), há uma pressão com o máximo de $[E2]$ kN/m;
 - A resultante do empuxo total é de $[E_R]$ kN, atuante a uma altura de $[H/3]$ m;
 - O momento devido resultante do empuxo total é de $[ME_R]$ kN.m, atuante na base.

A decisão por apresentar os empuxos em kN/m tem como conceito fornecer ao usuário a possibilidade de traçar os diagramas em outro *software* e poder conferir ou ilustrar os resultados do modelo desenvolvido

3.1.4 Pré-dimensionamento e análises de estabilidade externa

Ao modelar o pré-dimensionamento da estrutura, notou-se a necessidade de unir às análises de estabilidade externa devido à necessidade de alterar as dimensões do muro conforme esforços resistentes e solicitantes para que o muro se encontre de acordo com as prescrições normativas. Ainda, para esse modelo parcial, não há entrada de dados pelo usuário, visto que as variáveis utilizadas no cálculo já foram iniciadas anteriormente e pré-definidas para teste.

Nessa etapa, utilizam-se as equações e conceitos definidos nos itens 2.2.2 e 2.2.3. Além disso, efetuaram-se diversos testes para definir o melhor pré-dimensionamento de partida para as verificações de estabilidade, além das alterações a cada iteração. Destaca-se que, durante

esse e os processos desenvolvidos anteriormente, utilizaram-se alturas de tronco do muro (H) pré-estabelecidas de 0,40 m, 1,00 m e 2,20 m para testagem. Sendo a altura do muro a principal estrutura de repetição do programa (mais externa, dentro da qual todas as outras são executadas), essa iteração não foi iniciada nas etapas parciais - o intuito ainda não era obter o resultado para cada altura possível (objetivo específico do trabalho desenvolvido), e sim a análise do funcionamento do código implementado para a compilação final.

Portanto, para o pré-dimensionamento da estrutura, por estudo de referências como exemplos de muros dimensionados por Moliterno (1994) e Bowles (1997), além de análise de projetos reais, define-se que a estrutura de base do muro deve alterar em escalas de duas fiadas, e não a cada 20 cm de altura (a cada fiada de muro adicionada). Afinal, alterações em faixas menores conduzem a mais detalhes típicos de muro, dificultando a execução. Dessa forma, se estabeleceu como definição de pré-dimensionamento:

- 1) Para altura de muro (H) até 80 cm (0,80 m):
 - a) $B = 0,75 \cdot 0,80$;
 - b) $r = 0,15 \cdot 0,80$.
- 2) Para alturas de muro (H) maiores que 80 cm, e múltiplas de 40 (a cada duas fiadas):
 - a) $B = 0,75 \cdot H$;
 - b) $r = 0,15 \cdot H$.
- 3) Para alturas de muro (H) maiores que 80 cm, e não múltiplas de 40 (fiadas intermediárias):
 - a) $B = 0,75 \cdot (H + 0,20)$;
 - b) $r = 0,15 \cdot (H + 0,20)$.

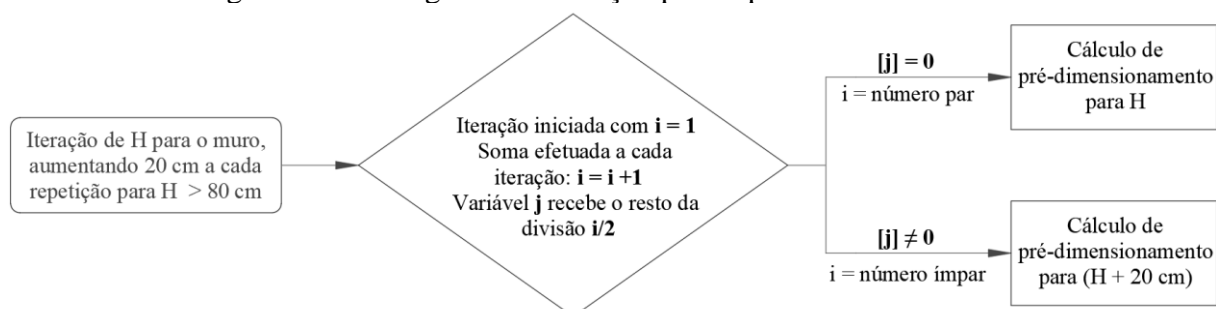
Além disso, para todos os casos são definidos:

- 1) A largura do tronco (d_0) é definida de acordo com o bloco utilizado, de 14 e 19 cm;
- 2) $t = B - r - d_0$;
- 3) A verificação $\alpha' < \psi'$, em que se não é verdadeira, a largura da base (B) admite nova dimensão a partir da tangente do ângulo ψ' , conforme eq. (89) (Figura 27).

$$\operatorname{tg}(\psi') = \frac{H}{B - r - d_0} \rightarrow B = \frac{H}{\operatorname{tg}(\psi')} + r + d_0 \quad \text{eq. (89)}$$

De forma lógica, para que a execução do modelo funcione da forma correta, implementou-se uma estrutura de iteração para variáveis de contagem (i, j) com estruturas de decisão do tipo “se” incorporadas (Figura 52).

Figura 52 - Fluxograma de iteração para o pré-dimensionamento



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Após o pré-dimensionamento, executou-se a otimização das verificações de estabilidade onde, para o processo, efetuaram-se vários testes para obter a melhor configuração de redimensionamento da estrutura - principalmente para a verificação de deslizamento. Nas análises iniciais, evitou-se o aumento da espessura da base do muro (d_s) predefinida com 20 cm, considerando que sua variação dificulta a execução do muro, além de prolongar a iteração - as cargas resultantes no tardo virtual alteram de valor com espessuras de bases diferentes.

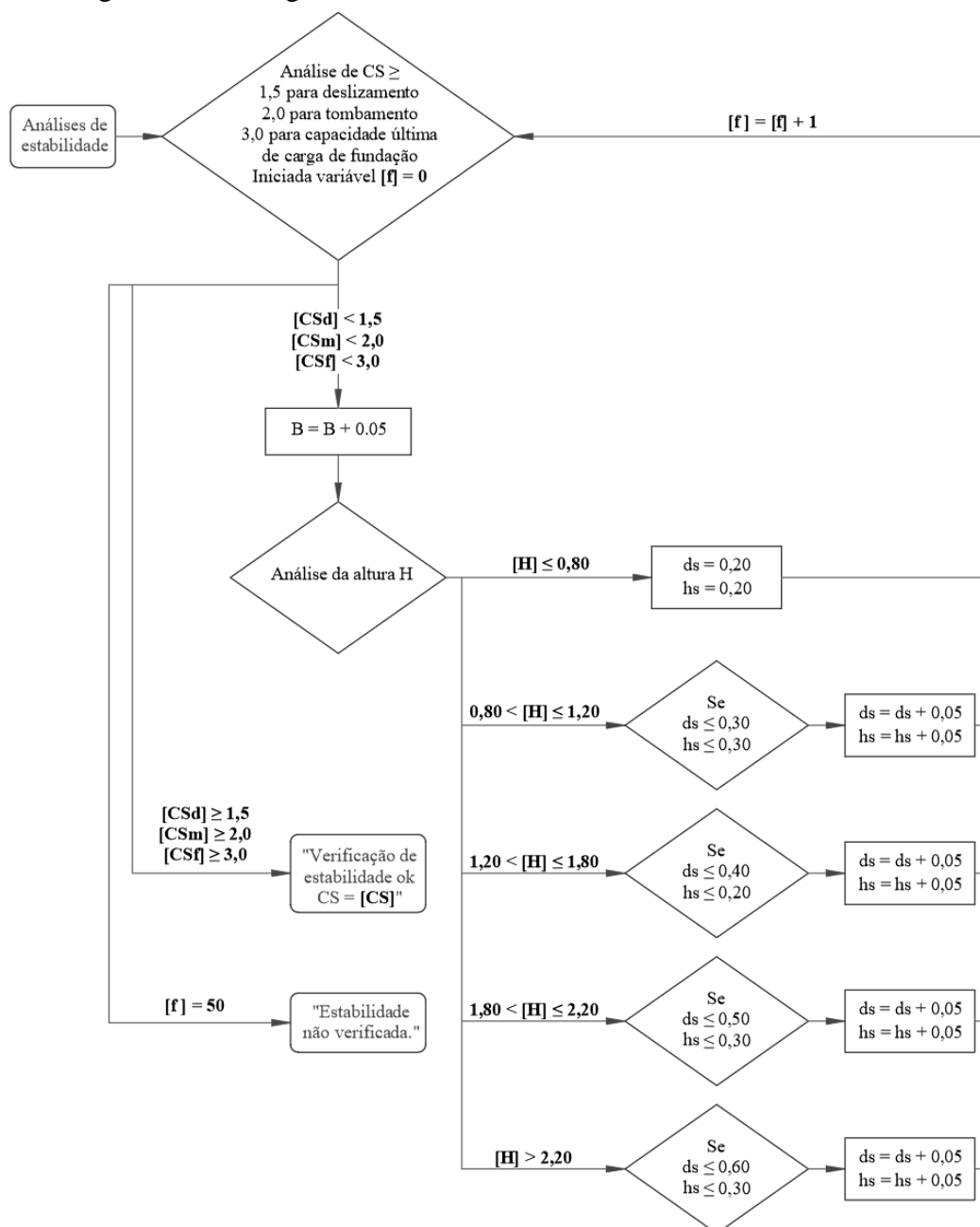
Nos primeiros testes executados, a largura da base (B) obteve até 16 m a mais de largura ao impossibilitar o redimensionamento de sua espessura. Portanto, após diversos testes para analisar o comportamento da estrutura a cada redimensionamento, considerando seu comportamento de acordo com as verificações de estabilidade, obteve-se o processo considerado mais satisfatório em comparação com exemplos de muros dimensionados na revisão bibliográfica. A altura do dente de ancoragem (h_s) apenas é calculada se o usuário optou por utilizar o empuxo passivo na ponta do muro nas análises de estabilidade - a largura do dente de ancoragem é estabelecida com o valor mínimo 20 cm e máximo igual à altura h_s , aumentando 5 cm a cada iteração. Caso tenha definido por não levar em consideração, a dimensão é zerada ($h_s = 0$), atentando ao fato de que o complemento estrutural amplia também a altura do tardo virtual (H') e, portanto, a área de influência das pressões solicitantes (Figura 53).

Para a iteração, adicionou-se a contagem de um valor inteiro (f), em que o critério de parada definido é $f = 50$. Ou seja, caso a ampliação da estrutura da base do muro ocorra 50 vezes, a análise de estabilidade é definida como não verificada, uma vez que a partir desse valor as dimensões da base do muro se tornam desproporcionais à altura.

Verificou-se que o incremento da espessura da base do muro (d_s) superior ao acréscimo da largura da base (B) é menos eficaz, considerando que há ampliação no peso W_c , mas não no peso da cunha de solo W_s , de principal importância para a estabilidade da estrutura. Observou-

se ainda que, após o muro estar verificado na análise de estabilidade, não houve impasse com as verificações de tombamento e capacidade última de carga do solo de fundação. Ainda assim, as análises são executadas conforme desenvolvido e utilizadas como critério de parada adicionado no item seguinte.

Figura 53 - Fluxograma de análises de estabilidade e dimensionamento

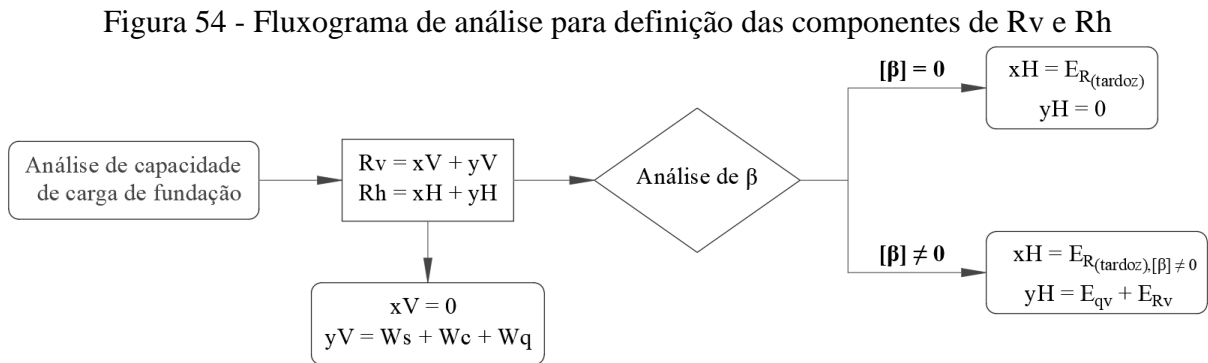


Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Os cálculos para as verificações de estabilidade foram executados conforme equações definições descritas no item 2.2.4, onde a excentricidade também é definida como critério de

repetição e ocorre o redimensionamento da largura da ponta (r), caso a resultante dos esforços não se encontre dentro do terço central da base.

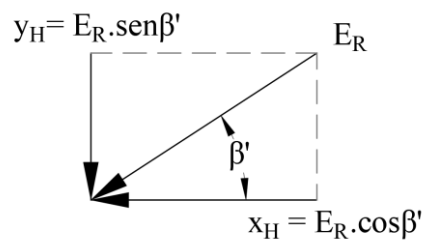
Devido à complexidade de estabelecer cálculos vetoriais na linguagem de programação escolhida, a análise de vetores resultantes para verificação de estabilidade de capacidade última de carga é executada através da soma algébrica dos vetores (Figura 35).



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Para o cálculo, analisam-se as componentes nos eixos das ordenadas (x) e abscissas (y) das resultantes dos esforços resistentes e solicitantes que atuam, de forma principal, nas direções verticais (V) e horizontais (H) - ao considerar o valor vetorial na soma algébrica, transfere-se seu módulo para os eixos através de funções trigonométricas (Figura 55).

Figura 55 - Decomposição de vetores para soma algébrica



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Para o cálculo do ângulo entre os vetores R_v e R_h (θ'), utilizado na definição dos fatores de inclinação para verificação de capacidade última de carga da fundação, efetua-se a soma algébrica dos vetores resultantes (eq. (90)).

$$\theta' = \frac{\cos^{-1}((xV \cdot xH) + (yV \cdot yH))}{xV^2 + yV^2} \cdot (xH^2 + yH^2) \quad \text{eq. (90)}$$

Além disso, para a verificação de estabilidade de capacidade última de carga, o modelo possui estruturas de verificação do tipo “se” para analisar se o solo de fundação é coesivo e saturado, ou não coesivo, coesivo e não saturado, conforme definições desenvolvidas no item 2.2.3.3.

Como resultado, o modelo imprime o coeficiente de segurança (CS) obtido para cada análise, se a estabilidade está verificada (Figura 53), além da pressão resultante das cargas solicitantes para a de capacidade última de carga de fundação, R_V e R_H . Se as estabilidades não são verificadas de acordo com as prescrições normativas, o modelo trava a execução e fornece essa informação ao usuário:

- CS Deslizamento = [CSd];
- Verificação contra deslizamento ok;
- CS Tombamento = [CSm];
- Verificação contra tombamento ok;
- Pressão resultante das cargas
- Capacidade de carga última de fundação = [q_ult] kN;
- Pressão resultante de cargas solicitantes = [qr] kN;
- CS Capacidade última de carga da fundação = [CSf];
- Verificação de capacidade última de carga ok.

Caso o muro dimensionado se encontre verificado às análises de segurança, o modelo fornece como dados de saída também o dimensionamento da base do muro. A dimensão do dente de ancoragem (hs) somente é impressa se o usuário optou por considerar o empuxo passivo:

- Dimensão da base do muro (B) = [B] m;
- Dimensão da ponta do muro (r) = [r] m;
- Dimensão do talão do talão do muro (t) = [t] m;
- Largura da base do muro (ds) = [ds] m;
- Altura do dente de ancoragem (hs) = [hs] m.

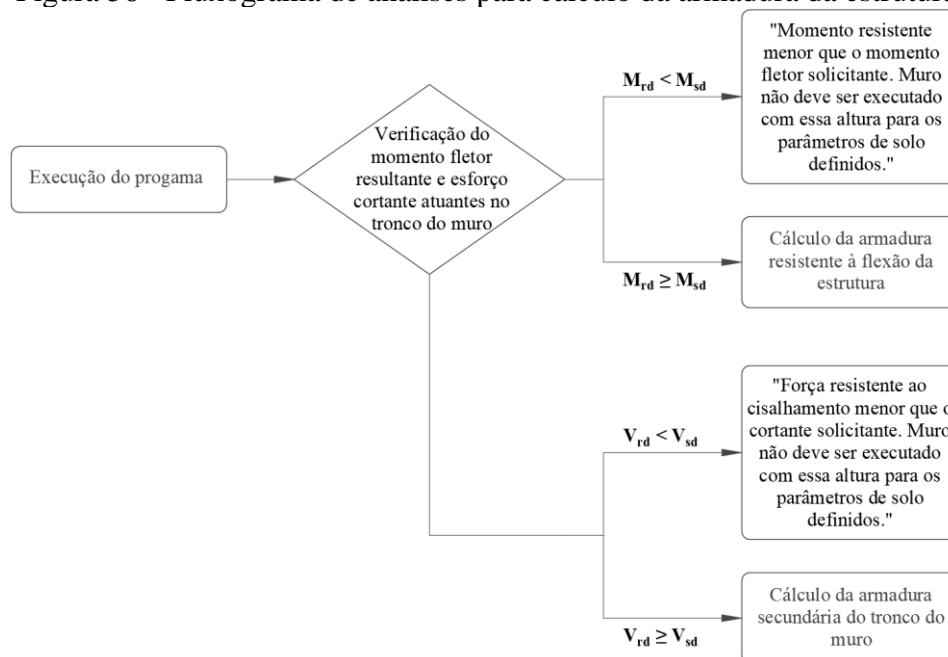
3.1.5 Dimensionamento de estrutura

O modelo parcial de dimensionamento da estrutura consiste na otimização das definições e equações desenvolvidas no item 2.2.4, onde são definidos:

- $f_{yd} = 434.782,61 \text{ kN/m}^2$, definido para aço CA-50;
- $f_{bk} = 8.000 \text{ kN/m}^2$, definido para blocos de concreto de 8 MPa;
- $s = 0,20 \text{ m}$, espaçamento definido para a armadura de distribuição do tronco (a cada fiada).

Nessa etapa, não foi necessário definir estrutura de iteração, pois as verificações ocorrem com o cálculo das áreas de aço a partir dos esforços obtidos nas etapas anteriores (Figura 56). Destaca-se que as pressões e cargas resultantes analisadas são as desenvolvidas para o tronco do muro e que a armadura do dente de ancoragem apenas é calculada, conforme equações desenvolvidas, se sua consideração é verdadeira. Nas verificações de momento fletor e esforço cisalhante resultantes, adotam-se os maiores valores obtidos, conforme desenvolvido no item 3.1.3. Devido ao modelo utilizado para dimensionamento de esforço cisalhante, testes efetuados pela autora demonstraram não ser necessário efetuar a verificação em seções localizadas nas juntas entre os blocos, visto que com a utilização do maior valor de força cortante para a viga idealizada, a força resistente é maior que a solicitante em todos os casos analisados.

Figura 56 - Fluxograma de análises para cálculo da armadura da estrutura



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

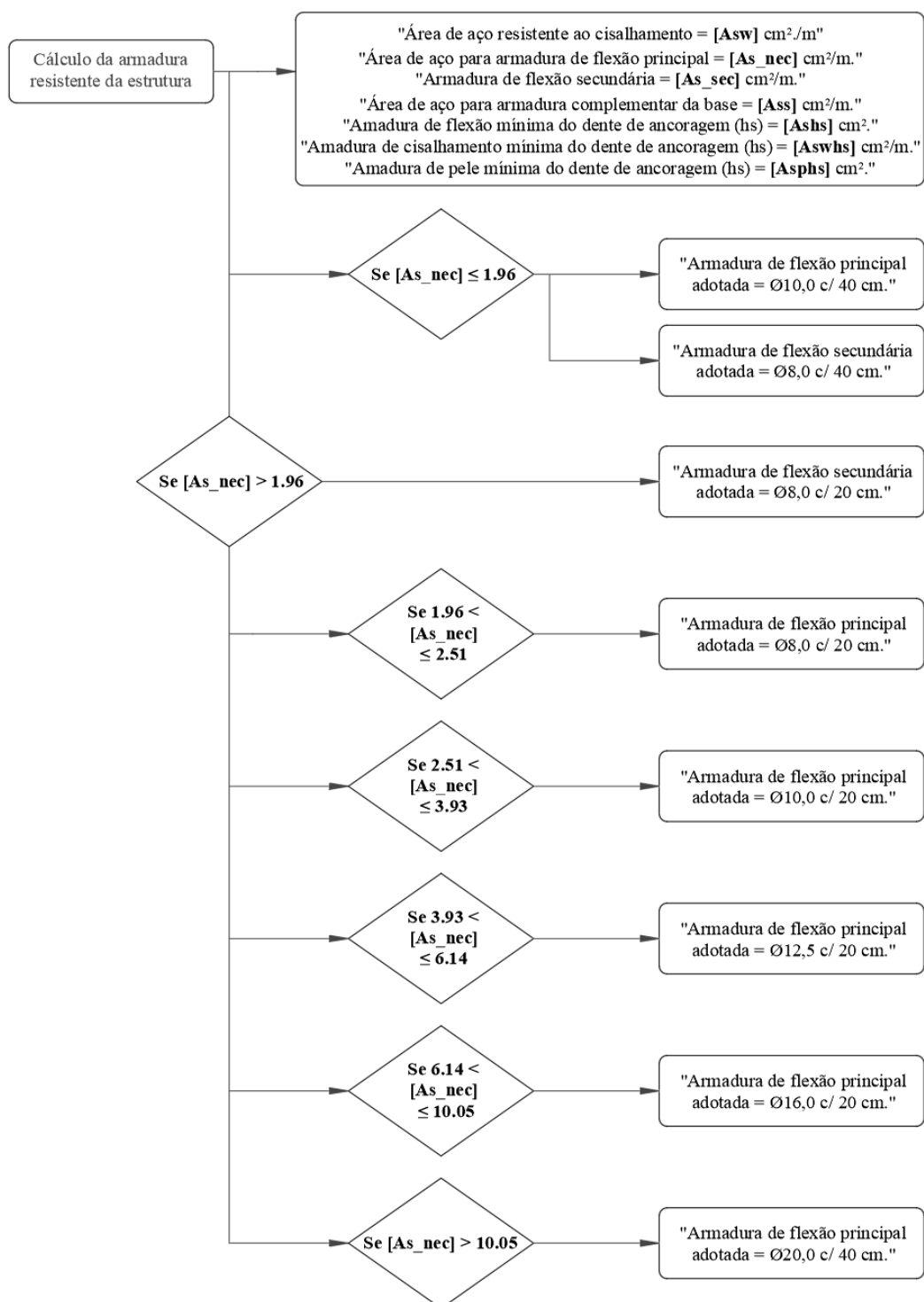
Como resultado, o programa imprime as áreas de aço obtidas, bem como diâmetros e espaçamentos indicados de acordo com essas áreas, visto que, por conta da modulação dos blocos, o espaçamento entre as armaduras de flexão principal e secundárias devem ser a cada 20 ou 40 cm. Contudo, para a armadura do dente de ancoragem, visto que há diferentes disposições e tamanhos de barras que podem ser utilizadas para satisfazer a área mínima de armadura solicitada, o modelo não imprime diâmetros e espaçamentos analisados por faixas de área de aço. Além disso, apenas se calcula a armadura de pele para o elemento se a soma ($d_s + h_s$) resultar em altura maior que 60 cm, conforme desenvolvido no item 2.2.4.3.

Durante testes, verificou-se que a armadura mínima obtida para muros com blocos de 14 cm de espessura é de $1,575 \text{ cm}^2/\text{m}$ e, dessa forma, as faixas de armadura foram definidas a partir dessa área. Ainda, se analisou que em todos os casos a armadura mínima para o esforço cisalhante é inferior a 5,0 mm de diâmetro e, portanto, adotam-se duas barras dessa configuração como armadura base a cada fiada. Para armadura secundária do tronco, adotam-se barras de 8,0 mm a cada 20 ou 40 cm, de acordo com o espaçamento da armadura principal (Figura 57).

A armadura secundária da base foi calculada conforme item 2.2.4.3, sendo que para áreas de aço iguais ou menores que $1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$, considerou-se armadura de barras de 6,3 mm de diâmetro espaçadas a cada 20 cm (impressa em resultado). Para isso, a taxa geométrica mínima de armadura longitudinal ($\rho_{\text{mín}}$) é definida em faixas de valores de $A_{s,\text{mín}}/A_c$ (Quadro 10) obtidos através de verificação do tipo “se”, com estrutura similar ao explicado para impressão da armadura principal (Figura 57).

Dessa forma, o modelo executa o cálculo para 20% da armadura principal e para a taxa geométrica de armadura aderente multiplicada pela seção da base, adotando o maior valor obtido e no mínimo $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para casos em que a armadura calculada resulte em valores maiores que $1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$, determinou-se a não impressão de resultado de especificação de diâmetro de barra e espaçamento, tendo novamente em consideração as diferentes disposições e tamanhos de barras que podem ser adotadas. Contudo, durante testes executados para análise de funcionamento do programa parcial, não se observou resultados maiores que o especificado.

Figura 57 - Fluxograma de impressão de resultados de cálculo de armadura



Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Além disso, com a execução de testes do modelo parcial, observou-se que com a atualização da norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), anteriormente NBR 15961-1 (ABNT, 2011) (cancelada), as áreas de aço para resistência à flexão necessárias reduziram em 50%.

3.2 MODELO DE OTIMIZAÇÃO FINAL

Como compilação final, os modelos parciais escritos nas etapas anteriores foram unidos em um único programa de otimização de cálculo. Dessa forma, organizaram-se os dados de entrada do usuário para execução antes das cadeias de repetição, de forma a não solicitar os parâmetros utilizados para cálculo a cada repetição, além de definidos os critérios de parada.

O modelo inicializa com a declaração das variáveis e com estruturas de impressão e leitura de valores de entrada do tipo decimais, inteiros e caracteres para admitir dados e decisões introduzidas pelo usuário. Após os cálculos de empuxo, que independem das características da contenção, as estruturas principais de repetição iniciam com o pré-dimensionamento do muro a partir de sua espessura e altura, seguidas do cálculo da influência de sobrecarregamento no aterro (se existente), das pressões de empuxo de terra e poropressão, de acordo com o coeficiente de empuxo e nível de água inseridos, tanto para o tronco, como para o tardo virtual.

São estabelecidas duas estruturas principais de iteração, executadas após a última definição de variável ou decisão efetuada pelo usuário:

- A primeira repetição ocorre de acordo com a largura do bloco estrutural de concreto, para 14 e 19 cm. Dessa forma, quando o modelo atingir um dos critérios de parada para as alturas de muro obtidas com blocos de 14 cm de espessura, o código irá reiterar para as definições estabelecidas para blocos de 19 cm de espessura, recalculando e redefinindo os resultados;
- Dentro da estrutura de repetição definida para o tipo de bloco considerado, o código inicia com a altura do muro de 40 cm (tendo em consideração a camada de 20 cm de solo acima da ponta) itera de acordo com a altura de muro (H) acrescentando em 20 cm a cada *looping* e imprimindo os resultados de pressões solicitantes, dimensionamento e cálculo de armadura obtidos para cada repetição, até atingir um dos critérios de parada definidos.

Após os cálculos das pressões solicitantes e resistentes, o programa executa as análises de estabilidade e verificações de resultados – aqui são efetuados os redimensionamentos da base, se necessário e introduzidos os primeiros critérios de parada. Portanto, com o muro se encontrando de acordo com as conferências, a estrutura de alvenaria é analisada de acordo com os momentos fletores e os esforços cisalhantes resistentes e solicitantes. Da mesma forma, apresentando-se de acordo, as armaduras resistentes principais e secundárias são calculadas e os resultados são impressos.

Os critérios de parada definidos são os estabelecidos e desenvolvidos para análises de estabilidade externa e dimensionamento da armadura da estrutura. Pela quantidade de verificações de parada, o modelo foi escrito de forma a repetir o cálculo para cada H até que atinja o ponto de 4,8 m – altura de muro não obtida em testes executados pela autora e com valor reduzido para evitar *looping* infinito de repetições. Dessa forma, o programa trava a execução através de um comando de quebra para cada critério.

Durante a compilação, executaram-se inúmeros testes para correção de pequenos erros, manutenção e aperfeiçoamento do código, onde detectaram-se, principalmente, erros de estruturas booleanas (do tipo verdadeiro ou falso) que implicavam em “pulos” de linhas de código e resultados do tipo não existentes (-nan).

Como resolução, o programa imprime todos os resultados obtidos para as duas espessuras possíveis definidas e gera o documento de texto (extensão .txt) quando a maior altura possível, de acordo com as prescrições normativas, é obtida para o bloco de 19 cm de espessura. Nesse arquivo, constam também os dados inseridos para o solo analisado e os coeficientes de empuxo utilizados (para tronco e frente do muro, caso considerado).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para análise do funcionamento do modelo de otimização elaborado nesse trabalho, seus resultados foram contrapostos ao *software* GEO5, criado pela empresa Fine. A escolha pela comparação com o programa se deve ao fato de ser um aplicativo destinado à geotecnia, com dimensionamento avançado através da combinação de métodos analíticos e elementos finitos, de disseminada e simples utilização e por possuir uma extensão de Programa Muro de Alvenaria, utilizado no formato Demo para dimensionar e analisar muros de alvenaria reforçados (FINE, 2021).

O GEO5 permite definir os materiais da base, solo e tronco, bem como realizar a verificação da estrutura de acordo com cinco metodologias – a selecionada para a contraposição dos resultados é a análise de acordo com o fator de segurança, por ser a mesma utiliza conforme prescrições normativas brasileiras e a considerada nesse trabalho. O aplicativo verifica, conforme parâmetros e geometria do muro inseridas, as análises de estabilidade contra deslizamento, tombamento e capacidade de suporte do solo de fundação – inclusa aqui a verificação da excentricidade da força resultante. Além disso, para o cálculo de empuxos ativo e passivo, o *software* utiliza as teorias e abordagens de Rankine e Coulomb, entre outros autores.

Por sua vez, programa utilizado para comparação excuta as verificações de alvenaria estrutural e dimensionamento de armadura resistente à flexão de acordo com as normas australiana AS 3700 e europeia EM 1996-1-1, que possuem configurações e considerações de cálculo diferentes das normas brasileiras utilizadas nesse trabalho. Portanto, para análise de dimensionamento de armadura resistente, também se verificou a armadura principal resistente à flexão de acordo com os momentos resultantes nos registros de saída do modelo de otimização. Além disso, adotou-se classe de resistência do concreto (f_{ck}) de 25 MPa para dimensionamento de armaduras da base.

No estudo dos resultados, se estabeleceu e seguiu o seguinte roteiro:

- Os mesmos parâmetros de entrada de dados de solo, nível de água, carregamento externo e ângulo de inclinação do aterro são definidos para ambos os programas;
- O modelo programado pela autora é executado e são salvos os resultados para máximas alturas de muro obtidas e consideradas segura, para a alvenaria estrutural de 14 e de 19 cm de espessura;
- Com os resultados, os mesmos muros dimensionados são gerados no GEO5;

- Os coeficientes de empuxo resultantes são analisados conforme faixas definidas pelos autores Teng (1962) e Bowles (1997), apresentadas no Anexo A;
- As estruturas criadas no GEO5 são reduzidas gradativamente até atingir o menor dimensionamento possível de acordo com as verificações de estabilidade e seus respectivos fatores de segurança definidos previamente e inseridos nas configurações no programa;
- Para a estrutura de muro, são analisados os momentos máximos resultantes e armadura principal resistente à flexão resultante, considerando que as demais armaduras são calculadas como secundárias em sua função;

Realizaram-se dez análises, onde se considerou o empuxo ativo para dimensionamento das estruturas, considerando sua maior aplicação em muros de flexão. As verificações, por sua vez, foram realizadas para solos coesivos e não coesivos, com distinções entre nível de profundidade de água, inclinação de aterro horizontal, consideração de empuxo passivo na frente do muro como carga resistente e presença de sobrecarga externa.

Para todos os solos coesivos considerados para as estruturas projetadas, são definidos os parâmetros a seguir, obtidos através do GEO5 considerando observações teóricas realizadas:

- Ângulo de atrito interno (ϕ) = 0°;
- Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') = 17°;
- OCR = 1;
- Peso específico (γ) = 17,0 kN/m³;
- Peso específico saturado (γ_{sat}) = 19,0 kN/m³;
- Coesão efetiva = 5 kPa;
- Coesão do solo = 40 kPa;
- Ângulo de atrito entre solo e estrutura (δ') = 20°.

Para os solos não coesivos, são consideradas as propriedades:

- Ângulo de atrito interno (ϕ) = 27°;
- Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') = 35°;
- OCR = 1;
- Peso específico (γ) = 18,5 kN/m³;
- Peso específico saturado (γ_{sat}) = 21,0 kN/m³;
- Coesão do solo = 0 kPa;
- Ângulo de atrito entre solo e estrutura (δ') = 20,3°.

Determinou-se também no GEO5 o coeficiente de redução de contato base-solo – similar ao ângulo de atrito da base do muro considerado pelo coeficiente $\text{tg}(\delta_b')$ na análise de estabilidade contra deslizamento.

Para comparação de resultados do dimensionamento da estrutura, calculou-se a diferença relativa percentual entre os resultados obtidos entre o modelo de otimização e o *software* GEO5 para o dimensionamento da base, armadura do tronco e volumes de concreto e de aço para comprimento de muro de um metro (eq. (91)).

$$\text{Diferença relativa (\%)} = \frac{\text{Modelo} - \text{GEO5}}{\text{GEO5}} \quad \text{eq. (91)}$$

4.1 SOLO UNIFORMEMENTE COESIVO E $Z = 0,0$ M

A primeira análise foi realizada para solo coesivo contido e de fundação, profundidade de nível de água igual a zero e ângulo de inclinação de aterro horizontal ($\beta=0$). Além disso, o empuxo passivo na frente do muro é considerado e, portanto, a utilização do dente de ancoragem adotada.

Na primeira verificação, com a consideração de empuxo devido à poropressão atuando na base do muro e direcionada para cima, o modelo obteve o dimensionamento não possível como resultado devido às definições impostas nas análises de estabilidade – houve mais de 50 iterações de redimensionamento da base e as estabilidade contra tombamento não foi verificada. Além disso, testes efetuados no *software* GEO5 também apresentaram restrições devido à consideração da pressão. Portanto, para realização da análise acadêmica, essa pressão foi desconsiderada de forma a avaliar e comparar os resultados para o solo em questão e situação idealizada.

O coeficiente de empuxo ativo utilizado foi o obtido pelo método de Coulomb e possui valor de 1,06 resultante no modelo, encontrando-se dentro dos limites estabelecidos por Teng (1962) para deslocamentos de muro acima de 0,0 mm/m (Anexo A). Dessa forma, a análise no GEO5 foi efetuada com a definição de cálculo ativo por Coulomb. Para o empuxo passivo resistente, utilizou-se o coeficiente calculado por Rankine com valor de 1,00, em que a faixa de utilização conforme definido por Teng (1962), no mesmo anexo citado, estabelece que o muro deve se mover ao menos 0,001 mm/m para frente para a formação dessa pressão.

Com os resultados do modelo para as maiores alturas obtidas de 1,80 m para blocos de 14 cm de espessura e de 2,20 m para blocos de 19 cm, as dimensões foram inseridas no GEO5

e as estruturas obtidas contrapostas (Quadro 11). Destaca-se ainda que critério de parada atingido foi devido ao momento fletor resistente de ser menor que o momento fletor solicitante de projeto para alturas de muro imediatamente maiores que as dimensionadas.

Quadro 11 - Análise comparativa 1

H = 1,20 m, bloco de 14 cm								
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Altura hs (m)	Espessura lhs (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,30	0,58	1,58	0,40	0,30	0,30	1,97	1,01
GEO5	2,15	0,58	1,43	0,30	0,30	0,30	1,97	0,74
Diferença relativa (%)	6,98%	0,00%	10,49%	33,33%	0,00%	0,00%	0,00%	37,41%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)						10,16%		
H = 1,60 m, bloco de 19 cm								
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Altura hs (m)	Espessura lhs (m)	Armadura principal flexão (cm ²)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	3,15	0,77	2,19	0,40	0,30	0,30	3,93	1,35
GEO5	3,10	0,77	2,14	0,30	0,30	0,30	1,97	1,02
Diferença relativa (%)	1,61%	0,00%	2,34%	33,33%	0,00%	0,00%	99,49%	32,35%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)						7,46%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

O modelo resultou ainda, entre outras informações, nos momentos máximos característicos e nas armaduras calculadas para as estruturas dimensionados:

- a) Alvenaria com espessura de 14 cm:
 - $M_s = 5,61 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 7,85 \text{ kN.m}$;
 - Amadura de flexão mínima do dente de ancoragem = $3,15 \text{ cm}^2$;
 - Amadura de cisalhamento mínima do dente de ancoragem = $2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de pele mínima do dente de ancoragem = $3,00 \text{ cm}^2$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $1,94 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\emptyset 10,0 \text{ c} / 40 \text{ cm}$.
- b) Alvenaria com espessura de 19 cm:
 - $M_s = 13,30 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 18,62 \text{ kN.m}$;
 - Amadura de flexão mínima do dente de ancoragem = $3,15 \text{ cm}^2$;
 - Amadura de cisalhamento mínima do dente de ancoragem = $2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de pele mínima do dente de ancoragem = $3,00 \text{ cm}^2$;

- Área de aço para armadura de flexão principal = 3,14 cm²/m;
- Armadura de flexão principal adotada = Ø10,0 c/ 20 cm.

Ao calcular as áreas de aço para armadura principal resistente à flexão com a utilização dos momentos majorados fornecidos através das equações desenvolvidas em 2.2.4.2, obteve-se o mesmos resultados impressos pelo modelo – assim como para as áreas de aço do dente de ancoragem. Além disso, conclui-se através da média de diferença relativa percentual comparativa para o caso abordado que o modelo escrito pela autora possui dimensionamento maior em 8,81%, com média de 34,88% de volume de concreto a mais. Contudo, para blocos de 19 cm, o GEO5 subdimensionou a armadura de flexão principal adotada pela metade da área de aço calculada conforme a norma brasileira.

4.2 SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, Z = 1,0 M E SOBRECARGAMENTO EXTERNO DISTRIBUÍDO

A segunda análise foi realizada para solo não coesivo contido e de fundação, profundidade de nível de água igual a 1,0 m e ângulo de inclinação de aterro horizontal ($\beta=0$). Além disso, o empuxo passivo na frente do muro é desconsiderado e há sobrecarregamento distribuído de 20 kN/m no aterro. Contudo, conforme a análise anterior para realização da análise acadêmica, a poropressão atuando na base do muro e direcionada para cima foi desconsiderada para avaliar e comparar os resultados para o solo em questão e situação idealizada.

O coeficiente de empuxo ativo utilizado foi o obtido pelo método de Rankine e possui valor de 0,38 resultante no modelo, encontrando-se dentro dos limites estabelecidos por Teng (1962) para deslocamentos de muro acima de 0,0 mm/m (Anexo A). Dessa forma, a análise no GEO5 foi efetuada com a definição de cálculo ativo por Rankine (Mazindrani), disponível no *software*.

Com os resultados do modelo para as maiores alturas possíveis, de 1,20 m para blocos de 14 cm de espessura e de 1,60 m para blocos de 19 cm, as dimensões foram inseridas no programa comparativo e as estruturas obtidas contrapostas (Quadro 12). Novamente, o critério de parada atingido foi devido ao momento fletor resistente de ser menor que o momento fletor solicitante de projeto para alturas imediatamente maiores que as dimensionadas.

O modelo obteve como resultado, entre outros dados, os momentos máximos característicos e nas armaduras calculadas para os muros dimensionados:

- a) Alvenaria com espessura de 14 cm:

- $M_s = 7,33 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 10,26 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\emptyset 10,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$.
- b) Alvenaria com espessura de 19 cm:
- $M_s = 14,39 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 20,15 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\emptyset 10,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$.

Quadro 12 - Análise comparativa 2

H = 1,20 m, bloco de 14 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,00	0,58	1,28	0,40	3,93	0,80
GEO5	1,80	0,48	1,18	0,30	2,51	0,54
Diferença relativa (%)	11,11%	20,83%	8,47%	33,33%	56,57%	48,15%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				18,44%		
H = 1,60 m, bloco de 19 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,50	0,77	1,54	0,40	3,93	1,00
GEO5	2,40	0,77	1,44	0,30	3,93	0,72
Diferença relativa (%)	4,17%	0,00%	6,94%	33,33%	0,00%	38,89%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				11,11%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Para o cálculo as áreas de aço para armadura principal resistente à flexão com a utilização dos momentos majorados fornecidos através das equações desenvolvidas nesse trabalho, obteve-se novamente resultados similares aos impressos pelo modelo, com diferença de valor na segunda casa decimal. Ao contrapor os dimensionamentos atingidos, a média de diferença relativa percentual para o caso abordado indica que o modelo escrito pela autora possui dimensionamento maior em 14,78%, com média de 43,52% de volume de concreto a mais. Entretanto, para blocos de 14 cm, o GEO5 subdimensionou a armadura de flexão principal adotada em 56,57% área de aço calculada conforme a norma brasileira.

4.3 SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, Z = 1,0 M E FAIXA DE SOBRECARRREGAMENTO AFASTADA DO MURO

Realizou-se a terceira análise para solo não coesivo contido e de fundação, profundidade de nível de água igual a 1,0 m e ângulo de inclinação de aterro horizontal ($\beta=0$).

Além disso, o empuxo passivo na frente do muro é desconsiderado e se considerou, inicialmente, faixa de carregamento de 20 kN/m no aterro, com distância de 1,0 m do muro e largura de 2,0 m. Contudo, nessa análise, assim como verificados em testes efetuados durante a compilação, para alturas baixas de muros (abaixo de 1,00 m), a faixa de carregamento gera uma resultante E_R de forma que, mesmo após 50 iterações, o coeficiente de segurança para deslizamento não ultrapassa o valor de 0,40.

Portanto, para efetuar a análise com faixa de carregamento, a altura do muro foi definida com iteração partindo da altura de 1,00 m e a faixa de carregamento foi reduzida em cinco vezes para o valor de 4 kN/m. Na primeira análise, a estrutura com blocos de 14 cm de largura novamente não foi verificada devido à análise de estabilidade contra deslizamento e se obteve altura máxima de muro de 1,80 para alvenaria de espessura de 19 cm. Ao aumentar novamente a altura de partida do muro, resultava em parada devido ao valor de momento solicitante maior que momento resistente calculado.

Dessa forma, a carga q teve redução de 2 kN/m, com mesmas distâncias definidas anteriormente, em que novos testes foram efetuados e, dessa forma, resultou-se em altura de 1,60 m para blocos de 14 cm de espessura (Quadro 13).

Além disso, o coeficiente de empuxo ativo utilizado foi novamente o obtido pelo método de Rankine com valor de 0,38 resultante no modelo, seguindo a mesma definição desenvolvida na análise anterior – resultado coerente considerando a idealização de solos e inclinações de aterro iguais em ambos os casos.

Quadro 13 - Análise comparativa 3

H = 1,60 m, bloco de 14 cm - q = 2 kN						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,20	0,27	1,79	0,40	3,93	0,88
GEO5	1,90	0,27	1,49	0,35	1,97	0,67
Diferença relativa (%)	15,79%	0,00%	20,13%	14,29%	99,49%	32,33%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				12,55%		
H = 1,80 m, bloco de 19 cm - q = 4 kN						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,95	0,27	2,49	0,40	3,93	1,18
GEO5	2,45	0,27	1,99	0,40	1,97	0,98
Diferença relativa (%)	20,41%	0,00%	25,13%	0,00%	99,49%	20,41%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				11,38%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

O modelo resultou nos momentos máximos característicos e nas armaduras calculadas para os muros dimensionados:

- a) Alvenaria com espessura de 14 cm:
 - $M_s = 8,31 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 11,63 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $3,07 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\text{Ø}10,0 \text{ c}/20 \text{ cm}$.
- b) Alvenaria com espessura de 19 cm:
 - $M_s = 15,20 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 21,28 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $3,67 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\text{Ø}10,0 \text{ c}/20 \text{ cm}$.

Na verificação de cálculo das áreas de aço para armadura principal resistente à flexão com a utilização dos momentos majorados fornecidos, obteve-se novamente resultados similares aos impressos pelo modelo, com diferença de valor na segunda casa decimal. Ao comparar os dimensionamentos, a média de diferença relativa percentual para o caso abordado indica que o modelo de otimização possui dimensionamento maior em 11,96%, com média de 26,37% de volume de concreto a mais. Porém, para ambos os casos, o GEO5 subdimensionou a armadura de flexão principal adotada pela metade da área de aço calculada conforme a norma brasileira.

4.4 SOLO UNIFORMEMENTE NÃO COESIVO, $Z = 5,0 \text{ M}$ E $\beta = 15^\circ$

A quarta análise foi realizada para solo não coesivo contido e de fundação, profundidade de nível de água igual a 5,0 m (sem poropressão atuante no muro) e ângulo de inclinação de aterro de 15° ($\beta=15^\circ$). Além disso, o empuxo passivo na frente do muro é desconsiderado e não há sobrecarregamento.

Nesse caso, o coeficiente de empuxo ativo utilizado foi o obtido pelo método de Rankine e possui valor de 0,43 conforme modelo, encontrando-se dentro dos limites estabelecidos por Teng (1962) para deslocamentos de muro acima de 0,0 mm/m (Anexo A). Novamente, a análise no GEO5 foi efetuada com a definição de cálculo ativo por Rankine (Mazindrani).

Obteve-se, como resultado, muro com altura máxima de 1,80 m para blocos de espessura de 14 cm e 2,40 m para blocos de 19 cm. O critério de parada atingido nos dois casos

foi devido ao momento fletor resistente da estrutura de alvenaria armada ser inferior ao momento fletor solicitante (Quadro 14).

Quadro 14 - Análise comparativa 4

H = 1,80 m, bloco de 14 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	1,45	0,27	1,04	0,30	3,93	0,44
GEO5	1,30	0,27	0,89	0,30	2,51	0,39
Diferença relativa (%)	11,54%	0,00%	16,85%	0,00%	56,57%	11,54%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				7,10%		
H = 2,40 m, bloco de 19 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	2,00	0,39	1,42	0,25	3,93	0,50
GEO5	1,70	0,39	1,12	0,25	3,93	0,43
Diferença relativa (%)	17,65%	0,00%	26,79%	0,00%	0,00%	17,65%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				11,11%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Os resultados de momentos máximos característicos e nas armaduras calculadas para os muros dimensionados obtidos pelo modelo, entre outras informações de saída não abordadas na análise (Apêndice A), foram:

- a) Alvenaria com espessura de 14 cm:
 - $M_s = 7,34 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 10,27 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\emptyset 10,0 \text{ c} / 20 \text{ cm}$.
- b) Alvenaria com espessura de 19 cm:
 - $M_s = 13,39 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 18,75 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $3,16 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\emptyset 10,0 \text{ c} / 20 \text{ cm}$.

Analisando as áreas de aço para armadura principal resistente à flexão através da utilização dos momentos majorados obtidos, verificou-se novamente resultados similares aos impressos pelo modelo, com diferença de valor na segunda casa decimal. Na contraposição dos dimensionamentos, a média de diferença relativa percentual para o caso abordado indica que o modelo de otimização é superdimensionado em 9,10%, apresentando média de 14,60% de volume de concreto a mais. Entretanto, para o muro com blocos de 14 cm de espessura, o GEO5

subdimensionou a armadura de flexão principal adotada em 56,57% da área de aço calculada conforme a norma brasileira.

4.5 SOLO CONTIDO NÃO COESIVO, SOLO DE FUNDAÇÃO COESIVO E Z = 1,0 M

A quinta e última análise de casos propostos pela autora se realizou para solo contido não coesivo e solo de fundação coesivo, profundidade de nível de água igual a 1,0 m e ângulo de inclinação de aterro horizontal ($\beta=0$). Além disso, o empuxo passivo na frente do muro é desconsiderado, não há sobrecarga no aterro e o empuxo devido à poropressão na base é novamente analisada. Além disso, o coeficiente de empuxo ativo utilizado foi novamente o obtido pelo método de Rankine com valor de 0,38.

Obteve-se, como resultado, muros com alturas máximas de 1,00 m para as duas famílias de alvenaria analisadas. O critério de parada atingido nos dois casos foi a não verificação de estabilidade de tombamento e capacidade última de carga do solo da fundação (Quadro 15).

Quadro 15 - Análise comparativa 5

H = 1,00 m, bloco de 14 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	0,80	0,15	0,51	0,25	1,97	0,20
GEO5	0,80	0,15	0,51	0,20	1,25	0,16
Diferença relativa (%)	0,00%	0,00%	0,00%	25,00%	57,60%	25,00%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				6,25%		
H = 1,00 m, bloco de 19 cm						
Resultados	Largura B (m)	Largura r (m)	Largura t (m)	Espessura ds (m)	Armadura principal flexão (cm ² /m)	Volume de concreto (m ³)
Modelo da autora	0,80	0,15	0,46	0,25	2,51	0,20
GEO5	0,75	0,15	0,41	0,20	1,25	0,15
Diferença relativa (%)	6,67%	0,00%	12,20%	25,00%	100,80%	33,33%
Média das diferenças relativas de dimensionamento (%)				10,97%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

Os momentos máximos característicos e armaduras calculadas para os muros dimensionados obtidos pelo modelo, entre outros dados, foram:

- a) Alvenaria com espessura de 14 cm:
 - $M_s = 1,10 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 1,54 \text{ kN.m}$;
 - Área de aço para armadura de flexão principal = $1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$;
 - Armadura de flexão principal adotada = $\text{Ø}10,0 \text{ c}/40 \text{ cm}$.

b) Alvenaria com espessura de 19 cm:

- $M_s = 1,10 \text{ kN.m}$, $M_{sd} = 1,54 \text{ kN.m}$;
- Área de aço para armadura de flexão principal = $2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- Armadura de flexão principal adotada = $\text{Ø}8,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$;

Para o último caso analisado, as áreas de aço para armadura principal resistente à flexão foi, assim como as resultantes do modelo, a mínima especificada e desenvolvida anteriormente devido aos baixos momentos fletores resultantes. Por fim, a média de diferença relativa percentual entre os dimensionamentos para o que os resultados fornecidos pelo modelo elaborado, para o caso em questão, são superdimensionados em 8,61%, com média de 29,16% de volume de concreto a mais. Contudo, o GEO5 subdimensionou a armadura de flexão principal adotada em 56,60% para o muro com blocos de 14 cm de espessura e em 100,80% para blocos de 19 cm de largura da área de aço calculada conforme a norma brasileira.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Esse trabalho consistiu na elaboração de modelo de otimização de dimensionamento de muros de contenção em alvenaria estrutural armada em blocos de concreto, com implementação das definições e equações desenvolvidas conforme teorias aprofundadas em revisão bibliográfica. Durante a implementação do código, separado em modelos parciais para testagem, verificou-se a complexidade de processo de cálculo manual para estruturas submetidas a diferentes solicitações.

Logo, foi possível desenvolver o processo de cálculo para estruturas de contenção de flexão através das teorias revisadas durante o terceiro capítulo desse trabalho, com a aplicação para o método construtivo de alvenaria estrutural em blocos de concreto para estudo de suas limitações.

Dessa forma, para análise do modelo formulado, especificaram-se cinco casos de estudo, com diferentes condições de tipo de solo de contenção e fundação, carga externa e nível de profundidade de água, visando avaliar o comportamento do programa em distintas solicitações.

Na análise inicial, verificou-se que em caso de solos coesivos saturados, a base resultante para o modelo é aproximadamente duas vezes o valor da altura e que a maior redução pelo GEO5, em análise de diferença relativa, foi a redução da espessura da base em 10 cm. Observa-se também que o momento fletor resultante para o segundo muro, 40 cm mais alto que o primeiro, é cerca de 2,4 vezes maior que o muro anterior devido ao alto coeficiente de empuxo ativo obtido e a existência da poropressão, além de haver subdimensionamento do *software* para a armadura principal de flexão adotada para esse muro.

Na análise 2, observa-se que para o caso de solo não coesivo abordado com sobrecarregamento externo, a base resultante para o modelo é aproximadamente 1,5 vezes o valor da altura, onde o GEO5 apresentou a maior média de diferença relativa entre os casos analisados para a geometria da fundação em 18,44% e para volume de concreto em 48,15%. Além disso, o momento fletor resultante para o segundo muro, 40 cm mais alto que o primeiro, é cerca de duas vezes maior que o muro anterior devido à influência da carga externa e a existência da poropressão.

Para a terceira análise, tem-se que para o caso de solo não coesivo abordado com sobrecarregamento externo, a base resultante para o modelo é, novamente, cerca de 1,5 vezes o valor da altura e que a maior redução efetuada pelo GEO5, em análise de diferença relativa para o muro com alvenaria de 19 cm de espessura foi para a largura do talão em 25,13% - redução de 50 cm. Ainda, o momento fletor resultante para o segundo muro, uma fiada mais alto que o primeiro, é cerca de 2x maior que o muro anterior, considerando que a carga analisada nesse caso é o dobro da anterior e que a média de diferença relativa percentual para o dimensionamento foi inferior em aproximadamente 1%.

Na quarta análise, verifica-se que para o caso de solo não coesivo abordado com sobrecarregamento externo, a base resultante para o modelo é cerca de 0,8 vezes menor que o valor da altura e que a maior redução efetuada pelo GEO5, em análise de diferença relativa, foi na largura do talão e, conseqüentemente, na largura total da base. A largura menor da base indica que a utilização de talude no solo contido, bem como a inexistência da poropressão reduzem a estrutura de fundação necessária para suporte do muro, mesmo com momentos fletores semelhantes aos da análise 3. Ainda, a altura de muro obtida para blocos com espessura de 19 cm foi 60 cm maior, com média de diferença relativa de cerca de 11,11%.

Para a última análise, nota-se que os muros dimensionados para esse caso obtiveram estruturas de fundações reduzidas, tendo em consideração o solo contido não coesivo e não saturado. Também se obteve a menor média de diferença relativa percentual de dimensionamento em relação ao GEO5, de 6,25% para a alvenaria de 14 cm. Os momentos idênticos, por sua vez, indicam que a espessura do muro, para mesma altura de solo de mesma propriedade não interfere no cálculo de empuxo. As alturas máximas indicam que, após atingir o solo coesivo saturado e avançar em questões de profundidade, a presença de água livre reduz a resistência do solo de fundação e aumenta a pressão solicitante de tombamento devido à poropressão – ou seja, o solo coesivo foi verificado como adequado para utilização em fundação com a utilização de aterro não coesivo e drenante, até atingir e avançar além do nível de profundidade de água.

Como análise final dos resultados obtidos, observa-se que os maiores valores de fundação em relação à altura do muro ocorreram para o solo coesivo saturado (análise 1) e que os maiores índices relativos percentuais de superdimensionamento aconteceram para os casos analisados com sobrecarregamento externo – considera-se a diferença ocasionada devido aos métodos de cálculo utilizados no modelo, onde parte-se de especificações e simplificações de cálculo de fundação abordadas na revisão teórica. Afinal, a análise do solo através de métodos mais precisos como os utilizados pelo GEO5 que, apesar de não possuir especificação das

teorias de cálculo utilizadas por se tratar de um *software* comercial, cita o uso de análise por métodos de elementos finitos, resulta em valores menores e mais próximos aos reais.

Nos casos 4 e 5, obteve-se os menores dimensionamentos finais de fundação, onde é possível avaliar o efeito da pressão de água livre no solo para as análises de estabilidade. Além disso, observaram-se limitações referentes ao modelo de otimização para, como a consideração de pressão devido ao nível de água atuante na base e a predefinição de alturas maiores para muros suscetíveis à faixas de carregamentos, devido às altas cargas de reação na estrutura.

Portanto, dentro das limitações observadas e apresentadas, o modelo de otimização resultou em dimensionamentos de diferentes casos propostos, diferença relativa percentual média de 10,65% para a geometria das bases e 29,68% para volume de concreto. Contudo, o GEO5 apresentou subdimensionamento da armadura principal resistente à flexão em 7 dos 10 casos estudados, apresentando uma diferença relativa percentual de 56,55% devido às diferenças normativas.

As taxas de armadura obtidas através dos momentos impressos pelo modelo da autora se encontraram de acordo com as prescrições normativas. Contudo, testes efetuados durante o desenvolvimento do modelo mostraram que a atualização da norma referente levou à redução de 50% de área de aço necessária para muros de alvenaria estrutural.

Por fim, quatro dos cinco casos apresentaram altura de muro de duas a três fiadas maior para o muro com espessura de 19 cm, além de se verificar que a maior altura de muro obtida foi de 2,40 m para a segunda alvenaria, em caso de solo não coesivo e não saturado. Ainda em quatro dos cinco casos apresentados, o critério de parada atingido pelo modelo foi de momento fletor solicitante de projeto ser superior ao momento resistente da alvenaria – no caso em que não foi atingido, o programa teve execução travada antes de analisar os momentos atuantes no tronco. Nos casos em que os muros de 14 e 19 cm de espessura apresentaram diferença de altura, observou-se o aumento em cerca de duas vezes do valor de momento fletor solicitante em para diferenças de alturas de muro de 40 e 60 cm, demonstrando crescimento não linear dessa solicitação. Logo, conclui-se a importância do correto dimensionamento de estruturas desse tipo devido às limitações conforme sua altura e contexto de contenção.

5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Seguindo a linha de pesquisa desse trabalho, sugerem-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- Análise de métodos de cálculo e influência de cargas externas em estruturas de contenção;
- Otimização de dimensionamento para muros de arrimo de flexão em concreto armado;
- Análise de dimensionamento para muros de arrimo em diferentes tipos de alvenarias estruturais;
- Análise de muros de arrimo de flexão em L;
- Otimização de cálculo de coeficientes de empuxo e pressões de terra para contenção de diferentes camadas de solo;
- Análise das áreas de aço mínimas propostas pelas normas NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-2**: Alvenaria estrutural – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2020b.

BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 5th ed. Singapura: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.

C PROGRAMMING for begginers. Produção de Jason Fedin: Tim Buchalka's Learn Programming Academy, 2018. Vídeoaula (1443 min). Publicado por Udemty.

CLAYTON, Chris R. I. *et al.* **Earth pressure and Earth-retaining structures**. 3th. ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 2013.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 8. Ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia. **Mecânica dos Solos**: Engenharia Geológica. Lisboa, 2003/04. Disponível em:

http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Geotecnia/Mecanica_solos_LEG/Sebenta/Cap5.1_consolidacao.pdf. Acesso em: 21 abr. 2021.

ERTUGRUL, Ozgur L.; TRANDAFIR, Aurelian C. Lateral earth pressures on flexible cantilever retaining walls with deformable geofoam inclusions. **Engineering Geology**. Turquia, n. 158, p. 23-33, mar. 2013.

FINE SOFTWARE. **Fine**, 2021. Programa Muro de Alvenaria. Disponível em: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/pt/programa-muro-de-alvenaria-01/>. Acesso em: 26 ago. 2021.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de Contenção: muros de arrimo**. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, [2016]. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/knoxlomu/muros-de-arrimo-58369312>. Acesso em: 4 jul. 2021.

HANSEN, J. Brinch. A Revised and extended formula for bearing capacity. **The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen**. Bul. n. 28, 21 p., 1970.

INGOLD, T. S. The Effects of Compaction on Retaining Walls. **Géotechnique**. Cambridge, v. 29, n. 3, p. 265-83, 1979.

KEZDI, A. Stability of Rigid Structures. In: 5TH EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1972, Madrid. **Proceedings**. v. 2, p. 105-30.

LABUZ, Joseph F.; ZENG, Arno. Mohr-Coulomb Failure Criterion. **Rock Mech Rock Eng**, Springer-Verlag, n. 45, p. 975-79, jul. 2012.

LORIGGIO, Daniel D. Reflexões sobre o projeto de estruturas de concreto armado utilizando recursos computacionais. **Revista Estrutura**, São Paulo, ed. 1, p. 62-8, 2016.

MACCARINI, Marciano. **Empuxos de terra**. [2007]. 26 f. Notas de Aula. Digitalizado.

MARCHETTI, Oswaldemar. **Muros de arrimo**. São Paulo: Blucher, 2008.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. K_0 -OCR Relationships in Soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Nova York: American Society of Civil Engineers, v. 108, n. 6, p. 851-72, 1982.

MEYERHOF, G. G. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. **Canadian Geotechnical Journal**. Ottawa: Canadian Science Publishing, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

MEYERHOF, G. G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Nova York: American Society of Civil Engineers, v. 102, p. 195-228, 1976.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1994.

PARSEKIAN, Guilherme Aris (Org.). **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Paulo: Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2012.

ROWE, P.W.; PEAKER, K. Passive Earth Pressure Measurements. **Géotechnique**. Cambridge, v. 15, n. 1, p. 57-8, 1965.

SKEMPTON, A. W. The Bearing Capacity of Clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS. 1951, Ottawa. **Proceedings**. v. 1. p. 180-89.

TENG, Wayne C. **Foundation Design**. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall Inc., 1962.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, Inc., 1943.

WILLIAMS, K. O. H. Geostatic Wall Pressures. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Nova York: American Society of Civil Engineers, v. 115, n. 9, p. 1321-25, 1989.

APÊNDICE A – RESULTADOS IMPRESSOS PELO MODELO DE OTIMIZAÇÃO PARA ANÁLISE 4

Aqui encontram-se os resultados impressos pelo modelo de dimensionamento para quarta análise feita, para as maiores alturas de muros obtidos e analisados.

Resultados para muro com blocos de 14 cm de espessura.

Cálculos do muro para altura de 1.80 m.

CS deslizamento = 1.58

Estabilidade contra deslizamento ok.

CS tombamento = 4.41

Estabilidade contra tombamento ok.

Capacidade última de carga da fundação = 344.85 kN

Pressão resultante de cargas solicitantes = 52.41 kN

CS Capacidade última de carga da fundação = 6.58

Verificação de capacidade última de carga ok.

Do topo do muro até uma profundidade de 1.80 m, há uma pressão com o máximo 13.59 kN/m.

A resultante do empuxo total é de 12.23 kN, atuante a uma altura de 0.60 m.

O momento devido resultante do empuxo total é de 7.34 kN.m, atuante na base.

Do topo do tardoz virtual até uma profundidade de 2.00 m, há uma pressão com o máximo 15.09 kN/m.

A resultante do empuxo total é de 17.10 kN, atuante a uma altura de 0.76 m do tardoz virtual.

O momento devido resultante do empuxo total é de 14.24 kN.m, atuante no ponto O.

Dimensão da base do muro (B) = 1.45 m.

Dimensão da ponta do muro (r) = 0.27 m.

Largura da base do muro (ds) = 0.30 m.

Largura do talão do muro (t) = 1.04 m.

Área de aço cortante = $0.20 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 20\text{cm}$ (a cada fiada).

Área de aço para armadura de flexão principal = $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armadura de flexão secundária = $2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Área de aço para armadura complementar da base = $0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armadura resistente ao cisalhamento adotada = $\text{Ø}5,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$ (a cada fiada).

Armadura de flexão principal adotada = $\text{Ø}10,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$.

Armadura de flexão secundária adotada = $\text{Ø}8,0 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$.

Área mínima de aço para armadura complementar da base adotada = $\text{Ø}6,3 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$.

Resultados para muro com blocos de 19 cm de espessura.

Cálculos do muro para altura de 2.20 m.

CS deslizamento = 1.58

Estabilidade contra deslizamento ok.

CS tombamento = 4.51

Estabilidade contra tombamento ok.

Capacidade última de carga da fundação = 424.06 kN

Pressão resultante de cargas solicitantes = 61.06 kN

CS Capacidade última de carga da fundação = 6.95

Verificação de capacidade última de carga ok.

Do topo do muro até uma profundidade de 2.20 m, há uma pressão com o máximo 16.60 kN/m.

Desse ponto, até a base do muro (altura de 0.00 m), há uma pressão com o máximo de 16.60 kN/m.

A resultante do empuxo total é de 18.26 kN, atuante a uma altura de 0.73 m.

O momento devido resultante do empuxo total é de 13.39 kN.m, atuante na base.

Do topo do tardo virtual até uma profundidade de 2.40 m, há uma pressão com o máximo 18.11 kN/m.

Desse ponto, até o ponto O da base (altura de 0.00 m), há uma pressão com o máximo de 20.50 kN/m.

A resultante do empuxo total é de 24.60 kN, atuante a uma altura de 0.91 m do tardo virtual.

O momento devido resultante do empuxo total é de 24.56 kN.m, atuante no ponto O.

Dimensão da base do muro (B) = 1.75 m.

Dimensão da ponta do muro (r) = 0.33 m.

Largura da base do muro (ds) = 0.30 m.

Largura do talão do muro (t) = 1.23 m.

Área de aço cortante = 0.20 cm² c/ 20cm (a cada fiada).

Área de aço para armadura de flexão principal = 3.16 cm²/m.

Armadura de flexão secundária = 2.51 cm²/m.

Área mínima de aço para armadura complementar da base = 0.90 cm²/m.

Armadura resistente ao cisalhamento adotada = Ø5,0 c/ 20 cm (a cada fiada).

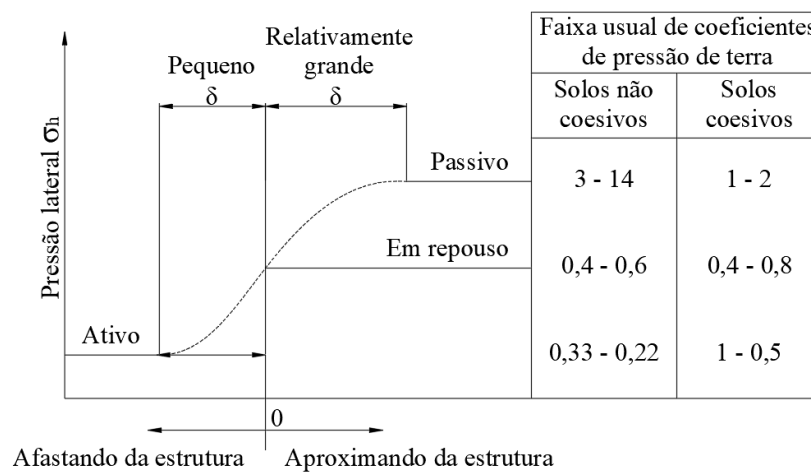
Armadura de flexão principal adotada = Ø10,0 c/ 20 cm.

Armadura de flexão secundária adotada = Ø8,0 c/ 20 cm.

Área de aço para armadura complementar da base adotada = Ø6,3 c/ 20 cm.

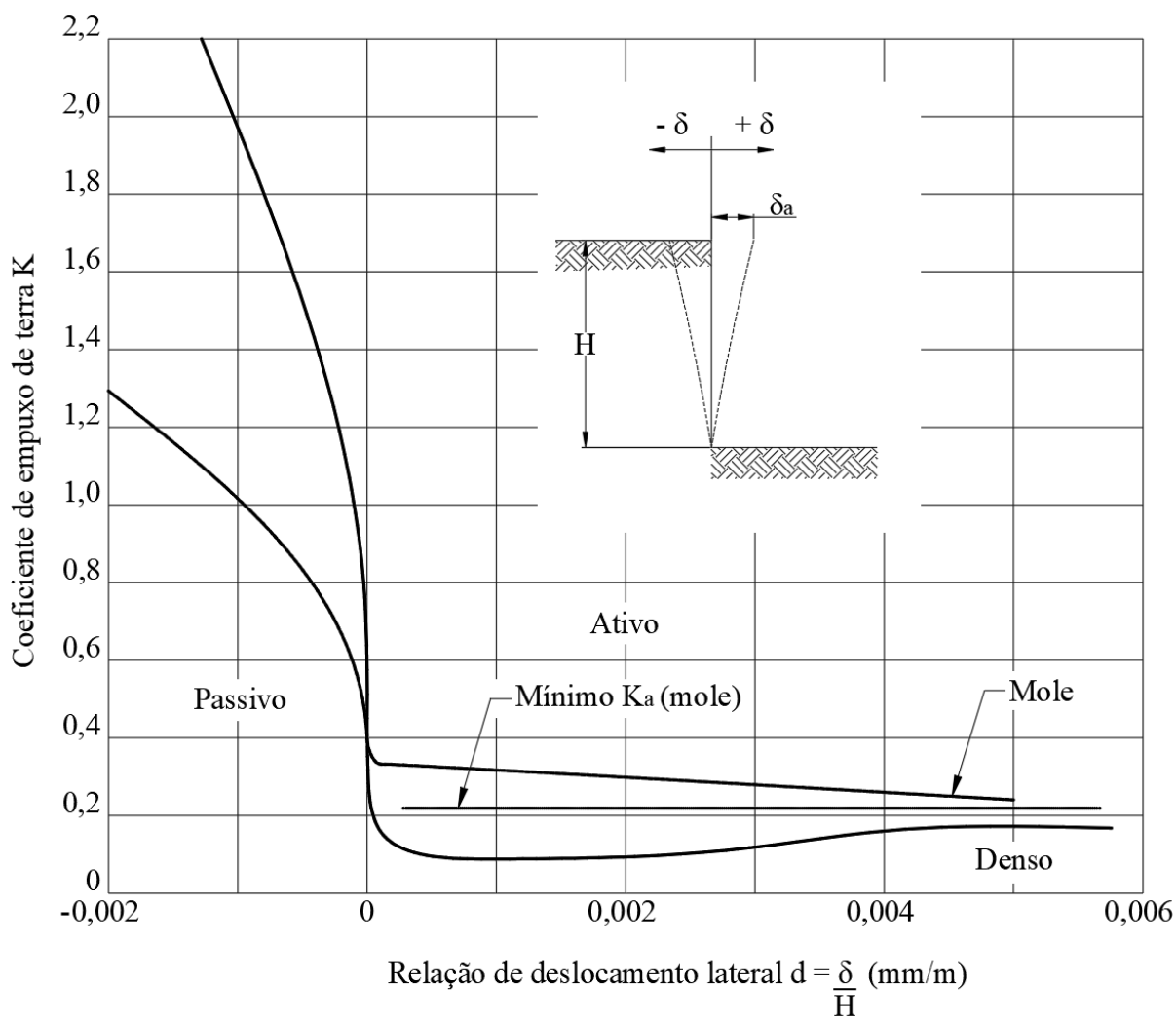
ANEXO A- REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DAS FAIXAS USUAIS DE COEFICIENTES DE EMPUXO

Ilustração das pressões ativas e passivas de acordo com a faixa usual de coeficientes para solos não coesivos e coesivos



Fonte: Adaptado de Bowles (1997)

Influência do deslocamento do muro de arrimo na intensidade da pressão de terra, por Terzaghi



No gráfico desenvolvido por Terzaghi, a unidade de pressão de terra na profundidade z é igual ao coeficiente de empuxo passivo (K_p); o coeficiente de empuxo K é definido a partir da pressão lateral de terra (p) na profundidade z e do peso específico do solo. A quantidade de deslocamento da estrutura necessária para permitir que a pressão lateral reduza até o ponto de pressão ativa é ligeiramente menor, sendo menos que 1,5% da altura, ou da profundidade abaixo da superfície do solo contido (TENG, 1962).

$$K = \frac{p}{\gamma \cdot z}$$

ANEXO B– CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL NORMATIZADAS

Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	
a	Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura)		
b	Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove		
c	Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.		

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (ABNT, 2014)