

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Gustavo da Silveira Baptista

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO PARA DOIS
TIPOS DE MUROS DE ARRIMO: PERFIL CLÁSSICO DE FLEXÃO E
COM CONTRAFORTES**

Santa Maria, RS
2023

Gustavo da Silveira Baptista

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO PARA DOIS
TIPOS DE MUROS DE ARRIMO: PERFIL CLÁSSICO DE FLEXÃO E
COM CONTRAFORTES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito parcial para
obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

Santa Maria, RS
2023

Gustavo da Silveira Baptista

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO PARA DOIS
TIPOS DE MUROS DE ARRIMO: PERFIL CLÁSSICO DE FLEXÃO E
COM CONTRAFORTES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito parcial para
obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 21 de dezembro de 2023:

Marcos Alberto Oss Vaghetti, Dr.

André Lübeck, Dr.

Fabrcio Longhi Bolina, Dr.

Santa Maria, RS
2023

AGRADECIMENTO

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha família, que esteve ao meu lado desde o início. À minha mãe, Maria Aparecida, e meu pai, Evaldo, agradeço pela educação, conselhos e apoio incondicional que sempre me deram. Aos meus irmãos, Gabriel e Guilherme, por serem fonte de conforto e por me mostrarem a melhor forma de trilhar o caminho que eles antes já trilharam. Obrigado por serem minha fonte de inspiração.

Agradeço à minha namorada, Juliana, por sempre me incentivar, por ser minha escuta e minha companheira diária durante esse processo.

Agradeço aos amigos e colegas, os que fizeram parte da minha graduação e, também, fora dela, pela oportunidade de sempre aprender com cada um e por tornarem essa caminhada mais leve e divertida.

Agradeço aos professores do curso de Engenharia Civil da UFSM, por se dedicarem todos os dias para fornecer a melhor formação para seus alunos. Em especial, agradeço ao professor Marcos Vaghetti, pela orientação, ensinamentos e apoio transmitidos durante a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço a Deus, por ser meu guia e minha fonte de fé.

RESUMO

ANÁLIS DA ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO PARA DOIS TIPOS DE MUROS DE ARRIMO: PERFIL CLÁSSICO DE FLEXÃO E COM CONTRAFORTES

AUTOR: Gustavo da Silveira Baptista
ORIENTADOR: Marcos Alberto Oss Vaghetti

O muro de arrimo é uma estrutura fundamental em projetos de engenharia geotécnica, desempenhando um papel crucial na prevenção de deslizamentos de terra, erosões e instabilidades do terreno. A escolha do tipo de muro a ser utilizado impacta diretamente na eficiência da contenção e na sustentação da massa de solo adjacente. Este trabalho propôs um estudo referente à análise da estabilidade e ao dimensionamento de dois tipos distintos de muros de arrimo, essenciais em obras de engenharia civil para a contenção de terrenos e estabilização de taludes, sendo eles um muro de flexão de perfil clássico e um muro com contraforte, em concreto armado, a serem dimensionados para um talude de 4 metros localizado em uma obra na cidade de Gravataí – RS. A análise dos muros se deu com ênfase nos seus respectivos dimensionamentos, detalhamentos e determinação dos quantitativos de aço e concreto, bem como na análise das estabilidades contra escorregamento e tombamento. Para atingir esse objetivo, foi realizado um levantamento das referências bibliográficas e conceitos a respeito do tema. A verificação e dimensionamento dos muros em questão foram realizadas com o auxílio da planilha eletrônica *Excel* e com base nos conceitos apresentados nas referências bibliográficas e normativas vigentes de dimensionamento de estruturas de concreto e fundações. Após fixadas as dimensões para os dois muros, foram verificadas as estabilidades contra o tombamento, escorregamento e capacidade de carga da fundação. Para o muro de perfil clássico, foram encontrados, respectivamente, os valores de Fator de Segurança: 1.88, 1.79 e 4.16. Para o muro com contraforte, os valores encontrados foram, respectivamente: 2.76, 2.27 e 4.30. Com isso, foi possível concluir que todos estão situados dentro dos limites de segurança estipulados. Por fim, foi realizado o cálculo das armaduras e posterior detalhamento, contando com o levantamento quantitativo dos materiais a serem utilizados para cada estrutura, de forma que, para 1,0m de comprimento, o muro de arrimo de perfil clássico apresentou um consumo de concreto de 2,0 m³, além de um consumo de aço CA-60 de 6,3 kg e de 95,6 kg para CA-50. Da mesma forma, para 3,2 m de comprimento, o muro com contraforte apresentou um consumo de concreto de 5,3 m³, além de um consumo de aço CA-60 de 15,6 kg e de 500,8 kg para um aço CA-50.

Palavras-chave: Muro de arrimo. Análise de estabilidade. Dimensionamento. Contenção.

ABSTRACT

ANALYSIS OF STABILITY AND SIZING FOR TWO TYPES OF RETAINING WALLS: CONCRETE CANTILEVER WALL AND COUNTERFORT WALL

AUTHOR: Gustavo da Silveira Baptista
ADVISOR: Marcos Alberto Oss Vaghetti

The retaining wall is a fundamental structure in geotechnical engineering projects, playing a crucial role in preventing landslides, erosion, and terrain instabilities. The choice of the type of wall to be used directly impacts the efficiency of containment and support for the adjacent soil mass. This study proposed an analysis of stability and the design of two different types of retaining walls, essential in civil engineering projects for soil retention and slope stabilization. These include a classic profile bending wall and a counterfort wall, both made of reinforced concrete, designed for a 4-meter slope in a construction site in Gravataí – RS. The analysis of the walls focused on their respective designs, details, determination of steel and concrete quantities, as well as the analysis of stability against sliding and tipping. To achieve this goal, a survey of bibliographic references and concepts related to the topic was conducted. The verification and design of the walls were performed using an Excel spreadsheet and based on the concepts presented in current bibliographic references and standards for the design of concrete structures and foundations. After determining the dimensions for both walls, stability against tipping, sliding, and foundation load capacity were checked. For the classic profile wall, the values of the Safety Factor were found to be 1.88, 1.79, and 4.16, respectively. For the counterfort wall, the corresponding values were 2.76, 2.27, and 4.30. Thus, it was concluded that all values are within the specified safety limits. Finally, the calculation of reinforcements and subsequent detailing were performed, including a quantitative survey of the materials to be used for each structure. For a length of 1.0m, the classic profile retaining wall had a concrete consumption of 2.0 m³, along with a consumption of 6.3 kg of CA-60 steel and 95.6 kg for CA-50. Similarly, for a length of 3.2m, the counterfort wall had a concrete consumption of 5.3 m³, along with a consumption of 15.6 kg of CA-60 steel and 500.8 kg for CA-50.

Keywords: Retaining Wall. Stability analysis. Sizing. Containment.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Representação do critério de ruptura de Coulomb.....	21
Figura 2 -	Representação do critério de ruptura de Mohr.....	22
Figura 3 -	Diagrama de tensões verticais de um subsolo.....	24
Figura 4 -	Estado de equilíbrio plástico em um elemento de solo	26
Figura 5 -	Círculo de Mohr para um estado de equilíbrio plástico ou ruptura.	29
Figura 6 -	Representação do conceito de equilíbrio elástico e plástico.	29
Figura 7 -	Idealização dos estados de pressão ativa e passiva a partir de um estado de repouso desenvolvido pela inserção de um muro de espessura nula em uma massa de solo (a).....	30
Figura 8 -	Sistema solo-estrutura para a teoria de Rankine, onde $\alpha = 90^\circ$	32
Figura 9 -	Cunha de falha usada na derivação da equação de Coulomb para pressão ativa.....	34
Figura 10 -	Representação da cunha de pressão ativa de Coulomb.....	35
Figura 11 -	Representação da cunha de pressão passiva de Coulomb.	36
Figura 12 -	Empuxo com sobrecarga no terrapleno	37
Figura 13 -	Muro de alvenaria de pedra	40
Figura 14 -	Dimensões estabelecidas para o pré-dimensionamento de muros de concreto ciclópico.....	41
Figura 15 -	Muros de contenção do tipo gabião	42
Figura 16 -	Esquema de construção do muro tipo fogueira ("Crib wall")	43
Figura 17 -	Esquema construtivo de um muro de saco solo-cimento.....	44
Figura 18 -	Relações geométricas para o pré-dimensionamento de muros de flexão	45
Figura 19 -	Parâmetros geométricos para pré-dimensionamento de um perfil clássico de muro de flexão.....	46
Figura 20 -	Parâmetros geométricos para o pré-dimensionamento de muros de flexão tipo "L"	47
Figura 21 -	Representação do muro de flexão de perfil especial.	48
Figura 22 -	Representação de um muro de flexão atirantado	49
Figura 23 -	Representação de um muro com contraforte e suas principais relações geométricas para pré-dimensionamento	50

Figura 24 - Representação das forças utilizadas para o cálculo de um muro de concreto	51
Figura 25 - Representação das ações atuantes em um muro em estado de equilíbrio	53
Figura 26 - Representação esquemática dos esforços atuantes em situação de equilíbrio contra tombamento.....	55
Figura 27 - Capacidade de carga para cargas inclinadas excêntricas atuantes em fundação	57
Figura 28 - Tipos e características de sistemas de drenagem utilizados para estruturas de contenção.....	59
Figura 29 - Representação das cargas verticais e braços de alavanca	65
Figura 30 - Representação geométrica do dente de ancoragem de um muro de arrimo de flexão de perfil clássico	67
Figura 31 - Representação das tensões na sapata de fundação	69
Figura 32 - Seções intermediárias de um muro de arrimo de flexão de perfil clássico	70
Figura 33 - Representação da seção da sapata para um muro de flexão de perfil clássico	75
Figura 34 - Dimensões para um muro de arrimo com contraforte	81
Figura 35 - Representação das tensões e esforços atuantes na sapata.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Peso específico de solos argilosos	17
Tabela 2 -	Peso específico de solos arenosos	18
Tabela 3 -	Valores genéricos de k_0 conforme tipo de solo	27
Tabela 4 -	Valores do coeficiente de atrito conforme tipo de solo	54
Tabela 5 -	Fatores de capacidade de carga para cálculo de tensão efetiva para situação de longo prazo	57
Tabela 6 -	Dimensões de pré-dimensionamento para muro de arrimo de perfil clássico	65
Tabela 7 -	Valores geométricos adotados para o dente de ancoragem	67
Tabela 8 -	Dados das seções intermediárias para muro de flexão de perfil clássico	72
Tabela 9 -	Resumo de armaduras das seções intermediárias para muro de flexão de perfil clássico.....	72
Tabela 10 -	Verificação ao esforço cortante para seções intermediárias do muro de flexão de perfil clássico	74
Tabela 11 -	Resumo de armaduras da sapata para muro de flexão de perfil clássico	77
Tabela 12 -	Comprimentos de ancoragem e trespasse para muro de arrimo de flexão de perfil clássico.....	79
Tabela 13 -	Quadro resumo dos quantitativos de armadura para 1,0m do muro de arrimo de perfil clássico.....	80
Tabela 14 -	Resumo dos pesos totais de aço para 1,0m do muro de arrimo de perfil clássico	80
Tabela 15 -	Dimensões de pré-dimensionamento para muro de arrimo com contrafortes	81
Tabela 16 -	Quadro resumo das cargas verticais e momentos estáticos para um muro com contraforte	83
Tabela 17 -	Determinação dos momentos fletores para um muro de arrimo com contrafortes conforme tabela de BARES, adaptado por PINHEIRO (1994).....	85
Tabela 18 -	Resumo de armaduras das seções para um muro com contraforte.....	87
Tabela 19 -	Comprimentos de ancoragem para muro de arrimo com contraforte ...	87

Tabela 20 - Resumo de armaduras das seções da sapata para um muro com contraforte	89
Tabela 21 - Quadro resumo dos esforços solicitantes para diferentes seções de um contraforte	92
Tabela 22 - Resumo de armaduras das seções intermediárias do contraforte	93
Tabela 23 - Quadro resumo dos quantitativos de armadura para 3,20m do muro de arrimo com contraforte	95
Tabela 24 - Resumo dos pesos totais de aço para 3,20m do muro de arrimo com contraforte	95

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo geral	14
1.1.2	Objetivos específicos.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	SOLOS	16
2.1.1	Peso específico do solo.....	17
2.1.2	Ângulo de atrito	18
2.1.3	Coesão do solo.....	19
2.1.4	Permeabilidade do solo	19
2.1.5	Resistência ao cisalhamento	20
2.2	TENSÕES NO SOLO	23
2.2.1	Tensões devido ao peso próprio do solo	23
2.2.2	Pressão neutra e tensão efetiva	24
2.3	EMPUXO	25
2.3.1	Empuxo ativo	28
2.3.2	Empuxo passivo	31
2.3.3	Teoria de Empuxo de Rankine	31
2.3.4	Teoria de Coulomb	33
2.3.5	Efeito da sobrecarga para o cálculo do empuxo.....	37
2.4	MUROS DE CONTENÇÃO	38
2.4.1	Muros de gravidade	38
2.4.1.1	<i>Muros de alvenaria de pedra</i>	<i>39</i>
2.4.1.2	<i>Muros de concreto ciclópico</i>	<i>40</i>
2.4.1.3	<i>Muros de gabião.....</i>	<i>41</i>
2.4.1.4	<i>Muros em fogueira (“Crib Walls”).....</i>	<i>42</i>
2.4.1.5	<i>Muros de saco solo-cimento.....</i>	<i>43</i>
2.4.2	Muros de flexão	44
2.4.2.1	<i>Muros de flexão – perfil clássico.....</i>	<i>46</i>
2.4.2.2	<i>Muros de flexão perfil “L”</i>	<i>47</i>
2.4.2.3	<i>Muros de flexão – perfis especiais.....</i>	<i>48</i>

2.4.2.4	Muros de flexão atirantados	48
2.4.3	Muros com contrafortes	49
2.5	ESTABILIDADE DE MUROS DE CONTENÇÃO	50
2.5.1	Equilíbrio estático	52
2.5.1.1	Equilíbrio de translação ou deslizamento	52
2.5.1.2	Equilíbrio de rotação	54
2.5.1.3	Capacidade de carga da fundação	55
2.6	DRENAGEM DE MUROS DE CONTENÇÃO	58
3	METODOLOGIA	60
3.1	LIMITAÇÕES.....	60
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO	62
4.2	PARÂMETROS DO SOLO	63
4.3	CÁLCULO DO EMPUXO.....	64
4.4	DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO DE PERFIL CLÁSSICO	64
4.4.1	Pré-dimensionamento.....	64
4.4.2	Verificação do equilíbrio	65
4.4.3	Verificação da capacidade de carga da fundação	69
4.4.4	Cálculo dos esforços e dimensionamento do muro	70
4.4.5	Verificação do muro ao esforço cortante	73
4.4.6	Cálculo dos esforços e dimensionamento da sapata.....	74
4.4.7	Verificação da sapata ao esforço cortante.....	77
4.4.8	Comprimento de ancoragem das barras	78
4.4.9	Quantitativos de materiais	79
4.5	DIMENSIONAMENTO DO MURO DE MURO DE ARRIMO COM CONTRAFORTE	80
4.5.1	Pré-dimensionamento.....	80
4.5.2	Verificação da estabilidade	82
4.5.3	Verificação da capacidade de carga da fundação	84
4.5.4	Cálculo dos esforços e determinação da armadura do muro	85
4.5.5	Cálculo dos esforços e dimensionamento da sapata.....	88
4.5.6	Verificação da sapata ao esforço cortante.....	90
4.5.7	Armação da viga de ancoragem	91

4.5.8	Cálculo dos esforços e dimensionamento do contraforte	91
4.5.9	Verificação do contraforte ao esforço cortante	93
4.5.10	Armadura de pele do contraforte	94
4.5.11	Quantitativos de materiais	94
5	CONCLUSÃO.....	96
	REFERÊNCIAS.....	97
	APÊNDICE A	101
	APÊNDICE B	102
	ANEXO A	104
	ANEXO B	105
	ANEXO C	106
	ANEXO D	107

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço da Engenharia e a necessidade de ocupação de diferentes locais, novas tecnologias e maneiras de construir foram sendo desenvolvidas para atender à demanda crescente por infraestrutura.

Diversas vezes, um projeto de engenharia se depara com o desafio de vencer grandes desníveis de terra, e, a fim de garantir a segurança contra deslizamentos de uma determinada região ou, até mesmo de apresentar uma solução específica para um detalhe arquitetônico, os muros de arrimo se apresentam como uma estrutura muito presente no dia a dia da engenharia, sendo uma ferramenta essencial para a segurança de uma obra, impedindo problemas como o desmoronamento.

Por essa razão, o muro de arrimo precisa ser bem executado e bem projetado para garantir a máxima segurança do seu entorno.

Em um projeto de contenção, o solo é um aspecto principal a ser analisado, pois interfere diretamente nas cargas que irão atuar sobre a estrutura. Outro quesito importante a ser considerado é a ação da água que infiltra no solo e que pode amplificar a ação do empuxo. Por isso, esse tipo de estrutura deve ser acompanhado de um estudo geológico aprofundado e de uma drenagem eficiente.

O processo de dimensionamento de um muro de arrimo consiste em um ciclo de dois passos, sendo eles a determinação das dimensões do muro e a verificação aos esforços atuantes, conforme descrito por Moliterno (1994). Dentro desse aspecto, a estabilidade da estrutura é um fator essencial a ser verificado e depende, dentre outros fatores, da escolha do tipo de muro a ser executado.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 **Objetivo geral**

Elaborar um estudo relativo à análise da estabilidade e dimensionamento de um muro de arrimo de perfil clássico e um muro com contraforte a serem utilizados para a contenção de um talude de uma obra em Gravataí – RS, visando determinar seus respectivos quantitativos de armadura e consumo de concreto.

1.1.2 **Objetivos específicos**

São objetivos específicos deste trabalho:

- Apresentar as principais metodologias construtivas de muros de arrimo utilizados para contenção de taludes, bem como os cálculos para a análise de estabilidade e dimensionamento desses muros;
- Realizar o pré-dimensionamento e análise da estabilidade de dois diferentes tipos de muros de arrimo para a situação de um talude de uma obra em Gravataí – RS, obtendo as dimensões iniciais;
- Dimensionar e detalhar as armaduras para cada tipologia de muro;
- Elaborar e apresentar os quantitativos de materiais obtidos para as duas tipologias de muro.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Conforme afirmado por Bowles (1997), o solo é concebido como um conglomerado de partículas que podem variar em dimensão, resultante da degradação física e química da rocha. A investigação do solo representa uma etapa de significativa relevância em um projeto de engenharia, sendo a base que sustenta as estruturas de nossa rotina. Dentro dessa ótica, a geotecnia busca determinar a interação entre o terreno, a fundação e a estrutura, almejando evitar a ocorrência de recalques prejudiciais ou a ruptura do terreno, que poderiam levar ao colapso da obra. Em outras palavras, visa-se alcançar uma relação adequada entre a estabilidade máxima da edificação e o custo mínimo, juntamente com a preservação das estruturas circunvizinhas (CAPUTO, 1988).

Essencialmente, o conhecimento acerca do tipo de solo analisado é de suma importância para o correto dimensionamento de uma estrutura, dado que as características deste material podem apresentar variações de uma localidade para outra.

No campo da mecânica dos solos, tais informações sobre o estado do solo são adquiridas por meio da avaliação da resistência que o solo oferece durante a execução do ensaio SPT, sigla para *Standard Penetration Test* (PINTO, C. S., 2006). Este ensaio, que mensura o número de golpes necessários para a penetração em cada trecho do amostrador, fornece a resistência expressa pelo parâmetro N do SPT.

De acordo com Pinto (2006), a classificação do solo é realizada considerando sua resistência à penetração, categorizando-o como areia ou silte arenoso, conforme a compactidade, e como argila ou silte argiloso, levando em consideração a consistência.

Para os propósitos deste trabalho, nesta seção, serão discutidas somente as principais propriedades do solo e como ele interage com a estrutura em foco. No segmento subsequente, serão abordados em detalhes alguns parâmetros que exercem uma influência direta na estabilidade e no desempenho das estruturas submetidas às condições geotécnicas do solo.

2.1.1 Peso específico do solo

O peso específico do solo é uma propriedade fundamental para o entendimento do comportamento geotécnico do solo e sua aplicação na engenharia civil. O peso específico, representado pela letra grega γ_s , é definido como a razão entre o peso da massa do solo e o volume total que ele ocupa, incluindo os vazios entre as partículas (CRAIG, 2004). Esse parâmetro é crucial para análises e dimensionamento de estruturas, fundações e contenções de solo, além de influenciar a estabilidade de taludes, capacidade de carga das fundações e a compactação dos solos (TERZAGHI & PECK, 1967).

Caputo (1988) define o peso específico das partículas de um solo como sendo a relação entre o peso da substância sólida por unidade de volume:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} = \frac{N}{m^3} \quad (1)$$

A determinação precisa do peso específico do solo é essencial para garantir a segurança e estabilidade das obras. Existem diversos métodos para determinar o peso específico do solo, como o método do frasco de areia, método do picnômetro e método da balança hidrostática (DAS, 2006). A escolha do método adequado depende das características do solo em estudo e da precisão requerida (BOWLES, 1997).

Godoy (1972) apud. Cintra e Aoki (2010) definem valores tabelados para o peso específico de diferentes tipos de solo, em função da consistência da argila e da compactidade da areia, conforme demonstrado nas Tabelas 1 e 2 a seguir.

Tabela 1 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso Específico γ_s (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (Godoy, 1972, apud. Cintra e Aoki, 2010)

Tabela 2 - Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compacidade	Peso Específico γ_s (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouca Compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta			
> 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: (Godoy, 1972, apud. Cintra e Aoki, 2010)

2.1.2 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito (ϕ) é uma propriedade fundamental dos solos que representa a inclinação da superfície de ruptura quando submetida a carregamentos laterais. Esta característica é um indicativo da resistência ao cisalhamento interno do solo, desempenhando um papel crucial na engenharia geotécnica (TERZAGHI & PECK, 1967).

A determinação precisa do ângulo de atrito pode ser realizada por meio de ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial, ou por métodos *in situ*, como o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Cada método possui suas vantagens e limitações, sendo a escolha do método adequado crucial para obter resultados precisos e representativos (BOWLES, 1997).

Para uma condição não drenada do solo, Godoy (1983) define uma relação empírica para estimativa de ϕ , com base no N_{SPT} :

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (2)$$

Por outro lado, Teixeira (1996) propôs:

$$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3)$$

2.1.3 Coesão do solo

A coesão é um parâmetro fundamental na caracterização mecânica dos solos, particularmente em solos argilosos e siltosos, sendo um componente crítico na análise de sua resistência e comportamento sob diferentes condições de carregamento. A coesão representa a força de ligação entre as partículas do solo, decorrente das forças de atração interpartículas que podem ser atribuídas a fenômenos físicos e químicos (TERZAGHI, 1943). Em sua essência, a coesão é a resistência do solo ao cisalhamento quando não há confinamento, influenciando diretamente sua estabilidade e capacidade de suporte (MITCHELL, 1993).

A estimativa da coesão do solo é vital para projetos de engenharia geotécnica e é frequentemente realizada através de ensaios laboratoriais, como o ensaio de cisalhamento direto, que fornece dados para a obtenção do valor da coesão não drenada (c_u) e da coesão drenada (c_d) (DAS, 2006). Diversos modelos empíricos e semiempíricos foram desenvolvidos para estimar a coesão do solo a partir de características geotécnicas, tais como a plasticidade do solo, o índice de consistência, e a porcentagem de argila no solo (HOLTZ E KOVACS, 1981; BOWLES, 1997).

Quando não se dispõe de valores de ensaios de laboratório, Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte equação, correlacionando com o índice de resistência à penetração N_{SPT} :

$$c = 10N_{SPT} \quad (4)$$

2.1.4 Permeabilidade do solo

A permeabilidade é uma propriedade fundamental dos solos na área de geotecnia, que desempenha um papel central na engenharia geotécnica ao influenciar o fluxo de água e outros fluidos através do subsolo. Ela é caracterizada pelo coeficiente de permeabilidade (k), que representa a capacidade do solo de permitir a passagem de água por seus poros, sob ação de gradientes de pressão (CAPUTO, 1988). A permeabilidade é um fator crítico para diversos aspectos da engenharia civil, incluindo o dimensionamento de sistemas de drenagem, a avaliação da estabilidade de taludes e barragens e a gestão de aterros sanitários.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser feita por meio de ensaios laboratoriais específicos, sendo o ensaio de permeabilidade pelo método do permeâmetro de carga constante um dos mais comuns. No entanto, em muitas situações práticas, é necessário estimar a permeabilidade do solo a partir de outras propriedades geotécnicas conhecidas, como a porosidade e o tamanho dos grãos. Diversas equações empíricas e semiempíricas foram desenvolvidas para estimar a permeabilidade do solo com base nessas características (KOZENY, 1927). Por exemplo, a equação de Kozeny-Carman é frequentemente utilizada para estimar a permeabilidade em função da porosidade e do diâmetro médio dos grãos (KOZENY, 1927; CARMAN, 1937):

$$k = \frac{C \times \phi^3}{(1-\phi)^2 \times d^2} \quad (5)$$

Onde k é a permeabilidade do solo, C uma constante empírica, ϕ é a porosidade e d é o diâmetro médio dos grãos.

Além disso, Henry Darcy formulou uma equação fundamental para expressar a permeabilidade do solo, relacionando fluxo de água (Q), a área transversal (A), a condutividade hidráulica (K) e o gradiente hidráulico $\left(\frac{h}{L}\right)$ (CRAIG, 2004).

$$Q = K \cdot \frac{h}{L} \cdot A \quad (6)$$

Essa equação é a base para a compreensão da permeabilidade do solo e é amplamente utilizada em estudos hidrogeológicos e geotécnicos.

Além disso, a permeabilidade do solo é influenciada por diversos fatores, incluindo a granulometria, a estrutura, a compactação e a composição mineralógica do solo. Estudos têm mostrado que a permeabilidade pode ser modelada utilizando abordagens como a Lei de Terzaghi, que leva em consideração a compressibilidade do solo e sua influência na permeabilidade.

2.1.5 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento é uma propriedade crucial dos solos, desempenhando um papel central na engenharia geotécnica ao avaliar a estabilidade de taludes, fundações e outras estruturas em contato com o solo. A resistência ao

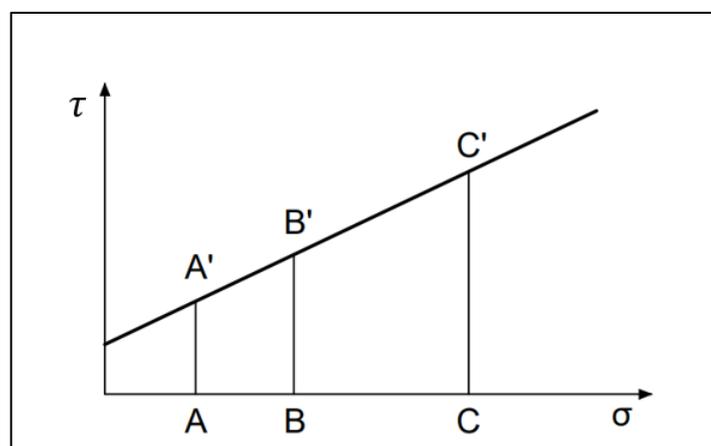
cisalhamento de um solo é frequentemente caracterizada pelo ângulo de atrito interno (ϕ) e pela coesão (c), parâmetros essenciais na análise dos esforços de cisalhamento (TERZAGHI, 1943). O ângulo de atrito interno é a inclinação da reta correspondente à resistência ao cisalhamento no plano de falha, enquanto a coesão representa a resistência ao cisalhamento na ausência de atrito.

De acordo com Pinto (2006), a ruptura de um solo é predominantemente um fenômeno de cisalhamento, sendo a resistência de cisalhamento do solo definida como a máxima tensão de cisalhamento que pode suportar antes de sofrer ruptura no plano em que a mesma ocorrer.

Nesse sentido, Pinto (2006) define critérios de ruptura como formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais, sendo os critérios de Mohr e Coulomb aqueles que melhor representam o comportamento dos solos.

Seguindo a abordagem do critério de ruptura de solos de Coulomb, conforme descrito por Vargas (1981), é estabelecido que a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento no solo atinge um valor igual à resistência de cisalhamento do solo, também conhecida como ângulo de atrito interno, dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento e c e f denominados, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno, expresso como a tangente de um ângulo denominado ângulo de atrito interno, parâmetros esses representados na Figura 1 abaixo (PINTO, 2006).

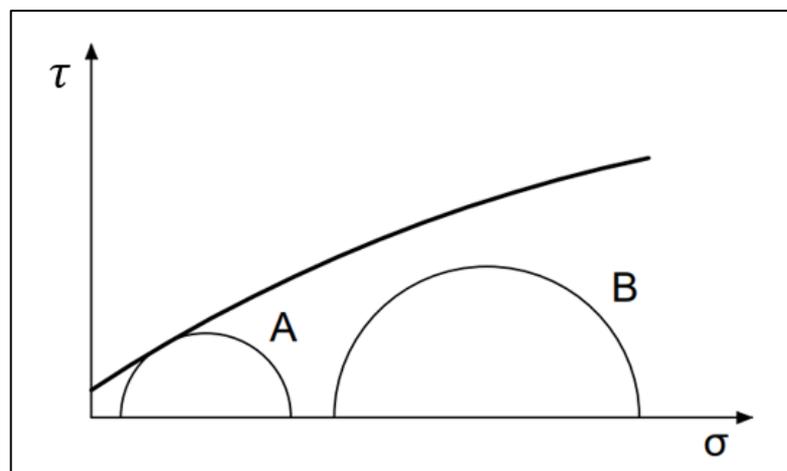
Figura 1 - Representação do critério de ruptura de Coulomb



Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

Para o critério de ruptura de Mohr, conforme destacado por Sobral (2018), é essencial compreender que o círculo de tensões gerado está sempre contido no interior de uma curva representativa das tensões do solo, que representa a envoltória dos círculos relativos ao estado de ruptura, observados experimentalmente. Este círculo é fundamental para a análise da estabilidade do solo, uma vez que seu raio e centro variam de acordo com a magnitude e direção das tensões atuantes no material. A Figura 2 abaixo representa a envoltória de Mohr, na qual o círculo A indica um estado de tensões na ruptura, e o círculo B representa um estado de tensões em que não há ruptura (PINTO, 2006).

Figura 2 - Representação do critério de ruptura de Mohr



Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

Por ser de difícil aplicação, a envoltória curva de Mohr é frequentemente substituída por uma reta e, dessa forma, seu critério de resistência se torna análogo ao de Coulomb e definindo o critério de Mohr-Coulomb (PINTO, 2006). A teoria de Mohr-Coulomb, uma das mais amplamente aceitas, expressa a resistência ao cisalhamento (τ) em função da coesão (c), do ângulo de atrito interno (ϕ), e dos esforços normais (σ_n) sobre o plano de falha (TERZAGHI, 1943):

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (7)$$

2.2 TENSÕES NO SOLO

2.2.1 Tensões devido ao peso próprio do solo

As tensões geradas pelo próprio peso do solo são um dos fatores fundamentais na análise de estabilidade e comportamento do solo. Conforme Terzaghi (1943), ao considerar a ação da gravidade, o solo experimenta uma distribuição de tensões que resulta da sua própria massa. Essas tensões, também conhecidas como tensões efetivas, são de grande importância em engenharia geotécnica, pois afetam a capacidade de carga e a estabilidade das estruturas.

Uma teoria crucial que descreve a distribuição das tensões devido ao peso próprio do solo é a Teoria de Boussinesq (1885). Segundo esta teoria, para uma carga pontual aplicada à superfície do solo, a tensão vertical (σ_z) em profundidade pode ser calculada pela equação de Boussinesq, onde P é a carga aplicada, z é a profundidade abaixo da carga, e d é o diâmetro da carga aplicada:

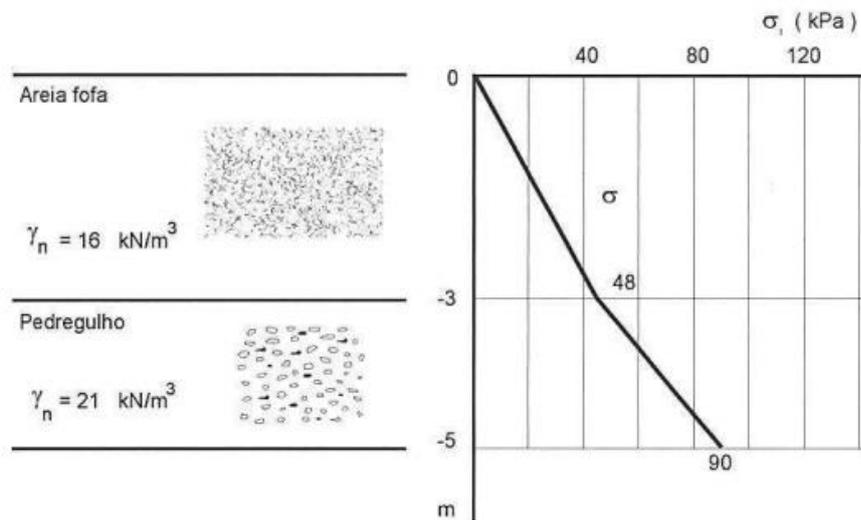
$$\sigma_z = \frac{P}{\pi \cdot z^2} \cdot \left(1 + \frac{d}{z}\right) \quad (8)$$

Além disso, Rankine (1857) propôs uma abordagem simplificada para o cálculo das tensões no solo devido ao peso próprio. De acordo com sua teoria, a distribuição das tensões varia linearmente com a profundidade. A tensão vertical (σ_z) devido ao peso próprio do solo pode ser calculada pela equação de Rankine, onde γ representa o peso específico do solo e z a profundidade:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (9)$$

De acordo com Pinto (2006), quando o solo é formado de camadas aproximadamente horizontais, a tensão vertical total resulta do somatório das tensões das diversas camadas, conforme a Figura 3, que relaciona a tensão e a profundidade de um solo em uma situação fictícia.

Figura 3 - Diagrama de tensões verticais de um subsolo



Fonte: Pinto, 2006.

2.2.2 Pressão neutra e tensão efetiva

A compreensão da pressão neutra e das tensões efetivas em um solo é fundamental para análises geotécnicas e de mecânica dos solos. De acordo com Das e Sobhan (2014), a pressão neutra representa a pressão total exercida pela água presente nos poros do solo. Essa pressão é significativa, pois pode influenciar a distribuição das tensões e o comportamento do solo.

A pressão neutra (u) é dada pela equação da pressão hidrostática, que é proporcional à altura da coluna de água (h) e ao peso específico da água (γ_w) (DAS; SOBHAN, 2014):

$$u = \gamma_w \cdot h \quad (10)$$

A teoria das tensões efetivas é um dos princípios fundamentais na mecânica dos solos, conforme proposto por Terzaghi. Essa teoria se baseia na ideia de que a resistência e o comportamento do solo são determinados pelas tensões efetivas, que são a diferença entre as tensões totais e as pressões neutras. A representação matemática das tensões efetivas (σ') é dada por (BOWLES, 1997):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (11)$$

onde σ é a tensão total aplicada e u a pressão neutra.

2.3 EMPUXO

De acordo com Craig (2004), o empuxo do solo é definido como a pressão exercida pelo solo contra uma estrutura de contenção, como muros de arrimo e paredes de contenção, em resposta à ação de cargas. Essa pressão varia com a profundidade, sendo essencial compreender suas características e mecanismos para o dimensionamento adequado das estruturas.

O cálculo do empuxo de terra e a distribuição de tensões ao longo do elemento de contenção são influenciados pela interação solo-elemento estrutural ao longo de todas as etapas da construção. A ação do empuxo sobre o elemento estrutural resulta em deslocamentos horizontais que, por consequência, modificam tanto o valor quanto a distribuição do empuxo ao longo das diferentes fases construtivas da obra (GERSCOVICH, 2010).

Clayton et al. (2013) define que as cargas aplicadas a uma estrutura de contenção são produzidas pelas pressões exercidas pela terra e pela água, que são a soma dos seguintes aspectos:

- a) Tensão efetiva normal à face do muro;
- b) Poro pressão da água na face do muro;
- c) Tensão de cisalhamento entre o muro e o solo.

Terzaghi (1936) classifica o empuxo de terra em três tipos principais:

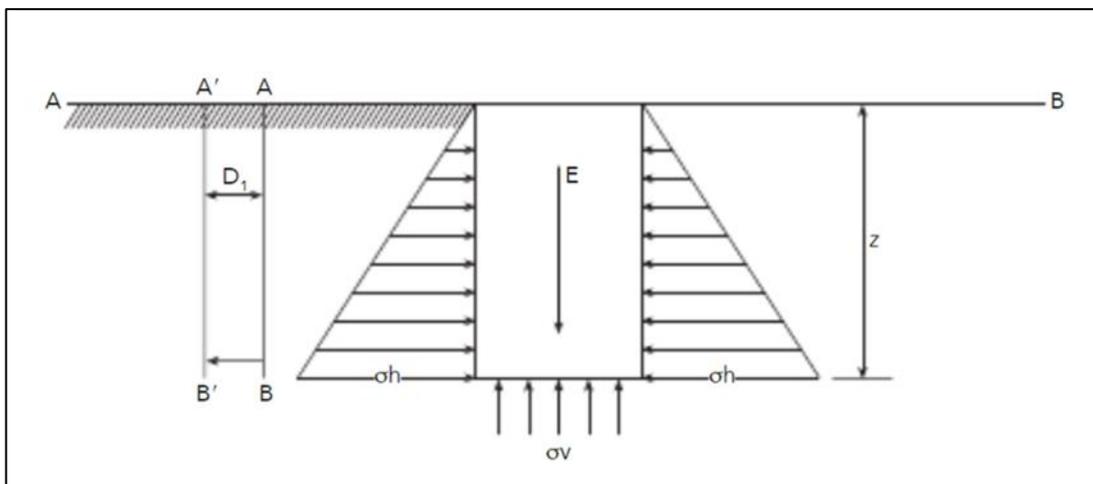
- a) Empuxo Ativo (ou de Atrito): O empuxo ativo ocorre quando a parede da estrutura está afastada do solo, gerando pressões horizontais no solo em direção à estrutura. Esse tipo de empuxo é crucial em projetos de muros de arrimo.
- b) Empuxo Passivo: O empuxo passivo é o oposto do empuxo ativo. Ele ocorre quando a parede da estrutura se aproxima do solo, gerando pressões horizontais do solo afastando-se da estrutura. É importante em situações em que a parede da estrutura está sendo empurrada em direção ao solo.
- c) Empuxo de Terra em Repouso: Este é o empuxo que ocorre em um solo sem movimento relativo. É a pressão exercida pelo solo sobre uma estrutura quando o solo está em repouso, sem deslizamento.

A teoria de Terzaghi é baseada na consideração de que o solo é coesivo e pode ser modelado como um meio contínuo e homogêneo. Suas análises levam em consideração a inclinação da superfície de ruptura potencial e outras propriedades do solo.

Sendo assim, compreender o estado de equilíbrio plástico referente a um elemento de solo é essencial para realização de análises geotécnicas e se relaciona diretamente com a estabilidade de taludes e estruturas de contenção, no qual neste se configura uma relação entre as tensões horizontais e verticais atuando em determinada região.

Marchetti (2007) define a ação de um equilíbrio plástico em um elemento de solo com base na Figura 4, na qual o segmento AB representa a superfície de uma massa de areia sem coesão, com peso específico γ , e E representando um elemento de areia com altura z e área unitária.

Figura 4 - Estado de equilíbrio plástico em um elemento de solo



Fonte: Marchetti (2007).

A relação entre as tensões principais verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) são descritas através de uma constante k (MARCHETTI, 2007), dada por:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (12)$$

O valor de k , que é obtido através da realização de ensaios de compressão triaxial, pode assumir valores entre os limites k_a e k_p , denominados coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (13)$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (14)$$

onde ϕ representa o ângulo de atrito interno da areia.

Ainda, quando uma massa de solo for depositada em finas camadas ao longo de uma grande área, pode-se considerar que essa massa não irá ceder lateralmente devido à imposição de carregamentos sucessivos por conta dessas diversas camadas (CLAYTON et al., 2013). Nesse caso, o valor de k é assumido como coeficiente k_o , intermediário entre os valores de k_a e k_p , sendo k_o uma constante empírica denominada coeficiente de empuxo em repouso, e seu valor dependente, nesse caso, do grau de compactação da areia e do processo como o depósito foi realizado (MARCHETTI, 2007).

Jaky (1944) descreve a seguinte equação teórica simplificada para estimativa de k_o , para um material granular no estado normalmente consolidado:

$$k_o = 1 - \sin \phi' \quad (15)$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo.

Por outro lado, Caputo (1988) apresenta, de forma genérica, valores para k_o conforma a tabela 3:

Tabela 3 - Valores genéricos de k_o conforme tipo de solo

Solo	k_o
Argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45

Fonte: Caputo (1988), adaptado

Em estruturas em que as condições se encontram diferentes das iniciais descritas anteriormente, podem ocorrer deslocamentos no plano de contenção capazes de ativar a resistência interna ao cisalhamento do solo, desenvolvendo, assim, tensões horizontais diferentes das estabelecidas com parâmetros de elasticidade (MARANGON, 2018). Com isso, podem ocorrer variações do tipo de empuxo conforme o deslocamento da parede.

Dessa forma, Clayton et al. (2013) define que a magnitude e o padrão do empuxo exercida pelo solo sobre a estrutura de contenção são consideravelmente influenciados por vários fatores, incluindo:

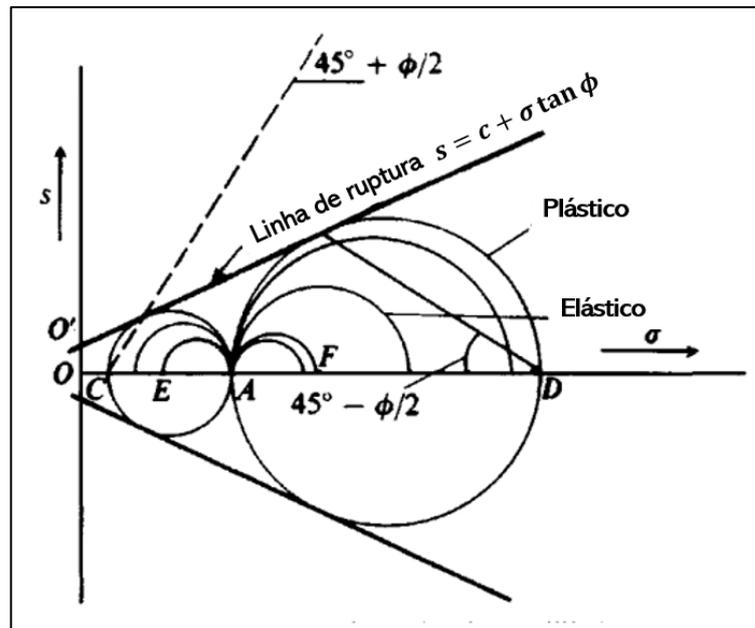
- a) A forma como o muro de contenção está posicionado;
- b) Se o muro se move para longe ou em direção ao solo;
- c) A magnitude do movimento sofrido pelo muro;
- d) O padrão específico de movimento do muro, que pode envolver translação, rotação, flexão, entre outros.

2.3.1 Empuxo ativo

Moliterno (1998) define empuxo ativo como a resultante da pressão de terra sobre um muro. Nesse estado, o solo é responsável por “empurrar” a estrutura que, por sua vez, reage de forma a se afastar do maciço.

É possível representar o empuxo ativo ocasionado por um solo através do círculo de ruptura de Mohr que determina um estado de equilíbrio plástico. Bowles (1997) define esse estado de ruptura conforme a Figura 5.

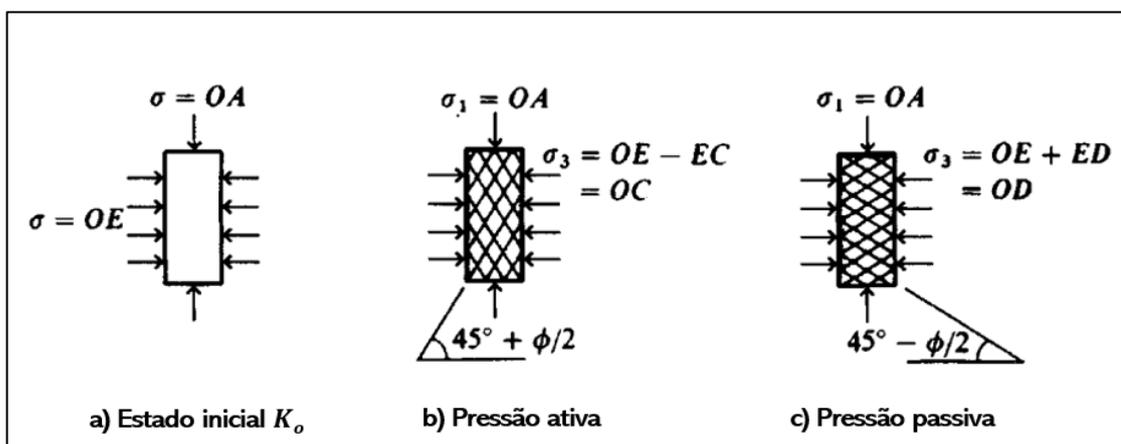
Figura 5 - Círculo de Mohr para um estado de equilíbrio plástico ou ruptura.



Fonte: Bowles (1997), adaptado.

Esse estado, segundo Bowles (1997) é obtido a partir da aplicação inicial das tensões AO e OE (Figura 6), onde se obtém o estado de repouso k_0 inicial. Em seguida, a partir da diminuição gradual da tensão OE, obtém-se OC. Dessa forma, as tensões máximas (OA) e mínima (OC) podem ser usadas para traçar o círculo de Mohr, sendo seu diâmetro determinado pela diferença entre os dois valores. O ângulo do plano de ruptura desenvolvido nesse estado é de aproximadamente $45^\circ + \phi/2$.

Figura 6 - Representação do conceito de equilíbrio elástico e plástico.



Fonte: Bowles (1997), adaptado.

Dessa forma, Bell (1915) descreve a tensão principal mínima σ_3 , referenciada como empuxo ativo de terra através da equação:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (16)$$

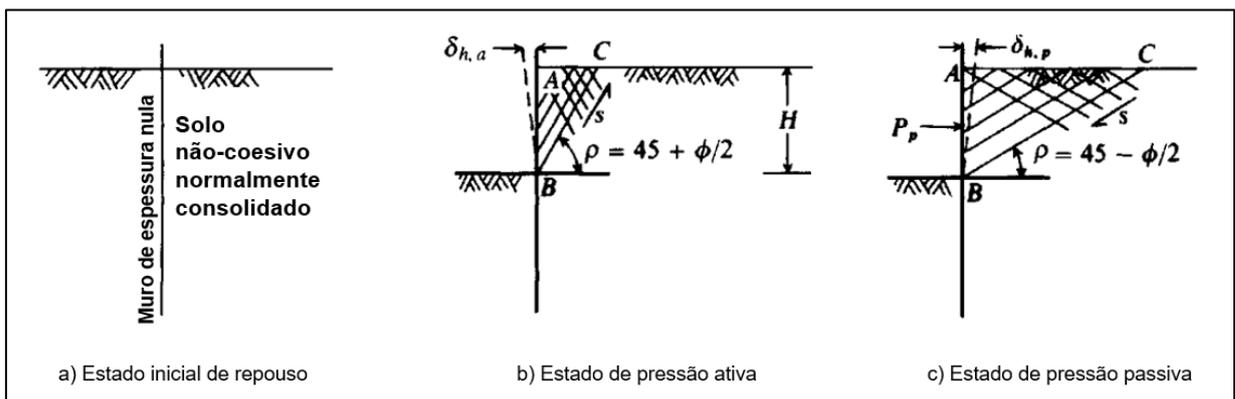
onde σ_1 representa a tensão principal vertical, c a coesão do solo e ϕ o ângulo de atrito interno.

Essa formulação também pode ser escrita através da relação trigonométrica abaixo (BOWLES, 1997). O valor correspondente à tangente também é comumente representado como k_a , ou coeficiente de empuxo ativo.

$$\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (17)$$

Conforme Bowles (1997) também é possível descrever as implicações práticas referente ao discutido anteriormente ao se considerar um muro de espessura nula inserido em uma massa de solo normalmente consolidada, isotrópica e não-coesiva (Figura 7).

Figura 7 - Idealização dos estados de pressão ativa e passiva a partir de um estado de repouso desenvolvido pela inserção de um muro de espessura nula em uma massa de solo (a).



Fonte: Bowles (1997), adaptado.

Inicialmente, temos um estado de tensões k_o em repouso e, caso o solo seja escavado nas proximidades do muro, poderá ocorrer um deslocamento $\delta_{h,a}$, ocasionando também a formação de planos de ruptura (Figura 7(a)). Na situação em que esse deslocamento se limite à formação de um equilíbrio plástico à tensão OC,

conforme a Figura 6(b), e uma pressão mínima exercida pelo muro, temos a configuração do empuxo ativo na interface solo-estrutura, definido pela formulação:

$$\sigma_h = \sigma_1 \cdot k_a \quad (18)$$

2.3.2 Empuxo passivo

O empuxo passivo se desenvolve quando o solo é “comprimido” pela estrutura, na qual o estado passivo de tensões é descrito pelo círculo AD da Figura 5, obtido ao aplicar uma tensão lateral crescente indo do limite OE até um estado de falha de equilíbrio plástico OD (Figura 6) (BOWLES, 1997).

Nesse caso, o plano de ruptura desenvolvido no solo forma ângulos de $45^\circ - \phi/2$ e a agora tensão principal máxima OD = σ_1 , referenciada como pressão passiva de terra, é obtida conforme Bell (1915) através da equação:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (19)$$

E de maneira análoga ao descrito para o caso ativo, ocorrerá um deslocamento $\delta_{h,p}$ à medida que o muro em questão exercer pressão sobre a massa de solo devido ao aumento da tensão lateral, ocasionando a mobilização da máxima resistência ao cisalhamento do solo (BOWLES, 1997). Assim, temos que:

$$\sigma_h = \sigma_3 \cdot k_p \quad (20)$$

2.3.3 Teoria de Empuxo de Rankine

A teoria de empuxo de Rankine, proposta por William John Macquorn Rankine no século XIX, é uma abordagem fundamental na análise de estruturas de contenção, desempenhando um papel crítico na engenharia civil (TERZAGHI & PECK, 1967). Para a determinação do empuxo do solo sobre uma contenção, Rankine (1857) considera o solo em um estado de equilíbrio plástico e, além disso, propôs determinadas condições iniciais pressupostas para a sua teoria. Marangon (2018) resume essas hipóteses no que segue:

- Solo considerado areia pura seca, sem coesão e homogênea;
- O atrito entre o solo e a estrutura de contenção é considerado nulo, sendo que o empuxo atua paralelamente a superfície do muro;

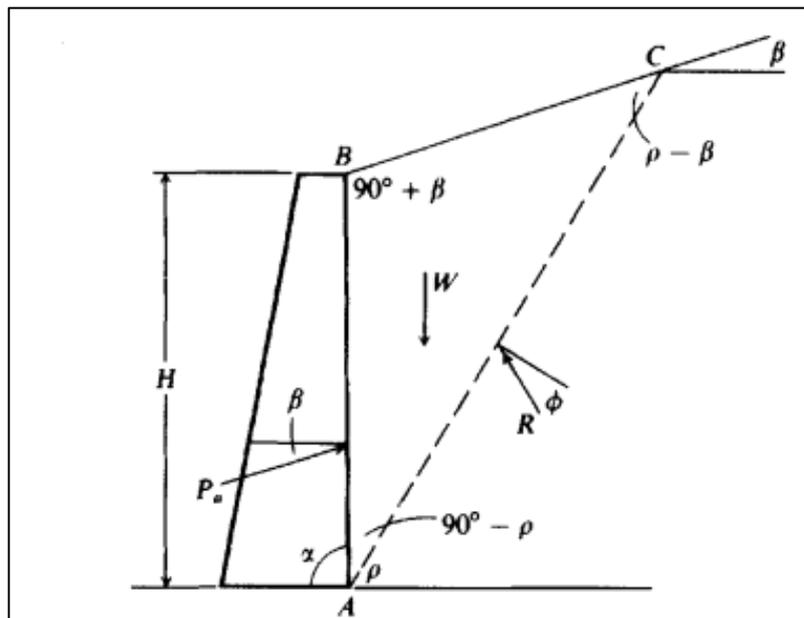
- A superfície do terreno, constituído de uma camada única e contínua do mesmo solo, é considerada plana;
- Terrapleno não apresenta nenhuma sobrecarga.

Bowles (1997) ilustra o sistema solo-estrutura para a teorização de Rankine conforme a Figura 8 e define os coeficientes K_a e K_p atuando paralelamente ao aterro de inclinação β conforme as seguintes formulações:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (21)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (22)$$

Figura 8 - Sistema solo-estrutura para a teoria de Rankine, onde $\alpha = 90^\circ$



Fonte: Bowles (1997)

Dessa forma, sabendo que o empuxo é dado pela área correspondente a seção ABC do maciço (Figura 8) pode-se obter os valores para as forças de empuxo ativo e passivo, respectivamente, conforme Bowles (1997):

$$P_a = \int_0^H \gamma z K_a dz \rightarrow P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (23)$$

$$P_p = \int_0^H \gamma z K_p dz \rightarrow P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (24)$$

Para um solo coesivo, Gerscovich (2010) define as tensões horizontais σ'_{ha} e σ'_{hp} para os casos ativo e passivo atuantes em uma contenção a partir das expressões:

$$\sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2cK_{ac} \quad (25)$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p - 2cK_{pc} \quad (26)$$

em que, no caso ativo, em uma determinada profundidade Z_0 , o empuxo se anula, existindo uma região de tensões horizontais negativas na região acima desse ponto, ocasionando o surgimento de trincas. E, então, o empuxo ativo total é dado por:

$$E_a = \int_0^H (K_a \cdot \sigma_v - 2cK_{ac}) \cdot dz = \int_0^H (K_a \cdot \gamma \cdot h - 2cK_{ac}) \cdot dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2chK_{ac} \quad (27)$$

E a altura Z_0 , correspondente ao ponto de tensão nula, equivale a:

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (28)$$

Em concordância, o valor de empuxo passivo é dado por:

$$E_p = \int_0^H (K_p \cdot \sigma_v - 2cK_{pc}) \cdot dz = \int_0^H (K_p \cdot \gamma \cdot h - 2cK_{pc}) \cdot dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p - 2chK_{pc} \quad (29)$$

2.3.4 Teoria de Coulomb

A teoria proposta por Coulomb em 1773 fundamenta-se na suposição de que a força atuante no parâmetro do muro é originada pela combinação da carga parcial de peso e a presença de uma cunha de solo, a qual se desloca devido à diminuição da resistência ao cisalhamento ou à ocorrência de atrito (MOLITERNO, 1994).

Segundo Moliterno (1994), esse deslizamento ocorre ao longo de uma superfície em forma de espiral logarítmica e, em casos práticos, costuma-se substituir essa curvatura por uma superfície plana, ou plano de ruptura.

Bowles (1997) descreve as hipóteses consideradas para a teoria de Coulomb conforme:

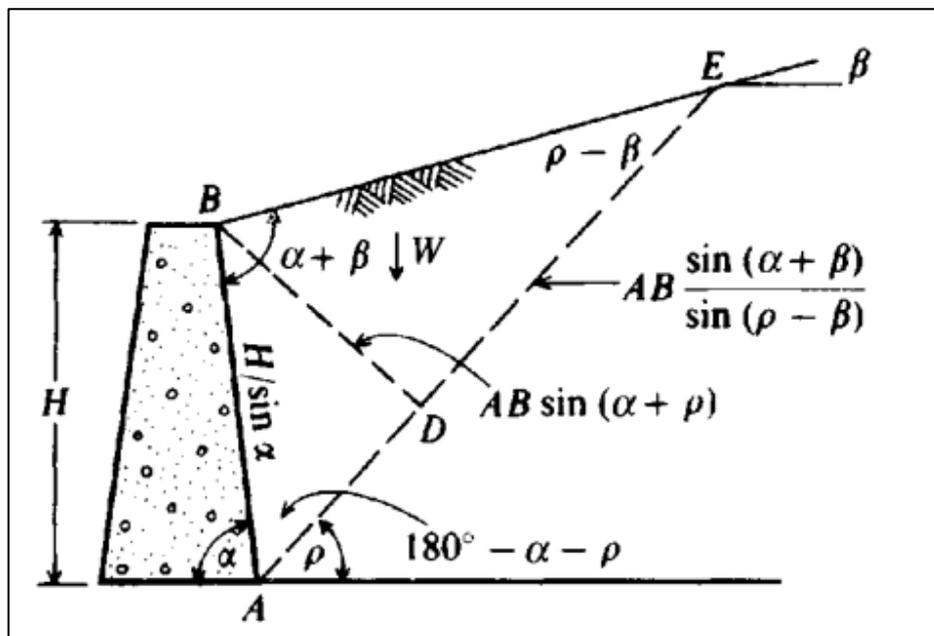
- O solo deve ser isotrópico e homogêneo, apresentando atrito interno e coesão;
- A superfície de ruptura é plana e a superfície do terrapleno é planar, ou seja, não admite formas irregulares;

- A resistência ao atrito está uniformemente distribuída ao longo da superfície de ruptura, e o coeficiente de atrito solo-solo equivale $f = \tan \phi$;
- A cunha de ruptura é um corpo rígido que se desloca;
- Existe atrito com a parede, ou seja, conforme a cunha de falha se move em relação à face traseira da parede, desenvolve-se uma força de atrito entre o solo e a parede e o ângulo de atrito é geralmente denominado δ .
- A falha é um problema de deformação plana, ou seja, considera-se uma fatia interna unitária de uma parede infinitamente longa

As equações que descrevem a teoria de Coulomb, segundo Bowles (1997), podem ser derivadas, através do uso de relações trigonométricas, com base nas Figuras 9 e 10, de forma que o peso da cunha determinada por ABE (Figura 10), para uma espessura unitária perpendicular ao desenho, é dado por:

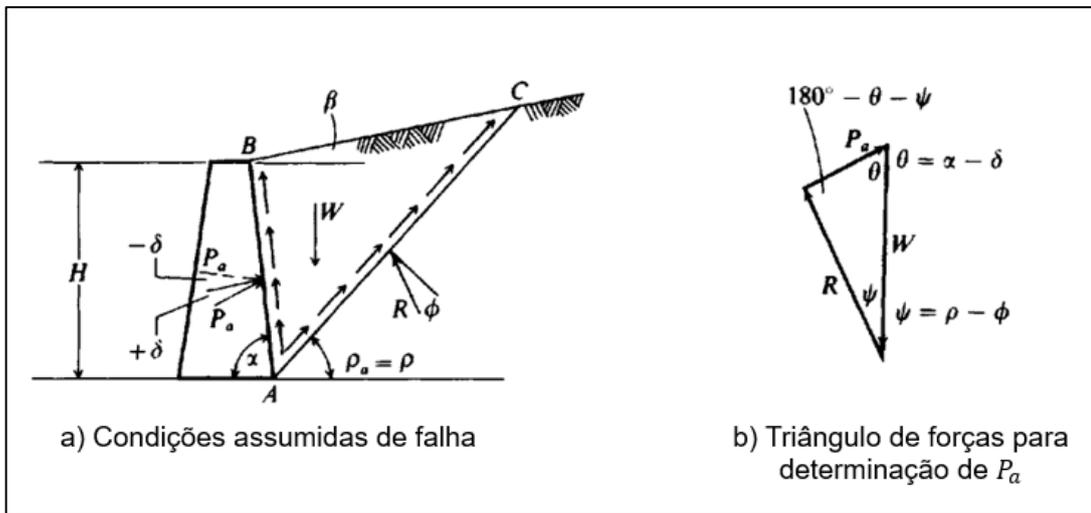
$$W = \gamma A = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin (\alpha + \rho) \frac{\sin (\alpha + \beta)}{\sin (\alpha - \beta)} \right] \quad (30)$$

Figura 9 - Cunha de falha usada na derivação da equação de Coulomb para pressão ativa



Fonte: Bowles (1997).

Figura 10 - Representação da cunha de pressão ativa de Coulomb



Fonte: Bowles (1997), adaptado.

Conforme a Figura 10(b), têm-se que o valor de P_a corresponde a uma componente do vetor W e, aplicando a lei dos senos, temos que:

$$P_a = E_a = \frac{W \sin(\rho - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (31)$$

Ainda conforme Bowles (1997), ao se combinar as equações 30 e 31, obtemos:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right] \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (32)$$

na qual a máxima força ativa E_a é determinada estabelecendo que $\frac{dE_a}{d\rho} = 0$, logo:

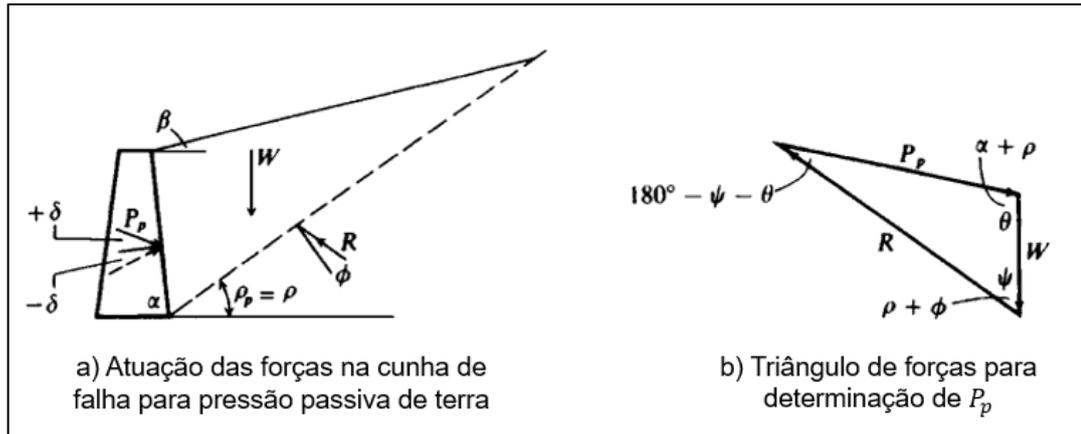
$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (33)$$

E para o caso de um muro vertical reto com aterro horizontal, no qual $\beta = \delta = 0$ e $\alpha = 90^\circ$, a equação é simplificada para uma forma semelhante a determinada por Rankine:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (34)$$

As equações que descrevem o empuxo passivo podem ser derivadas analogamente, de forma que a inclinação dessa força em relação ao muro e o triângulo de forças diferem conforme a Figura 11.

Figura 11 - Representação da cunha de pressão passiva de Coulomb.



Fonte: Bowles (1997), adaptado.

Assim temos que o peso:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (35)$$

Logo, pela lei dos senos e utilizando a relação estabelecida anteriormente $\frac{dE_a}{d\rho} = 0$, pode-se obter o valor mínimo para P_p :

$$P_p = E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (36)$$

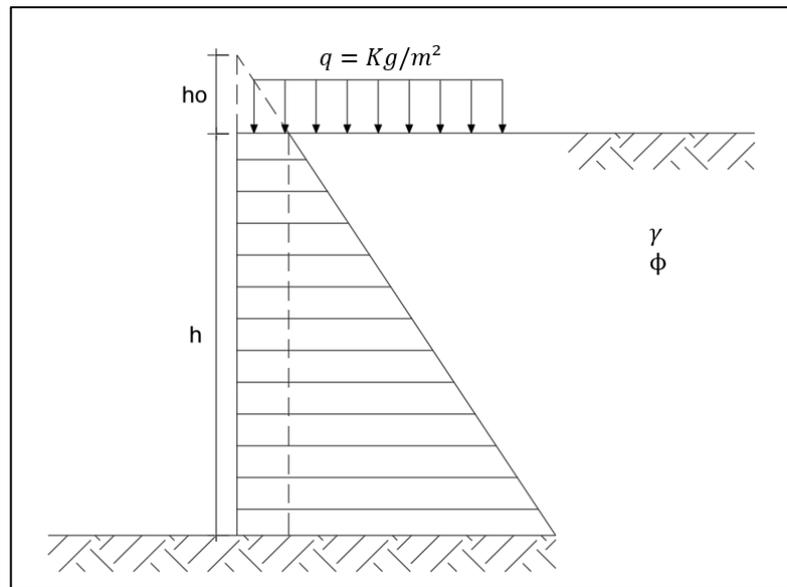
E para o caso de um muro vertical reto com aterro horizontal, no qual $\beta = \delta = 0$ e $\alpha = 90^\circ$:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (37)$$

2.3.5 Efeito da sobrecarga para o cálculo do empuxo

A sobrecarga é geralmente levada em conta para o cálculo do empuxo devido a possíveis carregamentos provenientes de máquinas, construções, multidões, entre outros, de forma uniformemente distribuída (MOLITERNO, 1994).

Figura 12 - Empuxo com sobrecarga no terrapleno



Fonte: Marangon (2018) adaptado

A Figura 12 descreve a ocorrência de sobrecarga no aterro. Para o cálculo dessa ação, transforma-se a sobrecarga em uma altura equivalente de solo h_o para ser levado em conta o acréscimo de empuxo no muro, de forma que:

$$h_o = \frac{q}{\gamma} \quad (38)$$

onde:

q é o valor da sobrecarga vertical;

γ é o peso específico do solo.

Dessa forma, conforme definido por Moliterno (1994) para o caso descrito na figura, sendo H a altura total do solo, o valor do empuxo pode ser calculado como:

$$E = \frac{1}{2} K \gamma (H^2 - h_o^2) \quad (39)$$

E, por fim, o ponto de aplicação do empuxo pode ser descrito como:

$$y = \frac{H}{3} \cdot \frac{2h_o + H}{h_o + H} \quad (40)$$

2.4 MUROS DE CONTENÇÃO

Segundo Bowles (1997), os muros de contenção podem ser definidos como estruturas projetadas para resistir às pressões laterais do solo, proporcionando, assim, um suporte contra deslizamento, tombamento e colapso. Essas estruturas encontram aplicação em uma variedade de cenários, desde pequenos jardins residenciais até projetos de engenharia de grande escala, como contenções de encostas em rodovias e ferrovias.

A classificação dos muros de contenção depende de vários critérios, sendo um dos mais importantes o material de construção. Moliterno (1994) destaca a distinção entre muros de contenção de concreto armado e muros de gabiões. Os muros de concreto armado são estruturas rígidas que utilizam a resistência do concreto reforçado para suportar as cargas, enquanto os muros de gabiões empregam cestas de malha metálica preenchidas com pedras ou outros materiais granulares para criar uma estrutura flexível capaz de acomodar deformações.

Gerscovich (2010) ainda estabelece que os muros podem ser divididos em muros de gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e muros com ou sem tirantes. Além dessas tipologias, existem também os muros de contenção de solo reforçado, muros de pedra seca e muros de madeira, entre outros, cada um adequado a situações específicas com base nas propriedades do solo, na estética desejada e nos requisitos de projeto.

2.4.1 Muros de gravidade

Conforme o Eurocode 7, a característica que define um muro de gravidade é que o peso da própria parede desempenha um papel significativo no suporte do material a ser retido (CLAYTON et al., 2013).

Dessa forma, muros de gravidade são construções contínuas concebidas para resistir às forças horizontais resultantes do peso próprio. Tipicamente, essas estruturas são empregadas para reter declives de modesta a média inclinação, com

alturas inferiores a aproximadamente 5 metros. Muros de gravidade podem ser edificados a partir de diferentes materiais, tais como pedra, concreto (não reforçado ou armado), gabiões e até mesmo pneus reciclados (GERSCOVICH, 2010).

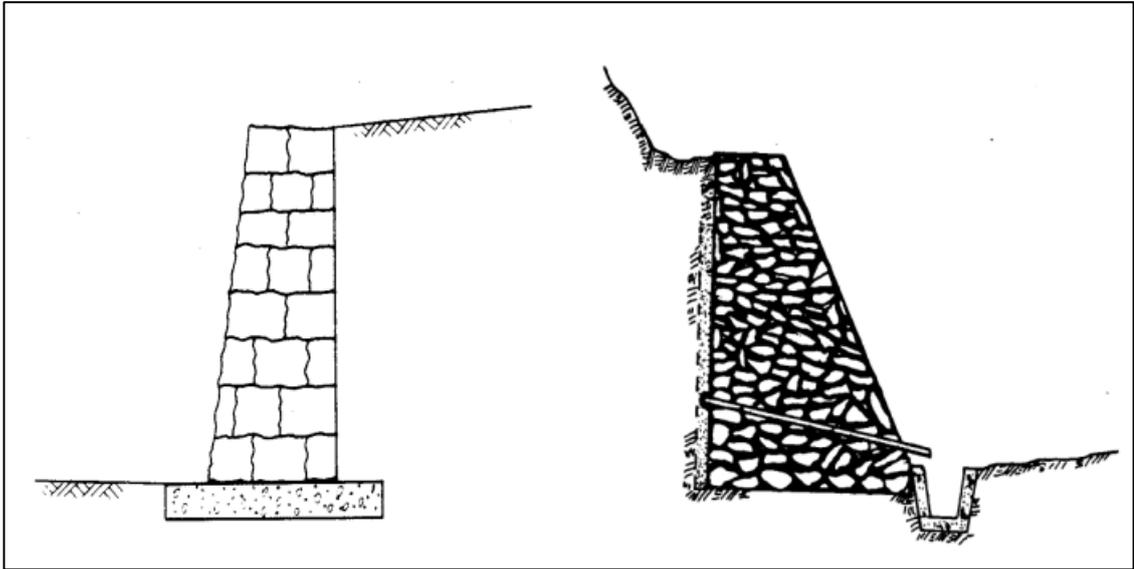
As paredes gravitacionais podem ser feitas de pedra, blocos ou de concreto simples ou reforçado, e podem apresentar uma base (com ou sem talão), saliência ou contraforte. O peso da parede pode ser aumentado pelo peso do solo, rocha ou aterro colocado em sua base (CLAYTON et al. 2013). Para Teng (1962), um dos principais benefícios das paredes gravitacionais é a sua robustez na construção, não sendo econômicas para grandes alturas retidas, por outro lado.

2.4.1.1 Muros de alvenaria de pedra

Muros de alvenaria de pedra (Figura 13) representam uma técnica de construção antiga e tradicional, que ao longo da história tem sido empregada em todo o mundo para diversas finalidades, incluindo a construção de muros de arrimo. Essas estruturas são reconhecidas pela utilização de pedras naturais ou cortadas, dispostas em camadas ou cursos, semelhante a um quebra-cabeça, de forma a criar um conjunto coeso capaz de resistir a pressões laterais e transmitir cargas para o solo.

Esse muro oferece como benefícios a facilidade na sua construção e a eliminação da necessidade de sistemas de drenagem, uma vez que o material do muro permite a passagem de água. Outra vantagem reside na economia de custos, especialmente quando há disponibilidade de blocos de pedra no próprio local. No entanto, é importante destacar que a estabilidade interna do muro exige que os blocos tenham dimensões aproximadamente uniformes, o que resulta em um coeficiente de atrito reduzido entre as pedras. (GERSCOVICH, 2010).

Figura 13 - Muro de alvenaria de pedra



Fonte: Gerscovich, 2010.

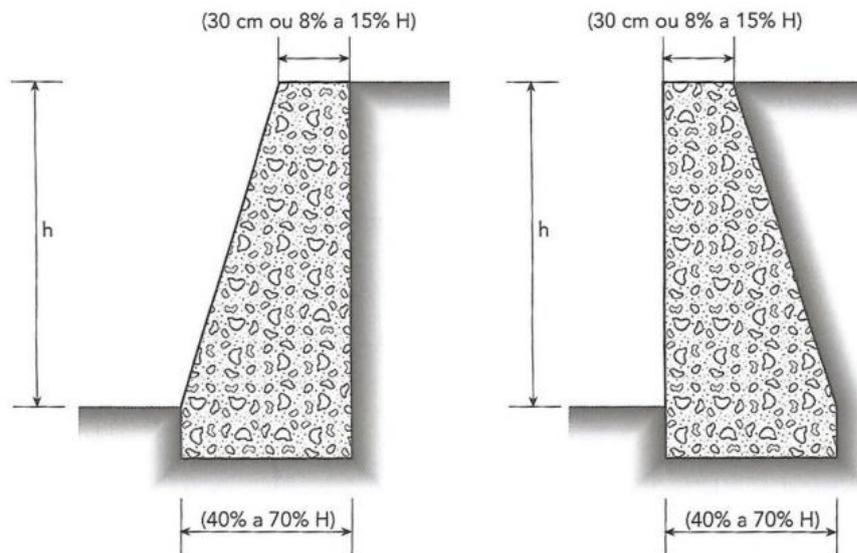
2.4.1.2 Muros de concreto ciclópico

O muro de concreto ciclópico é formado a partir da aplicação do concreto em uma fôrma preenchida com blocos de pedra de diferentes tamanhos. Geralmente, muros de concreto ciclópico se mostram economicamente justificáveis somente para alturas que não ultrapassem aproximadamente 4 metros (GERSCOVICH, 2010).

Para Barros (2014) essas estruturas são muito utilizadas, apesar de apresentarem algumas limitações técnicas e de aplicação, como a exigência de um bom terreno de fundação (uma vez que não aceitam recalques ou assentamentos) e a necessidade de um sistema de drenagem eficiente.

Marchetti (2007) apresenta as principais relações geométricas adotadas para o pré-dimensionamento de um muro de concreto ciclópico, conforme Figura 14.

Figura 14 - Dimensões estabelecidas para o pré-dimensionamento de muros de concreto ciclópico



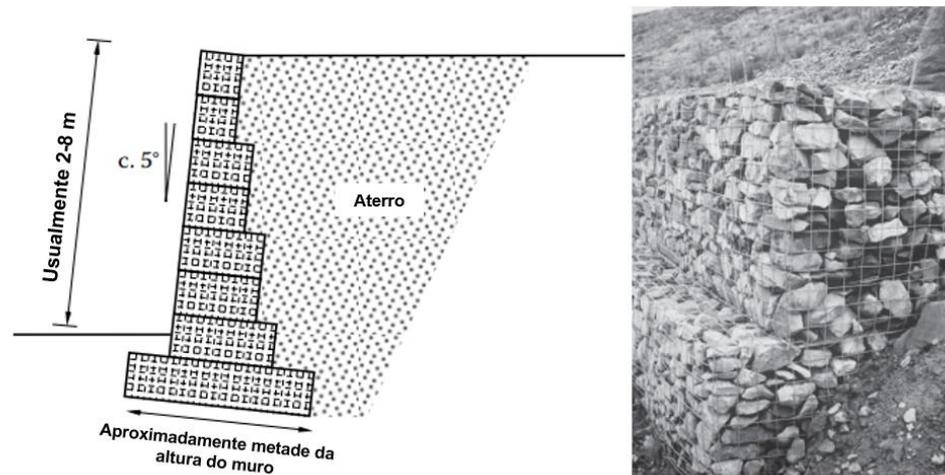
Fonte: Marchetti, 2007.

2.4.1.3 Muros de gabião

Os muros de gabião têm se destacado como uma solução versátil e eficaz na construção de muros de arrimo. Essas estruturas são formadas por componentes metálicos fabricados com telas hexagonais de dupla torção, que são preenchidas com pedras (Figura 15). Do ponto de vista técnico e econômico, elas apresentam vantagens consideráveis na construção de sistemas de contenção, uma vez que oferecem um conjunto de atributos funcionais ausentes em outros tipos de estruturas (BARROS, 2014).

Os muros de gabião oferecem diversas vantagens em relação às alternativas tradicionais de muros de arrimo em concreto armado. Um estudo fundamental realizado por Terzaghi em 1943 demonstrou a estabilidade e durabilidade dessas estruturas quando devidamente projetadas e construídas. Terzaghi (1943) ressaltou a capacidade dos muros de gabião de absorver movimentações do solo e minimizar a erosão, tornando-os ideais para regiões com alta pluviosidade e riscos de deslizamentos.

Figura 15 - Muros de contenção do tipo gabião



Fonte: Clayton et al. (2013), adaptado

Conforme Gerscovich (2010), a estrutura metálica que constitui os gabiões demonstra uma elevada resistência mecânica, sendo que, caso ocorra a quebra de um dos fios metálicos, a dupla torção dos elementos preserva a integridade e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. Os fios utilizados nos gabiões são submetidos a uma dupla camada de galvanização e, em certos casos, são revestidos com uma camada de PVC.

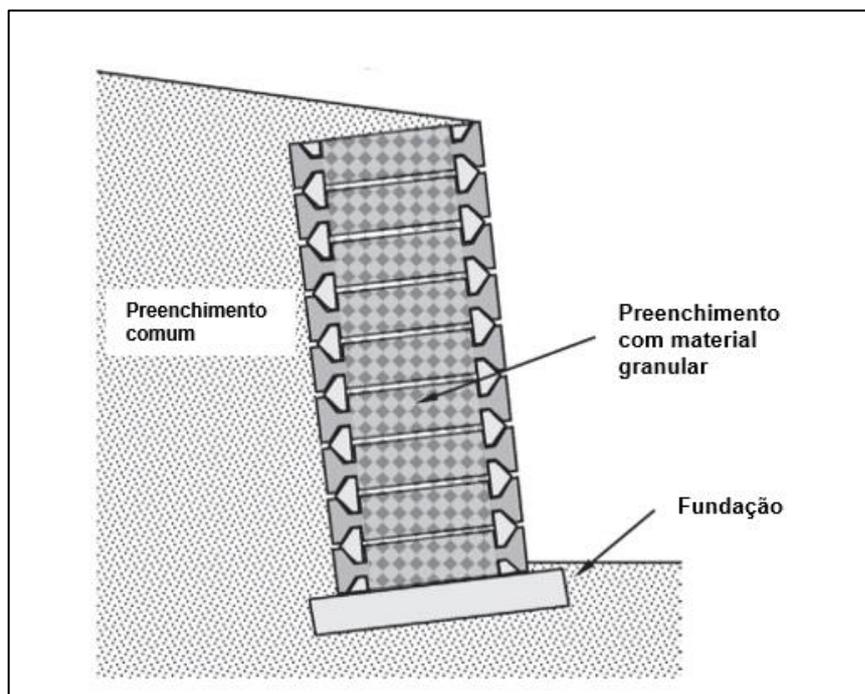
A principal vantagem desse tipo de muro é a sua flexibilidade, mas vantagens adicionais ao se considerar a construção em áreas remotas, uma vez que somente a malha precisa ser transportada para o local, sendo que a mão de obra e materiais locais podem ser utilizados para completar a estrutura. As paredes de gabião são particularmente boas na absorção de impactos e são frequentemente utilizados como barreiras contra queda de rochas (CLAYTON et al. 2013).

2.4.1.4 Muros em fogueira (“Crib Walls”)

Os muros em fogueira, ou “Crib Walls”, são estruturas moldadas *in loco* em forma de “fogueiras” a partir de elementos pré-moldados de concreto armado, aço ou madeira, sendo preenchidas internamente com material graúdo (Figura 16) (GERSCOVICH, 2010).

Conforme destacado por Clayton et al. (2013), essa tipologia estrutural é apropriada para alturas variando de 6 a 9 metros e suporta pressões de solo moderadas. Uma das características mais notáveis desse sistema reside na sua capacidade de absorver movimentos substanciais sem que isso resulte em danos à estrutura. Ademais, a implementação de aterros permeáveis nesse contexto contribui significativamente para a eficácia da drenagem do solo contido.

Figura 16 - Esquema de construção do muro tipo fogueira ("Crib wall")

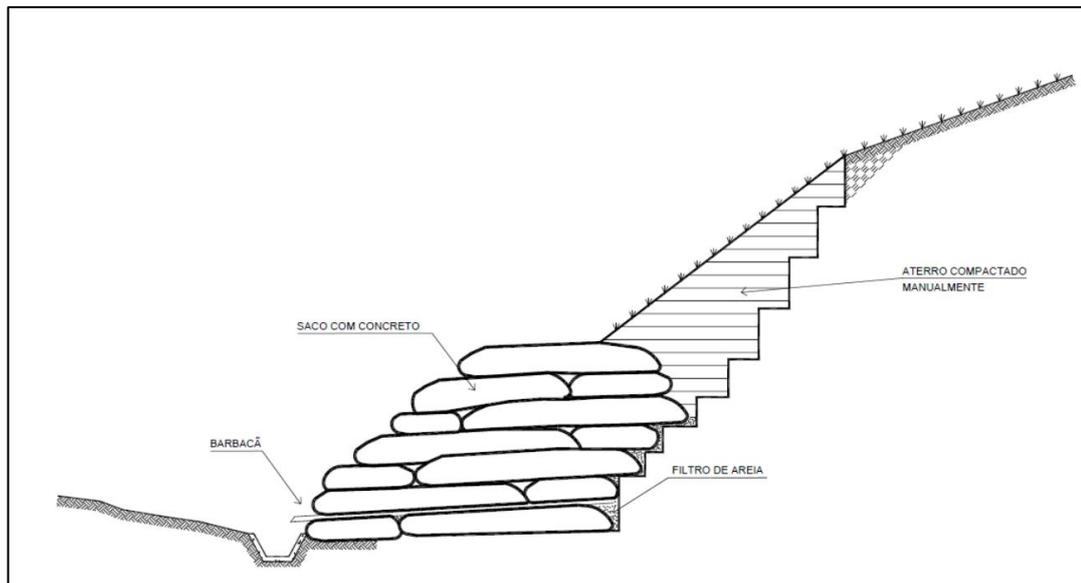


Fonte: Clayton et al. (2013), adaptado

2.4.1.5 Muros de saco solo-cimento

Esse tipo de estrutura é formada por camadas constituídas de sacos de poliéster preenchidos por uma mistura de cimento-solo da proporção em volume de 1:10 a 1:15 (GERSCOVICH, 2010).

Figura 17 - Esquema construtivo de um muro de saco solo-cimento



Fonte: Júnior, 2021.

Ainda segundo Gerscovich (2010), o solo-cimento é compactado em camadas dispostas horizontalmente, seguindo uma técnica que visa reduzir o volume de espaços vazios. O posicionamento dos sacos em cada camada é intencionalmente desalinhado em relação à camada inferior para promover um intertravamento mais eficaz e, como resultado, uma densidade superior no muro, sendo que a compactação, em geral, é realizada manualmente com o uso de soquetes.

Conforme descrito por Marangon (1992), esse tipo de estrutura pode ter um custo até 40% menor do custo de um muro de concreto armado para alturas entre 2 e 5 metros.

2.4.2 Muros de flexão

Conforme Clayton et al. (2013), os muros de flexão são estruturas de concreto armado que utilizam a ação de alavanca para reter a massa de solo, cuja estabilidade é obtida a partir do peso do solo que age sobre a porção de apoio da laje da base.

Bowles (1997) descreve as principais situações em que o uso do muro de flexão é recomendado:

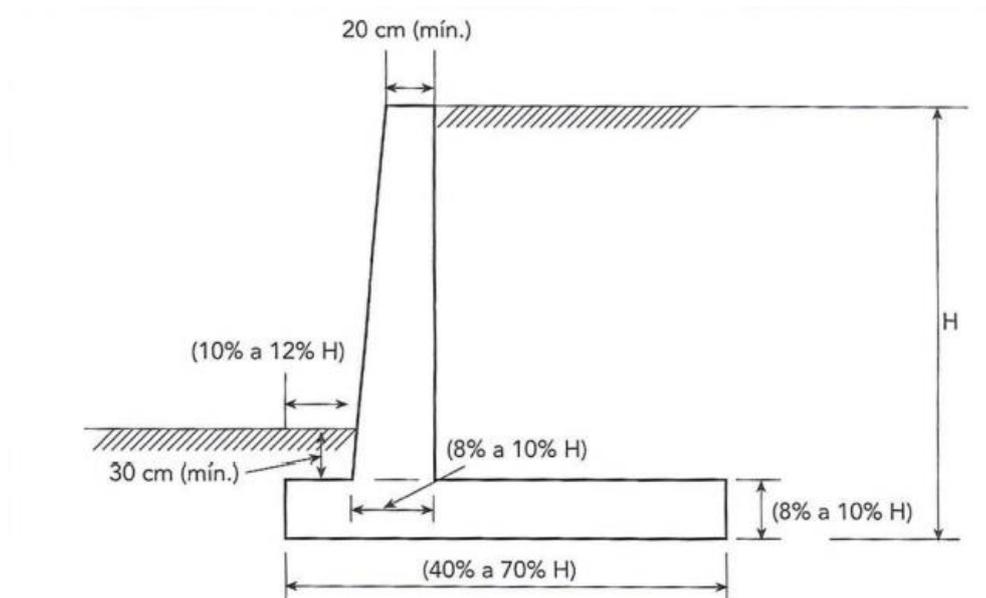
- Para paredes de comprimento relativamente curto, sendo "baixa" em termos de altura (entre 1 e 3 metros) e comprimentos de 100 metros ou menos;

- Onde existe limitação da zona de aterro e/ou situações em que é necessário utilizar o solo existente como aterro;
- Em áreas urbanas, onde a aparência e a durabilidade justifiquem o custo mais elevado para esse tipo de estrutura.

No geral, essa estrutura apresenta configurações em forma de “L” ou “T” para incrementar a resistência a flexão e, no caso de alturas maiores que as usualmente recomendadas, se torna conveniente a utilização de contrafortes ou nervuras para melhorar a estabilidade contra o tombamento, podendo também ser ancorada com o uso de tirantes (GERSCOVICH, 2010).

Marchetti (2007) estabelece as principais relações geométricas para o pré-dimensionamento de muros de flexão, conforme Figura 18, de forma que a espessura mínima para esse tipo de parede esteja na ordem de 20 cm.

Figura 18 - Relações geométricas para o pré-dimensionamento de muros de flexão



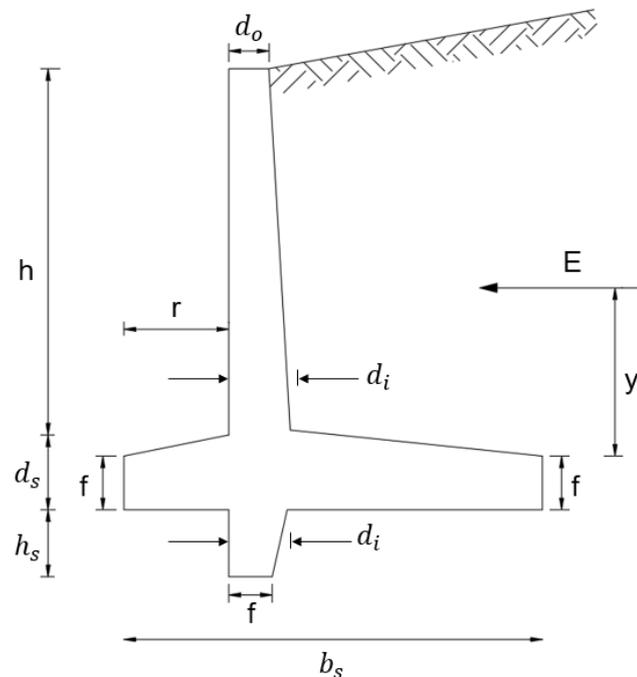
Fonte: Marchetti (2007).

Moliterno (1994) divide os muros de flexão em quatro tipos de configurações, algumas já citadas, sendo elas: Muros de perfil clássico, de perfil “L”, perfis especiais e muros atirantados.

2.4.2.1 Muros de flexão – perfil clássico

Os muros de perfil clássico são comumente utilizados para alturas entre 2 e 4 metros. Moliterno (1994) apresenta os principais parâmetros para o pré-dimensionamento desse tipo de muro conforme a Figura 19.

Figura 19 - Parâmetros geométricos para pré-dimensionamento de um perfil clássico de muro de flexão



Fonte: Moliterno (1994), adaptado.

Onde, com base na figura temos:

E : Empuxo de terra (tf/m);

y : equivale ao ponto de aplicação do empuxo;

$d_o = 10 \text{ cm}$ para concreto com brita nº 2 e $d_o = 15 \text{ cm}$ para concreto com brita nº 3;

$f = 15$ ou 20 cm ;

$M = E \cdot y$ (tf.m/m);

$d_i = 10\sqrt{M}$ (cm);

$b_s = 0,5 \cdot h$ ou $0,6 \cdot h$;

$$r = \frac{1}{6}h \text{ ou } \frac{1}{8}h;$$

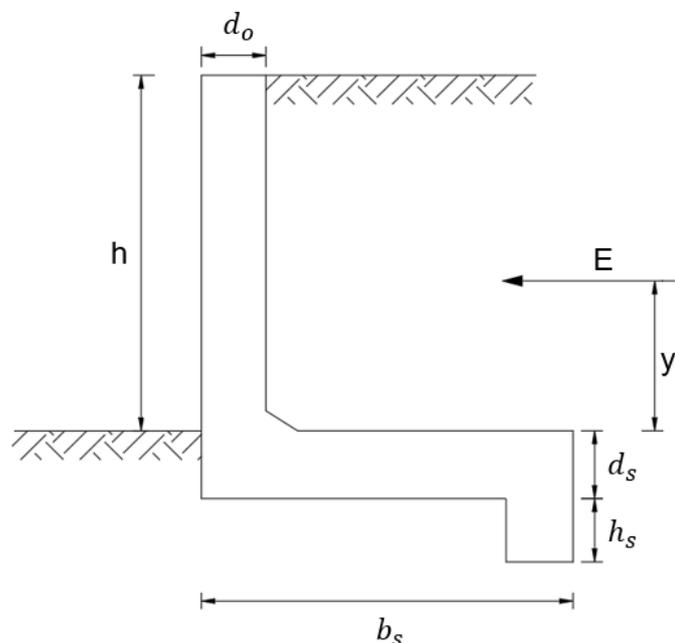
$$h_s = 0,07h \text{ ou } 0,08h.$$

Ainda, Domingues (1997) estabelece que a determinação das espessuras mínimas da parede (d_o) e da sapata (f), que frequentemente são adotadas com valores iguais, baseia-se na análise das seções transversais necessárias para suportar as forças solicitantes, ou seja, os momentos fletores e as forças cortantes que atuam na região de engastamento.

2.4.2.2 Muros de flexão perfil "L"

O muro de perfil "L" é recomendado para alturas pequenas, de até 2 metros (MOLITERNO, 1994). Conforme descrito por Domingues (1997), esse tipo de estrutura pode apresentar também um dente de ancoragem (Figura 20), que é utilizado para aumentar a resistência ao escorregamento, nesse caso.

Figura 20 - Parâmetros geométricos para o pré-dimensionamento de muros de flexão tipo "L"



Fonte: Moliterno (1994), adaptado.

Com base na figura, temos:

$$d_o = 10\sqrt{M} \text{ (cm);}$$

$$d_s = d_o \text{ (cm);}$$

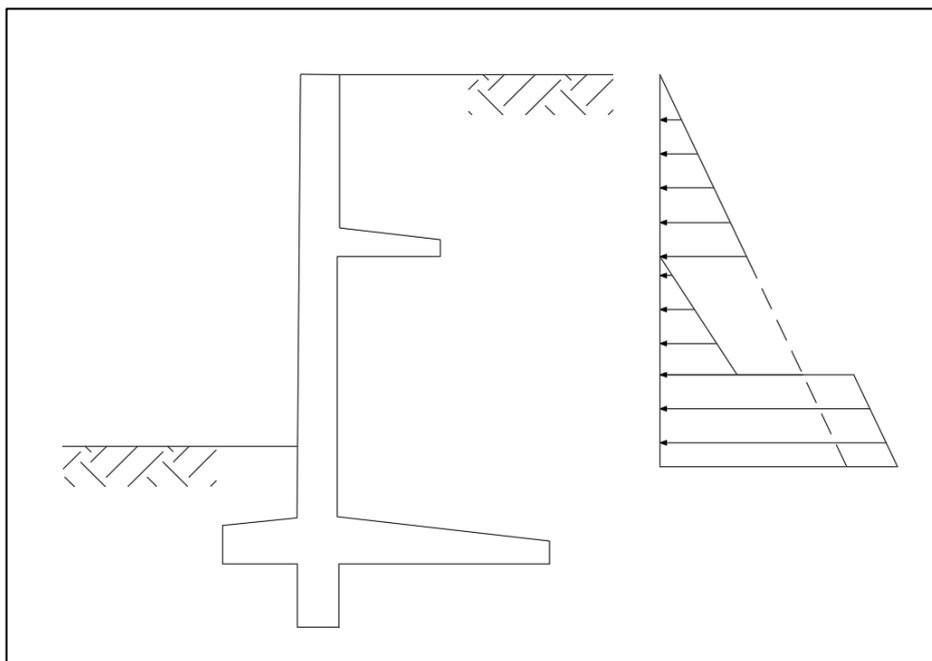
$$b_s = 0,5 \cdot h \text{ (m);}$$

$$h_s = 0,08 \cdot h \text{ (m).}$$

2.4.2.3 Muros de flexão – perfis especiais

Conforme apresentado por Moliterno (1994), o muro de perfil especial (Figura 21) é empregado em aplicações com alturas que variam de 2 a 4 metros. Estes muros diferem dos demais devido a inclusão de lajes intermediárias com o propósito de mitigar as forças exercidas pelo empuxo do solo, reduzindo, por conseguinte, a carga transmitida à estrutura, através da interação com o solo na face interna do muro.

Figura 21 - Representação do muro de flexão de perfil especial.

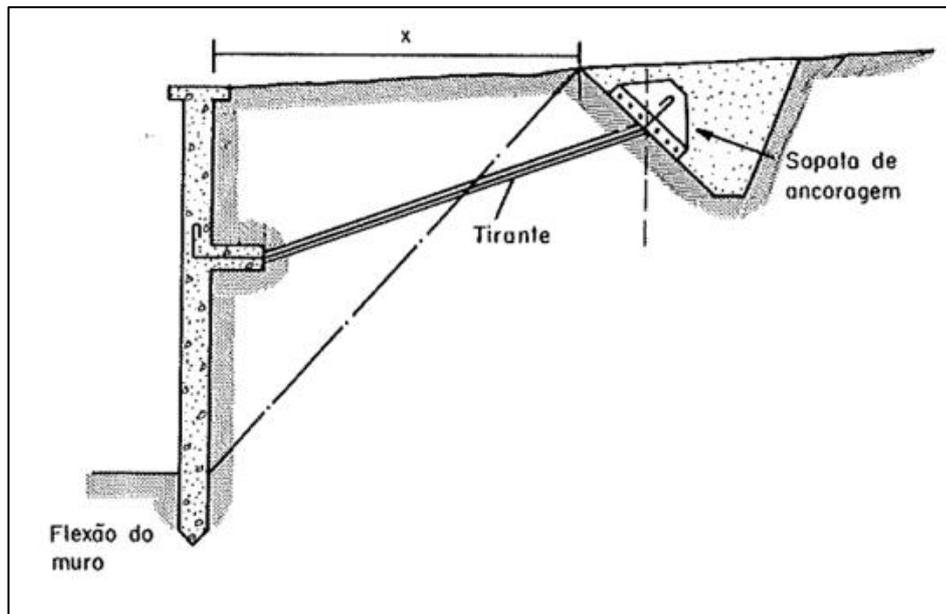


Fonte: Moliterno (1998), adaptado.

2.4.2.4 Muros de flexão atirantados

Os muros de flexão atirantados são indicados para alturas maiores que os outros tipos, podendo variar na faixa de 4 a 6 metros. Nessa configuração, o topo do muro é preso por tirantes que se encontram fixados a uma placa de ancoragem contida em rocha ou em solo resistente.

Figura 22 - Representação de um muro de flexão atirantado



Fonte: Moliterno (1994)

Entretanto, esse sistema foi atualmente superado pelo desenvolvimento da técnica moderna de cortinas atirantadas, sendo relevantes apenas para fins informativos (MOLITERNO, 1994). Essas cortinas atirantadas são estruturas formadas por uma parede de concreto armado e fixadas no solo por meio de cordoalhas de aço protendidas, ancoradas em calda de cimento aplicada sob pressão.

2.4.3 Muros com contrafortes

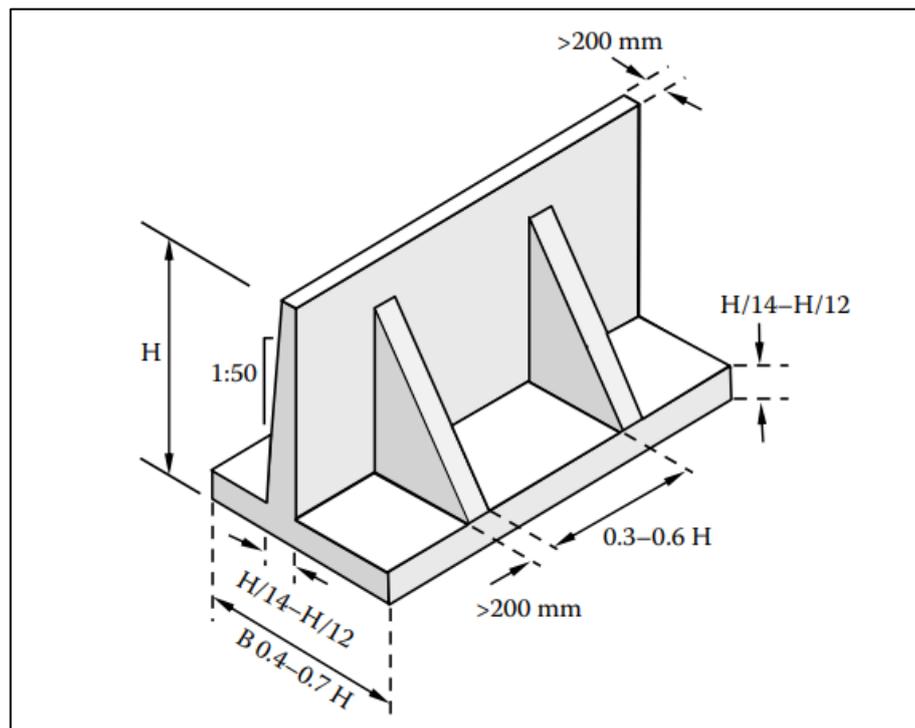
Os muros com contrafortes (Figura 23) são similares aos muros de flexão, com a exceção de possuírem lajes verticais transversais que conectam a parede com a base da estrutura, dessa forma reduzindo o momento e o esforço cortante atuando na estrutura (CLAYTON et al., 2013).

Moliterno (1994) indica que esse tipo de muro é recomendado para alturas de taludes de 6 até 9 metros, e de forma que os contrafortes podem estar do lado do aterro, do lado externo do aterro ou até mesmo apoiado sobre estacas.

Conforme Domingues (1997), para a determinação dos esforços solicitantes nas lajes verticais, considera-se essas como engastadas junto aos contrafortes e a sapata e livre na borda superior e, para o dimensionamento dos contrafortes, são

considerados os momentos fletores atuantes na laje vertical devido ao empuxo e os pesos próprios da laje e do contraforte.

Figura 23 - Representação de um muro com contraforte e suas principais relações geométricas para pré-dimensionamento



Fonte: Clayton et al. (2013)

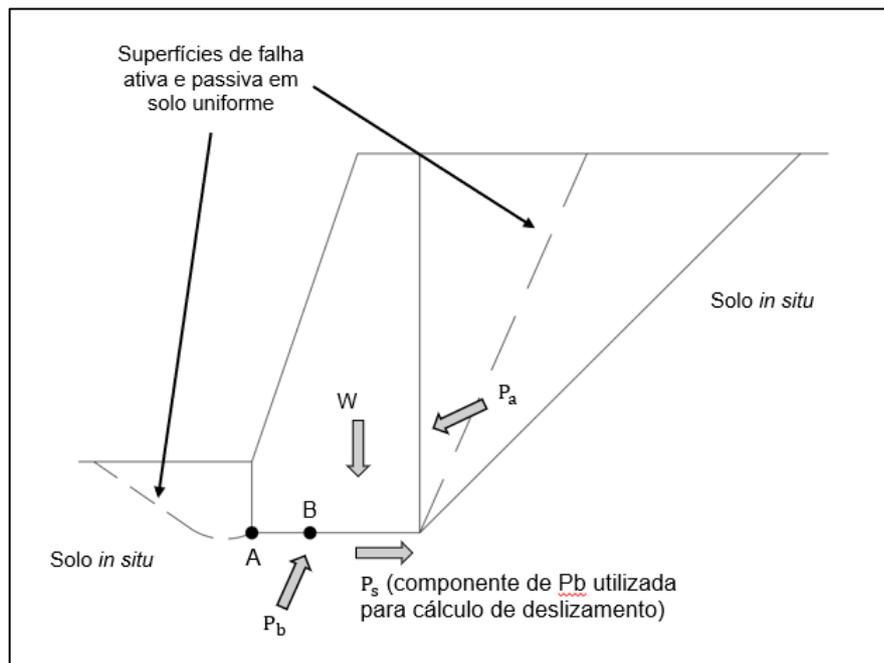
2.5 ESTABILIDADE DE MUROS DE CONTENÇÃO

A análise de estabilidade de uma estrutura de arrimo é de extrema importância para o seu dimensionamento, uma vez que garante a adequabilidade da segurança do muro frente a diversos fatores e situações. Gerscovich (2010) determina que, precedendo o dimensionamento de um muro de arrimo, devem ser verificadas as condições de estabilidade ao tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global.

Dentro desse aspecto, Clayton et al. (2013) descreve esses estados limite para a consideração de estabilidade externa de uma estrutura, estabelecendo em um primeiro momento que o muro deve apresentar uma margem de segurança contra o tombamento em sua base, a partir da verificação do momento resistente nos pontos

A e B da Figura 24. Ainda, estabelece que para atingir o equilíbrio horizontal, a seção global da estrutura e suas respectivas seções intermediárias não devem “deslizar” sob ação da componente horizontal do empuxo de solo, sendo necessário verificar a resistência ao deslizamento da base do sistema. Ainda conforme Clayton (2013), para o equilíbrio vertical, deve-se ter um fator de segurança adequado contra a capacidade de carga da fundação, a qual é verificada comparando a resultante de forças atuando na base do muro com a capacidade de carga efetiva da fundação. Além disso, para garantir a estabilidade global, a mudança na geometria do solo no entorno da estrutura provocada pela sua construção não deve induzir a falha ao redor do muro em si, sendo necessário verificá-la através de cálculos de equilíbrio limite para a avaliação de segurança e estabilidade do talude.

Figura 24 - Representação das forças utilizadas para o cálculo de um muro de concreto



Fonte: Clayton et al. (2013), adaptado

Conforme Moliterno (1994), para verificação da estabilidade de uma estrutura de contenção, deve-se considerar as situações de equilíbrio estático e equilíbrio elástico, respectivamente, de forma que tanto a estabilidade do conjunto como a estabilidade verificada nas seções intermediárias ao longo do muro e fundação estejam adequadas.

Ainda segundo Moliterno (1994), a verificação da estabilidade de uma estrutura de contenção segue os seguintes passos:

- Fixação das dimensões, etapa onde é realizado o pré-dimensionamento da estrutura, seguindo parâmetros de dimensões obtidos através de critérios empíricos e/ou comparativos com projetos já executados.
- Verificação do conjunto, onde são calculadas as cargas atuantes no muro e verificadas as condições de estabilidade.
- Verificação das seções intermediárias: após validada a estabilidade do muro, deve-se calcular as solicitações nas diferentes seções intermediárias do muro e fundação.

Para fins deste trabalho, focaremos apenas na verificação do equilíbrio ao deslizamento e do equilíbrio a rotação, não sendo objetivo presente a verificação da estabilidade global.

2.5.1 Equilíbrio estático

Conforme Moliterno (1994), para simplificação dos cálculos utilizados na verificação dos estados de equilíbrio limite, é necessário admitir as restrições que se seguem:

- a) O muro de arrimo deve ser considerado como corpo rígido (indeformável).
- b) Devem prevalecer esforços de compressão ao longo da base do muro, sendo desejável ausência de esforços de tração.

2.5.1.1 Equilíbrio de translação ou deslizamento

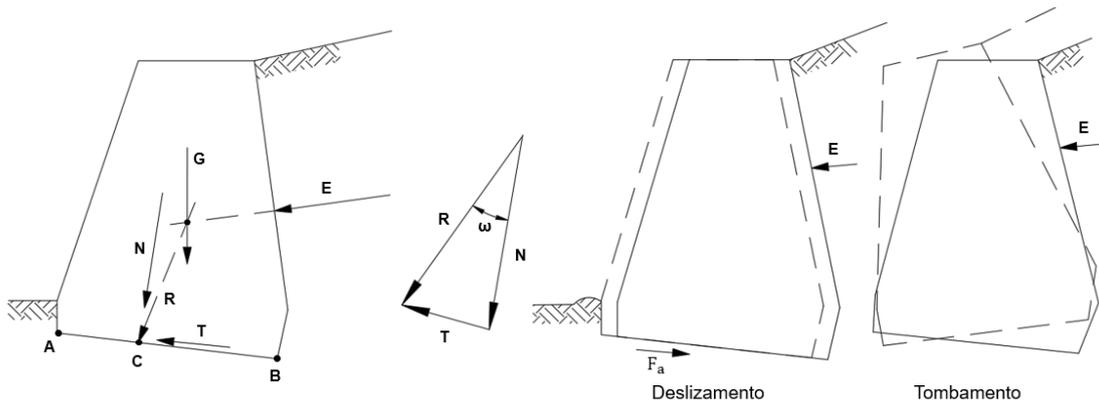
De acordo com Teng (1962), a componente horizontal de todas as pressões laterais exercidas sobre o muro tende a causar o deslizamento do mesmo sobre sua base. Para atender às condições necessárias para o equilíbrio ao deslizamento, Moliterno (1994) apresenta as seguintes equações:

$$\Sigma N = 0 \quad (41)$$

$$\Sigma T = 0 \quad (42)$$

Ainda segundo Moliterno (1994), a componente normal N da resultante das forças “R” (Figura 25) deve ser de compressão e o ponto C deve estar situado dentro dos limites AB, e sendo T a componente tangencial da resultante “R”, o atrito é definido como a única força que deve resistir à componente T, sobre o plano ACB (Figura 25).

Figura 25 - Representação das ações atuantes em um muro em estado de equilíbrio



Fonte: Moliterno (1994), adaptado

A força de atrito F_a , como apresentada na figura 23, é dada por:

$$F_a = \mu \cdot N \quad (43)$$

Onde,

μ = Coeficiente de atrito.

Considerando a ação da força de atrito, de acordo com Moliterno (1994), para haver uma situação de equilíbrio limite, temos que:

$$F_a = T = \mu \cdot N \quad (44)$$

Ou seja, conforme Moliterno (1994), para haver uma situação de segurança, deve-se adotar um coeficiente de segurança que garanta que a força de atrito F_a seja maior que a componente horizontal T da resultante R, de forma a obter:

$$\varepsilon_1 = \mu \frac{N}{T} \quad (45)$$

Onde,

ε_1 = Fator de segurança contra o deslizamento.

Segundo Teng (1962), para uma base de muro rígida, o coeficiente de atrito corresponde ao valor de $\tan \varphi$, sendo φ o ângulo de atrito interno do solo e apresenta os valores referentes ao coeficiente de atrito conforme a tabela:

Tabela 4 - Valores do coeficiente de atrito conforme tipo de solo

Tipo de solo	μ
Granulado, sem silte	0,55
Granulado, com silte	0,45
Silte	0,35
Rocha de superfície dura	0,60

Fonte: Teng (1962), adaptado

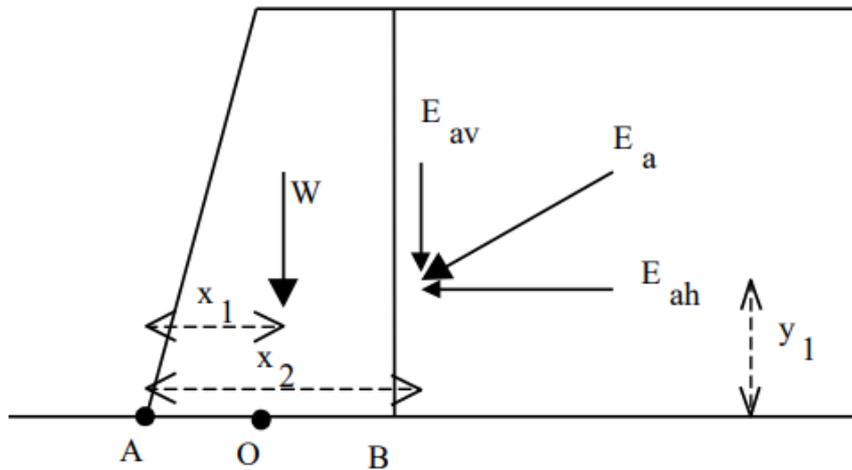
O fator de segurança (FS) contra o deslizamento, conforme NBR 11682 (ABNT 2009), adota um valor mínimo de 1,5.

2.5.1.2 Equilíbrio de rotação

Segundo Gerscovich (2010), considerando uma situação com base na Figura 26, é necessário que o momento resistente M_{res} , correspondente ao momento gerado devido ao peso do muro, possua um valor maior que o do momento solicitante M_{solic} , resultado do empuxo total que atua em relação ao ponto A. Ainda, para o caso de muros de flexão tipo “L”, por exemplo, o momento de tombamento é estabilizado pelo peso da parede e também pelo peso do solo situado acima da base do muro (TENG,1962). Ainda segundo Teng (1962), é comum projetar o muro de tal forma que o momento resistente seja no mínimo 50% maior que o momento solicitante e, dessa forma, temos que:

$$FS_{Tomb} = \varepsilon_2 = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 1,5 \quad (46)$$

Figura 26 - Representação esquemática dos esforços atuantes em situação de equilíbrio contra tombamento



Fonte: Gerscovich (2010)

Ao observar a Figura 26, pode-se deduzir, segundo Gerscovich (2010), que:

$$FS_{Tomb} = \frac{W \cdot x_1 + E_{av} \cdot x_2}{E_{ah} \cdot y_1} \geq 1,5 \quad (47)$$

2.5.1.3 Capacidade de carga da fundação

A capacidade de carga refere-se à avaliação da estabilidade em relação à potencial ruptura e deformações excessivas do solo de sustentação, a partir da consideração do muro como estrutura rígida e a distribuição das tensões ao longo da base como linear (Gerscovich, 2010). Para Teng (1962), a configuração do muro deve ser tal que permita que a resistência ao cisalhamento do solo de fundação seja suficiente para suportar os esforços cisalhantes causados pela estrutura de contenção e pelo aterro, com uma boa margem de segurança.

Segundo Clayton et al. (2013), a análise da capacidade de carga é um problema complexo, uma vez que existe uma discordância na literatura em relação a previsão da capacidade de carga de uma fundação simples, tornando, para o caso de uma fundação de um muro de contenção, algo ainda mais incerto. Além disso, para argilas, a capacidade de carga é tida como um problema crítico a curto prazo sendo que, por outro lado, a carga de solo atuante sobre um muro de contenção pode muito bem aumentar no longo prazo.

Portanto, Clayton et al. (2013) estabelece que, para a realização de um projeto conservador nesse sentido, deve-se calcular o fator de segurança a curto prazo contra falha da capacidade de suporte sob carga máxima e, para muros que retêm solos in situ, deve ser utilizada a pressão a longo prazo, obtida por meio de cálculos de tensão efetiva. Dessa forma, a pressão média última de suporte sob uma fundação carregada, para análise a curto prazo é dada por:

$$q_{ult} = p_0 + N_c \cdot c_u \quad (48)$$

Onde,

q_{ult} = capacidade de carga última

p_0 = Tensão vertical total no solo adjacente a fundação

N_c = Fator de capacidade de carga, dependente da geometria da fundação

c_u = resistência média ao cisalhamento de um solo de fundação na condição não drenada, obtido através da realização de ensaios triaxiais.

O cálculo da capacidade de carga a curto prazo deve ser usado apenas para o caso de argilas saturadas, uma vez que solos granulares e coesivos secos drenam rapidamente à medida que a carga é aplicada (CLAYTON et al., 2013). Para outros tipos de solo, considerados de aplicação mais comum, a capacidade de carga é calculada em termos da tensão efetiva. Nesse caso, a capacidade de suporte é obtida através do método clássico de Terzaghi-Prandtl (TERZAGHI E PECK, 1967), conforme a equação:

$$q_{ult} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot N_\gamma \quad (49)$$

Onde:

q_{ult} = capacidade de carga última

B = Dimensão da base do muro

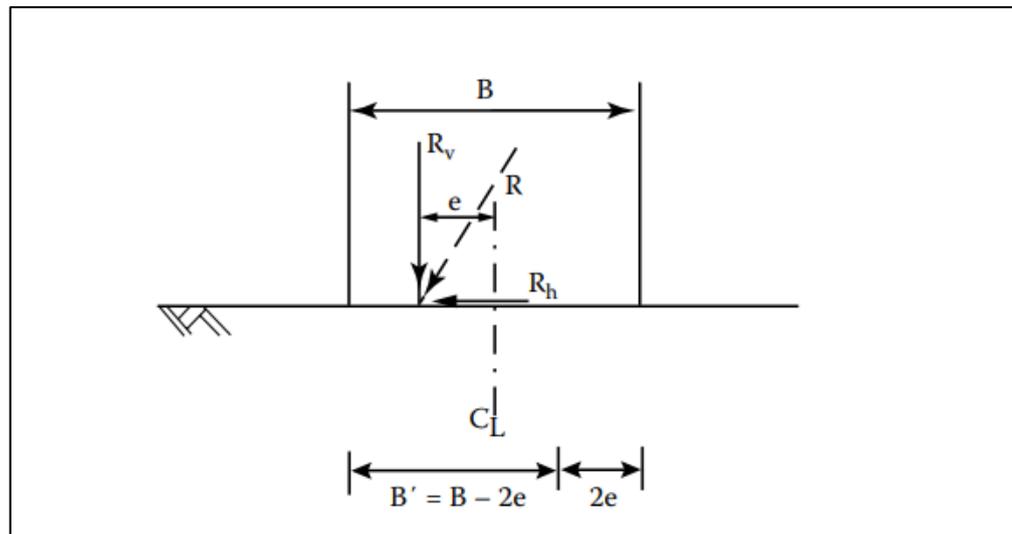
c' = coesão do solo de fundação

γ_f = peso específico do solo de fundação

q_s = Tensão vertical total no solo adjacente a fundação, no nível da base da fundação

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga

Figura 27 - Capacidade de carga para cargas inclinadas excêntricas atuantes em fundação



Fonte: Clayton et al. (2013)

Os fatores de capacidade de carga dependem da geometria da fundação e, principalmente, do ângulo de atrito efetivo do solo (CLAYTON et al., 2013), e apresentam valores conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores de capacidade de carga para cálculo de tensão efetiva para situação de longo prazo

Ângulo de atrito efetivo do solo	Fatores de capacidade de carga		
	N_c	N_q	N_γ
0°	5,14	1,00	0,00
15°	10,98	3,94	2,65
20°	14,83	6,40	5,39
25°	20,72	10,66	10,88
30°	30,14	18,40	22,40
35°	46,12	33,30	48,03
40°	75,31	64,20	109,41
45°	133,88	134,88	271,16

Fonte: Vesic (1975), adaptado

Por fim, o fator de segurança contra falha de capacidade de carga da fundação que, conforme ABNT (NBR 6122:2019) deve assumir um valor mínimo de 3,0, é dado por:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{app}} \geq 3,0 \quad (50)$$

Onde:

q_{app} = força vertical aplicada por unidade de comprimento do muro.

2.6 DRENAGEM DE MUROS DE CONTENÇÃO

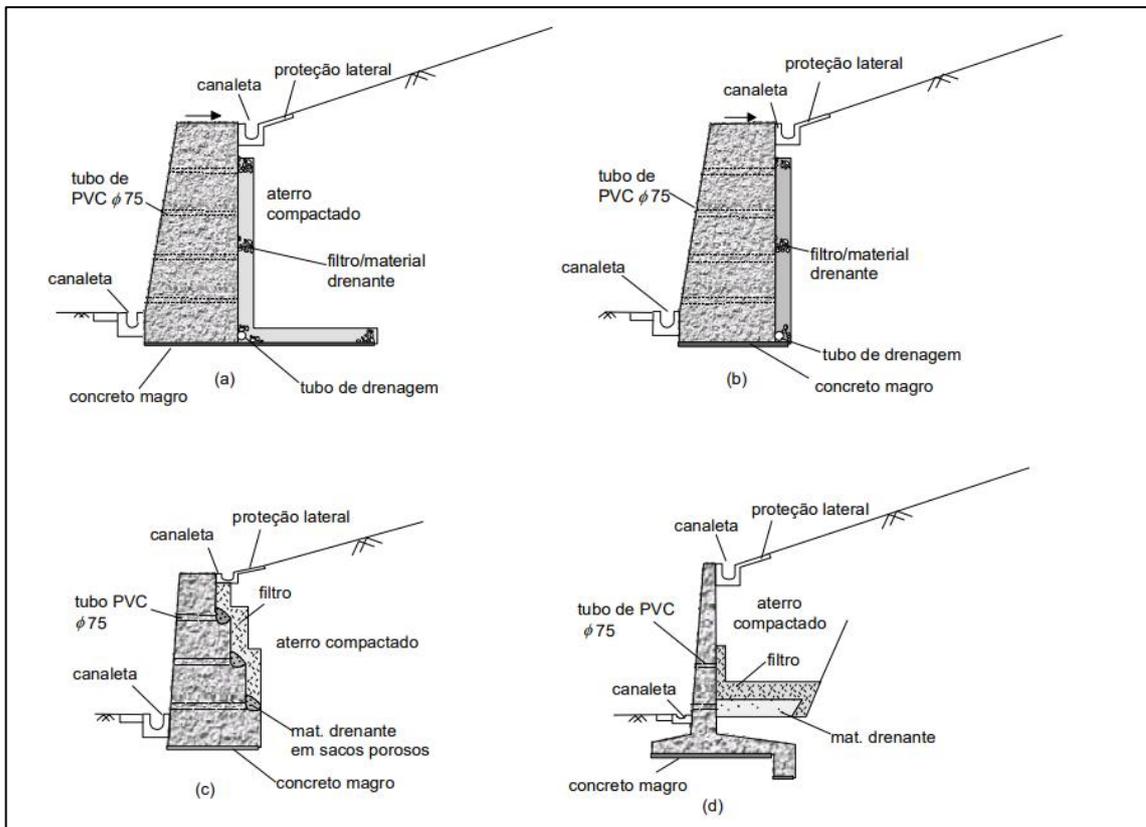
Conforme descrito por Bowles (1997), a presença de água junto ao muro na região do aterro é indesejável, uma vez que ocasiona o aumento do peso unitário do solo e da pressão lateral atuante na estrutura. Por isso, a execução de uma drenagem eficiente de um aterro sustentado por um muro de arrimo é essencial para estabelecer um comportamento satisfatório dessa estrutura (GERSCOVICH, 2010), evitando, assim, o acúmulo de água nessa região.

Para Bowles (1997), é preferível prever uma drenagem do aterro a dimensionar o muro para grandes pressões laterais resultantes da presença de água no solo.

De acordo com Gerscovich (2010), é possível classificar os sistemas de drenagem em duas categorias: superficiais e subsuperficiais. Este último é empregado para gerenciar a pressão hidráulica que atua sobre estruturas de contenção, além de desempenhar a função de captar os fluxos internos que se manifestam no talude.

O sistema de drenagem mais simples utilizado para uma estrutura de contenção consiste na execução de tubos drenantes horizontais ao longo da base do muro (Figura 28 (b)), na ordem de 100mm de diâmetro, de forma a ser separado do solo retido por uma camada de material granular que permita a captação da água em direção aos tubos (CLAYTON et al, 2013). Em adição, Bowles (1997) prevê a necessidade de utilizar manta geotêxtil porosa ao longo da face vertical do muro e no entorno dos tubos de drenagem, com o objetivo de prevenir o carreamento de finos provenientes do aterro.

Figura 28 - Tipos e características de sistemas de drenagem utilizados para estruturas de contenção



Fonte: Gerscovich, 2010.

3 METODOLOGIA

O estudo referente aos muros de arrimo propostos inicialmente neste trabalho, será realizado mediante uma situação de talude em uma obra na cidade de Gravataí, Rio Grande do Sul, situada próximo à Rua Ernesto Gomes e a Avenida Centenário. A obra em questão trata-se de um loteamento no qual serão construídas 4 torres residenciais, cujo perímetro apresenta regiões de terreno com desnível, nos quais está prevista a construção de muros de contenção. Para fins deste trabalho, foi selecionada a região do perímetro com o maior desnível (4 metros), cujo solo foi caracterizado através de uma sondagem SPT (ANEXO D).

Conforme descrito anteriormente, a análise se dará para um muro de arrimo de perfil clássico e um muro com contraforte, para uma mesma situação de talude. A verificação da estabilidade e dimensionamento das estruturas propostas foi realizado com o auxílio da planilha eletrônica Excel e utilizando as formulações e conceitos presentes na revisão bibliográfica deste trabalho, além das normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2023, como referência no dimensionamento de estruturas de concreto armado, e NBR 6122:2019.

Para o desenvolvimento do dimensionamento, inicialmente, foi realizada a determinação dos parâmetros do solo em questão através do ensaio SPT de referência. Em seguida, para atingir os objetivos propostos neste trabalho, foi realizada a análise de estabilidade da estrutura conforme a sequência descrita no item 2.5 e, por fim, foram realizados os dimensionamentos das armaduras, detalhamentos e os levantamentos de quantitativos.

3.1 LIMITAÇÕES

As limitações referentes ao desenvolvimento deste trabalho estão apresentadas a seguir:

- a) Como não se configurava como objetivo deste trabalho, sendo esta uma análise de mecânica dos solos, não foi verificada a estabilidade global do conjunto estrutura-solo;
- b) Simplificação da determinação dos esforços de cálculo, uma vez que se optou pela realização do dimensionamento manual através de planilhas de

Excel ao invés da utilização de um *Software* que utilizasse um modelo de análise mais moderno;

- c) Caracterização do solo simplificada devido à ausência de ensaios complementares, fazendo-se necessária a determinação semiempírica dos parâmetros através de fórmulas e tabelas simplificadas;
- d) Restrição do escopo de estudo a dois tipos de muro de arrimo, uma vez que existem diversas outras tipologias de estruturas de contenção que não foram dimensionadas e consideradas neste trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir, serão apresentados os parâmetros considerados e os cálculos realizados para a análise e dimensionamento dos muros de arrimo, onde serão inicialmente abordados os aspectos semelhantes para os dois tipos de muro, como as considerações iniciais, parâmetros do solo e determinação do empuxo e, em seguida, serão descritos os cálculos relativos a análise de estabilidade e dimensionamento para cada muro. Por fim, serão apresentados os resultados dos quantitativos.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO

Os muros de arrimo serão dimensionados como muros de concreto armado para uma altura “h” de 4 metros, necessária para conter o talude referenciado anteriormente.

Ainda, para fins de dimensionamento, será considerada uma inclinação $\beta=0^\circ$ na parte superior do aterro, ou seja, o talude será considerado de superfície plana.

Segundo Araújo (2010), diversos critérios devem ser atendidos para evitar a deterioração e garantir a durabilidade de estruturas de concreto armado, devendo ser especificado um concreto de qualidade adequada e cobrimentos mínimos para armaduras. Nesse sentido, foi adotado um concreto C25, com uma resistência característica a compressão a 28 dias:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad (51)$$

Em conformidade com a ABNT (NBR 6118:2023), foi adotada uma classe de agressividade ambiental moderada e, conseqüentemente, um cobrimento nominal de 30 mm, para elementos estruturais em contato com o solo. Além disso, a NBR 6118:2023 ainda estabelece o valor do peso específico do concreto armado como $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

Ainda, foi adotada uma sobrecarga no terreno de:

$$q = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (52)$$

Como não foi identificado um nível d'água a partir da realização do ensaio SPT e, também, conforme determinado por Bowles (1997), como será considerada a construção de um sistema de drenagem junto ao muro de arrimo, não será

considerada a ação da água durante o dimensionamento e verificação da estrutura. Além disso, não será considerado a existência de um empuxo passivo atuando próximo a base do muro, uma vez que essa é uma região passível de sofrer erosão, o que pode ocasionar a descaracterização do empuxo passivo. De outro modo, ficamos a favor da segurança, uma vez que o empuxo passivo atua a favor da estabilidade.

4.2 PARÂMETROS DO SOLO

Os parâmetros do solo a serem utilizados no dimensionamento foram determinados a partir da caracterização do material e ensaio de SPT realizado. Apesar das limitações, devido à ausência de demais ensaios como o de compressão triaxial ou ensaios de limite de liquidez e plasticidade, buscou-se a maior aproximação possível da realidade, a partir da determinação dos principais parâmetros de cálculo do solo com base nas formulações apresentadas na revisão bibliográfica.

Com isso, utilizando a Tabela 01 e os valores do ensaio de SPT, é possível determinar o peso específico do solo (γ_s), de forma que, para uma altura de 4 metros:

$$N_{SPT} = \frac{(14 + 17 + 22 + 26)}{4} = 19,7$$

A partir da Tabela 1, o peso específico pode ser determinado:

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$$

O ângulo de atrito interno do solo é obtido conforme equação 2:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} = 28^\circ + 0,4 * 19,7 = 35,88^\circ$$

O valor da capacidade de suporte do solo foi obtido utilizando a teoria de Rankine e, pela equação 49 e tabela 5, temos, para um ângulo de atrito $\phi = 35,88^\circ$, que:

$$q_{ult} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma$$

$$q_{ult} = 0 * 51,26 + 0 * 38,74 + 0,5 * 19 * 1 * 58,83$$

$$q_{ult} = 558,91 \text{ kPa}$$

4.3 CÁLCULO DO EMPUXO

Inicialmente, é necessário determinar o coeficiente de empuxo ativo K_a :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35,88^\circ}{2} \right) = 0,261$$

Devido a existência da sobrecarga, deve-se obter a altura equivalente, conforme equação 38:

$$h_o = \frac{q}{\gamma} = \frac{20}{19} = 1,05 \text{ m}$$

Com isso, é possível determinar o empuxo ativo através da equação 39:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H^2 - h_o^2) = \frac{1}{2} * 0,261 * 19 * (4^2 - 1,05^2) = 60,54 \text{ kN/m}$$

O ponto de aplicação do empuxo em relação a base é dado por:

$$y = \frac{H}{3} \cdot \frac{2h_o + H}{h_o + H} = \frac{4}{3} * \frac{2 * 1,05 + 4}{1,05 + 4} = 1,56 \text{ m}$$

4.4 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO DE PERFIL CLÁSSICO

4.4.1 Pré-dimensionamento

As dimensões iniciais do muro em questão foram estabelecidas conforme os limites indicados por Moliterno (1994), de acordo com o Item 2.4.2.1 e estão representadas na Tabela 6 a seguir:

Tabela 6 - Dimensões de pré-dimensionamento para muro de arrimo de perfil clássico

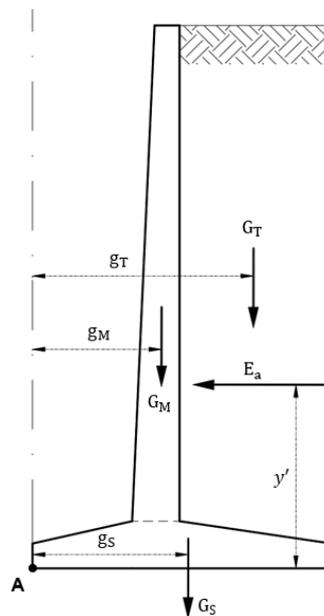
Pré-dimensionamento geométrico	
d	0,35 m
d_i	0,38 m
d_o	0,20 m
b_s	2,40 m
r	0,80 m
t	1,22 m
d_s	0,38 m
d_s'	0,20 m

Fonte: Autor

4.4.2 Verificação do equilíbrio

Primeiramente, fez-se o levantamento das cargas verticais e horizontais devido à estrutura e ao solo e os respectivos braços de alavanca:

Figura 29 - Representação das cargas verticais e braços de alavanca



Fonte: Autor.

- Peso e alavanca do muro:

$$G_M = 25 * \frac{(0,20 + 0,38) * 4,0}{2} = 29,00 \text{ kN/m}$$

$$g_M = 0,95 \text{ m}$$

- Peso e alavanca da sapata:

$$G_S = 25 * \left(\frac{(2,4 + 0,38) * (0,38 - 0,20)}{2} + 2,4 * 0,2 \right) = 18,26 \text{ kN/m}$$

$$g_s = 1,20 \text{ m}$$

- Peso e alavanca do solo sobre o muro:

$$G_T = 19 * \frac{\left(\frac{(4,0 + (0,38 - 0,2))}{2} + 4,0 \right) * 1,22}{2} = 94,81 \text{ kN/m}$$

$$g_t = 1,79 \text{ m}$$

- Cargas de empuxo (horizontal) e alavanca:

$$E_a = 60,54 \text{ kN/m}$$

$$y' = 1,94 \text{ m}$$

Com isso, é possível obter os momentos em relação ao ponto A:

$$M_M = 29,00 * 0,95 = 27,54 \text{ kN/m}$$

$$M_S = 18,26 * 1,20 = 21,91 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 94,81 * 1,79 = 169,70 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ea} = -60,54 * 1,94 = -117,65 \text{ kN/m}$$

- **Equilíbrio ao escorregamento**

Conforme a equação 45 e a Tabela 4, para um $\mu = 0,55$, temos que:

$$F.S. = \mu \frac{N}{T} > 1,5 \rightarrow F.S. = 0,55 * \frac{(29,00 + 18,26 + 94,81)}{60,54} = 1,291 < 1,5 \therefore \text{Não OK}$$

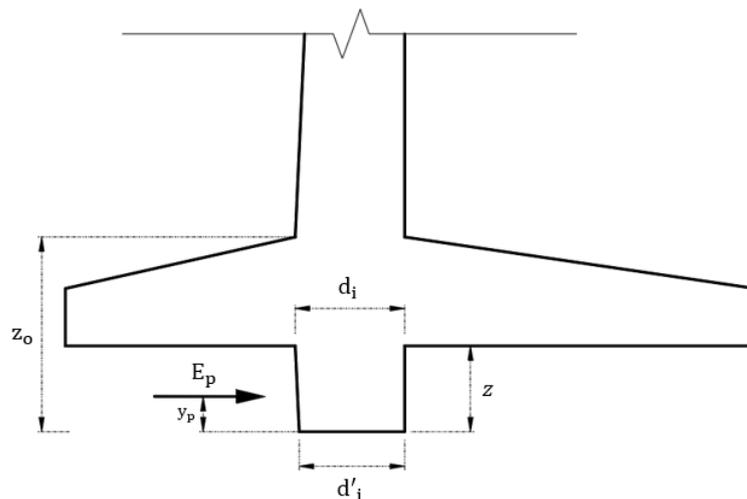
Como o equilíbrio ao escorregamento não foi atendido, irá ser adotado um dente de ancoragem com o objetivo de aproveitar a ação do empuxo passivo (Figura 30). Dessa forma, temos as dimensões referentes ao dente de ancoragem conforme Tabela 7:

Tabela 7 - Valores geométricos adotados para o dente de ancoragem

Geometria dente de ancoragem	
z	0,30 m
z_0	0,68 m
d_i	0,38 m
d_i'	0,36 m

Fonte: Autor.

Figura 30 - Representação geométrica do dente de ancoragem de um muro de arrimo de flexão de perfil clássico



Fonte: Autor.

Então, para o cálculo do empuxo passivo temos:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35,88^\circ}{2} \right) = 3,832$$

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * z_o^2 = \frac{1}{2} * 3,832 * 19 * 0,68^2 = 16,83 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, corrigindo a componente T :

$$T' = E_a - E_p = 60,54 - 16,83 = 43,71$$

E, portanto, a nova verificação para o equilíbrio ao escorregamento:

$$F.S. = 0,55 * \frac{(29,00 + 18,26 + 94,81)}{43,71} = 1,79 > 1,5 \therefore OK$$

Deve-se, agora, considerar o momento devido ao empuxo passivo para o cálculo do momento resultante, de forma que o ponto de aplicação do empuxo passivo em relação a base do dente é dado por:

$$y_p = \frac{z_o}{3} = \frac{0,68}{3} = 0,23$$

Logo,

$$M_{Ep} = 16,83 * (0,30 - 0,23) = 1,23 \text{ kN/m}$$

$$M_{res} = 27,54 + 21,91 + 169,70 - 1,23 - 117,65 = 100,27 \text{ kN/m}$$

Para a determinação da excentricidade da resultante em relação ao Centro de Gravidade da base, temos:

$$u = \frac{M_{res}}{N} = \frac{100,27}{(29,00 + 18,26 + 94,81)} = 0,71$$

$$e = \frac{b_s}{2} - u = \frac{2,40}{2} - 0,71 = 0,49 \text{ m}$$

- **Equilíbrio ao tombamento**

Conforme a equação 46, temos:

$$FS_{Tomb} = \frac{M_{resist.}}{M_{solic}} \geq 1,5 \rightarrow FS_{Tomb} = \frac{(27,54 + 21,91 + 169,70)}{(117,65 + 1,23)} = 1,882 > 1,5 \therefore OK$$

4.4.3 Verificação da capacidade de carga da fundação

Os valores de tensão máxima e tensão mínima aplicadas pela fundação no solo são dados por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} * \left(1 + \frac{6 * e}{b_s}\right) = \frac{142,06}{2,40} * \left(1 + \frac{6 * 0,49}{2,40}\right) = 132,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{b_s} * \left(1 - \frac{6 * e}{b_s}\right) = \frac{142,06}{2,40} * \left(1 - \frac{6 * 0,49}{2,40}\right) = -13,94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 0 \text{ (Tração)}$$

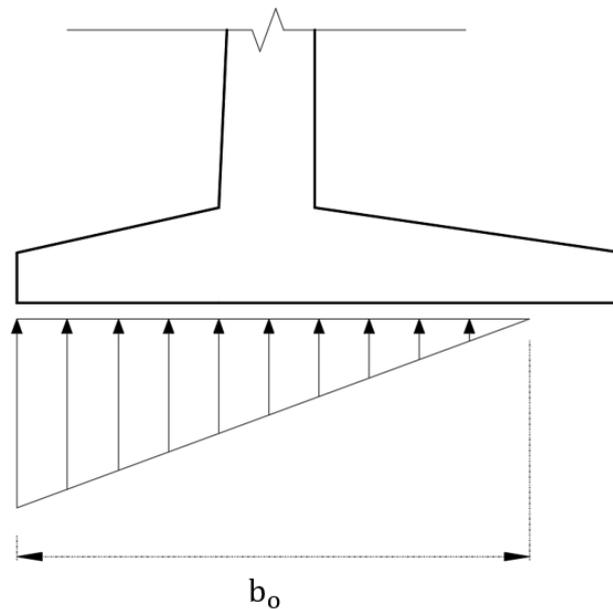
Como existem tensões de tração na base, é necessário reestabelecer o valor da tensão máxima excluindo a zona tracionada. Logo:

$$\sigma'_{m\acute{a}x} = \frac{2 * N}{3 * u} = \frac{2 * 142,06}{3 * 0,71} = 134,19 \text{ kN/m}^2$$

Com isso, a região comprimida pode ser determinada por:

$$b_o = 3 * u = 3 * 0,71 = 2,12 \text{ m}$$

Figura 31 - Representação das tensões na sapata de fundação



Fonte: Autor.

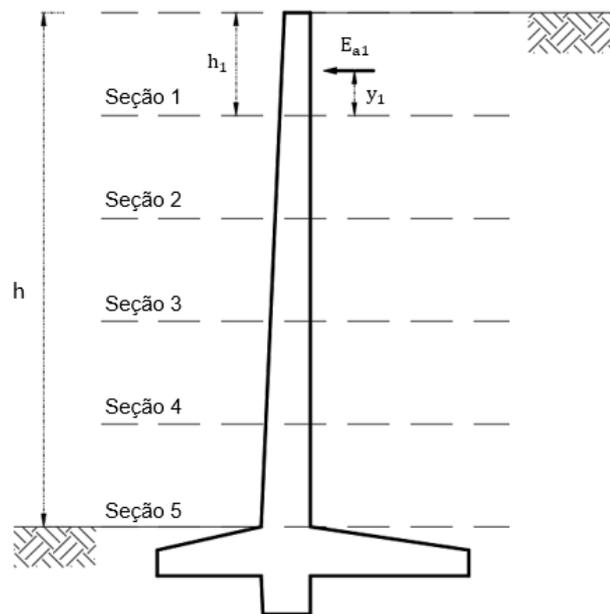
Por fim, conforme a equação 50:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{app}} \geq 3,0 \rightarrow FS = \frac{558,91}{134,19} = 4,165 > 3,0 \therefore OK$$

4.4.4 Cálculo dos esforços e dimensionamento do muro

Conforme Moliterno (1994), as solicitações atuantes no muro de arrimo devem ser calculadas considerando a sua divisão em seções intermediárias (Figura 32). Para este caso, foi estabelecida a divisão da altura em 5 seções iguais, de forma que o cálculo se sucede do topo do muro (seção 1) à base do muro (seção 5):

Figura 32 - Seções intermediárias de um muro de arrimo de flexão de perfil clássico



Fonte: Autor.

- Seção 1

Altura relativa:

$$h_1 = \frac{h}{5} * 1 = \frac{4,0}{5} = 0,8 \text{ m}$$

Empuxo relativo:

$$E_{a1} = \frac{1}{2} K_a \gamma ((h_1 + h_o)^2 - h_o^2) = \frac{1}{2} * 0,261 * 19 * ((0,8 + 1,05)^2 - 1,05^2) = 5,76 \text{ kN/m}$$

Ponto de aplicação do empuxo:

$$y_1 = \frac{h_1}{3} + \frac{2 * h_o + h_1}{h_o + h_1} = \frac{0,8}{3} + \frac{2 * 1,05 + 0,8}{1,05 + 0,8} = 0,42 \text{ m}$$

Momento fletor atuante devido ao empuxo:

$$M_{k,1} = 5,76 * 0,42 = 2,41 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{d,1} = 1,4 * M_{k,1} = 3,37 \text{ KN.m/m}$$

Espessura da seção:

$$e_1 = d_o + \frac{(d_i - d_o)}{5} = 0,20 + \frac{(0,38 - 0,20)}{5} = 0,236 \text{ m}$$

Altura útil:

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 3 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$d = e_1 - d' = 0,236 - 0,035 = 0,201 \text{ m}$$

Cálculo da armadura:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{3,37}{1 * 0,201^2 * \frac{25 \cdot 10^3}{1,4}} = 0,00468$$

$$K_{md} = 0,68 * KX - 0,272 * KX^2 \rightarrow KX = 0,0069 < 0,45 \therefore OK$$

$$KZ = 1 - 0,4 * KX = 1 - 0,4 * 0,0069 = 0,9972$$

$$A_{s1} = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} = \frac{3,37}{0,9972 * 0,201 * \frac{50}{1,15}} = 0,387 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * h = 0,15\% * 100 * 23,6 = 3,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, será adotado a armadura mínima para a seção 1, o que resulta em uma armadura de $\phi 8.0\text{mm c}/14$ para cada metro de muro. Para as demais seções, o processo segue o mesmo, alterando os valores conforme a altura e espessura relativas. As Tabelas 8 e 9 abaixo resumem os valores obtidos para cada seção de muro:

Tabela 8 - Dados das seções intermediárias para muro de flexão de perfil clássico

Seção	h_n (m)	E_{an} (kN/m)	y_n (m)	M_k (kN.m/m)	e_n (m)	d (m)
1	0,8	5,76	0,42	2,41	0,236	0,201
2	1,6	14,70	0,74	10,95	0,272	0,237
3	2,4	26,81	1,04	27,98	0,308	0,273
4	3,2	42,09	1,33	56,01	0,344	0,309
5	4,0	60,54	1,61	97,54	0,38	0,345

Fonte: Autor

Tabela 9 - Resumo de armaduras das seções intermediárias para muro de flexão de perfil clássico

Seção	M_d (kN.m/m)	K_{md}	KX	KZ	A_{sn} (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Bitola adotada
1	3,37	0,00468	0,0069	0,9972	0,387	3,54	$\phi 8.0$ c/14
2	15,33	0,01528	0,0227	0,9909	1,501	4,08	$\phi 8.0$ c/12
3	39,18	0,02944	0,0441	0,9824	3,360	4,62	$\phi 8.0$ c/10
4	78,41	0,04599	0,0696	0,9722	6,003	5,16	$\phi 10.0$ c/13
5	136,56	0,06425	0,0984	0,9607	9,477	5,70	$\phi 12.5$ c/13

Fonte: Autor.

Segundo a ABNT (NBR 6118:2023), o valor da armadura secundária pode corresponder a 20% da armadura principal e, considerando a maior área de aço dentre as seções, obtemos uma armadura secundária de 1,924 cm²/m ou $\phi 8.0\text{mm c}/25$. Para

a armadura construtiva negativa, ainda conforme a ABNT (NBR 6118:2023), pode-se adotar um valor de:

$$A_{s,neg} = 0,67 * \rho_{min} * b_w * h = 0,67 * 0,15\% * 100 * 29 = 2,90 \text{ cm}^2/m \therefore \phi 6.3\text{mm c}/10$$

Para fins construtivos, foram uniformizadas as armaduras das seções 1 a 3 e das seções 4 e 5, conforme apresentado no detalhamento no APÊNDICE A.

4.4.5 Verificação do muro ao esforço cortante

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2023), para não haver necessidade de armadura ao esforço cortante, deve ser atendida a relação $V_{sd} \leq V_{Rd1}$.

- Seção 1

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{25^2} = 2,565 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 1,795 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,795}{1,4} = 1,282 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * f_{ctd} = 0,25 * 1,282 = 0,321 \text{ MPa}$$

A área de aço especificada para a armadura da seção 1 de $\phi 8.0 \text{ c}/14$ equivale a $3,57 \text{ cm}^2/m$. Sendo a altura útil da seção equivalente a $d = 0,201\text{m}$, temos uma taxa de armadura de:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,1}}{b_w * d} = \frac{3,57}{100 * 20,1} = 0,00177$$

Logo, a força cortante máxima que pode ser resistida pela seção é de:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,201 = 1,399$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1)] * b_w d = [0,321 * 1,399 * (1,2 + 40 * 0,00177)] * 100 * 20,1$$

$$V_{Rd1} = 114,59 \text{ kN/m}$$

E como, para a seção 1:

$$V_{sd} = E_{a1} * 1,4 \leq V_{Rd1} \rightarrow 5,76 * 1,4 = 8,07 \text{ KN/m} < 114,59$$

Logo, como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não é necessário armar para força cortante. A Tabela 10 abaixo resume as verificações calculadas para todas as seções do muro:

Tabela 10 - Verificação ao esforço cortante para seções intermediárias do muro de flexão de perfil clássico

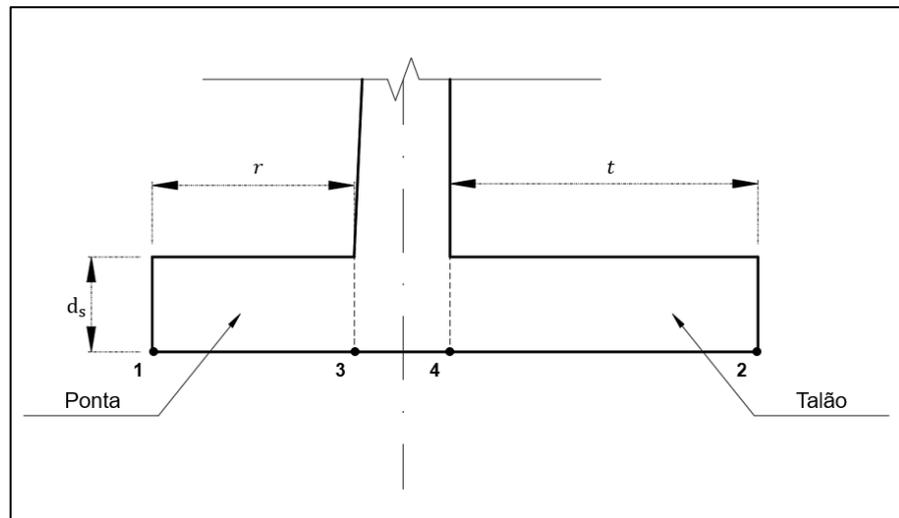
Seção	k	ρ_1	V_{Rd1} (KN/m)	V_{sd} (KN/m)	Verificação
1	1,399	0,00177	114,59	8,07	Armadura não necessária
2	1,363	0,00176	131,57	20,57	Armadura não necessária
3	1,327	0,00183	147,89	37,53	Armadura não necessária
4	1,291	0,00199	163,66	58,92	Armadura não necessária
5	1,255	0,00279	182,07	84,76	Armadura não necessária

Fonte: Autor.

4.4.6 Cálculo dos esforços e dimensionamento da sapata

Conforme Moliterno (1994), a fundação deve resistir à reação do solo incidindo sobre si, descontada das cargas verticais de sentido oposto, como o peso próprio e o peso do solo acima do talão. Dessa forma, será adotada a solução prática simplificada para obtenção dos esforços na sapata, que consiste na soma gráfica dos carregamentos. Além disso, considerou-se a seção da sapata como constante e a linha do eixo do muro como ponto de equilíbrio dos esforços (Figura 33).

Figura 33 - Representação da seção da sapata para um muro de flexão de perfil clássico



Fonte: Autor

- Reação do solo

A reação do solo nos diversos pontos da sapata é obtida por:

$$\sigma_1 = \sigma_{m\acute{a}x} = 134,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 * \left[b_o - \left(r + \frac{d_i}{2} \right) \right]}{b_o} = \frac{134,19 * \left[2,12 - \left(0,8 + \frac{0,38}{2} \right) \right]}{2,12} = 71,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{\sigma_1 * [b_o - (r + d_i)]}{b_o} = \frac{134,19 * [2,12 - (0,8 + 0,38)]}{2,12} = 59,41 \text{ kN/m}^2$$

As tensões σ_3 e σ_4 são obtidas em função da região comprimida b_o .

- Cargas verticais atuantes

Na ponta da sapata, o valor do carregamento vertical é obtido, considerando apenas o peso de sapata existente, por:

$$\sigma_p = d_s * \gamma_{conc} = 0,38 * 25 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

No talão, o carregamento é obtido a partir da soma do carregamento do solo e da sapata:

$$\sigma_t = d_s * \gamma_{conc} + h * \gamma_s = 0,38 * 25 + 4,0 * 19 = 85,5 \text{ kN/m}^2$$

- Carregamento na sapata

Utilizando o princípio da sobreposição de ações, temos que, na ponta:

$$\sigma_I = \sigma_1 - \sigma_p = 134,19 - 9,5 = 124,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{III} = \sigma_3 - \sigma_p = 71,45 - 9,5 = 61,95 \text{ kN/m}^2$$

E no talão, temos:

$$\sigma_{II} = \sigma_2 - \sigma_t = 0 - 85,50 = -85,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_4 - \sigma_t = 59,41 - 85,50 = -26,09 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços cortantes máximos

Os esforços cortantes são obtidos a partir da resultante dos diagramas. Logo, para a ponta da sapata:

$$V_p = (\sigma_I + \sigma_{III}) * \frac{r}{2} = (124,69 + 61,95) * \frac{0,8}{2} = 74,65 \text{ kN/m}$$

E para o talão, em função da região b_o :

$$V_t = (b_s - b_o) * \sigma_{II} + \left[b_o - \left(\frac{r + d_i}{2} \right) \right] * (\sigma_{II} + \sigma_{IV})$$

$$V_t = (2,40 - 2,12) * -85,50 + \left[2,12 - \left(\frac{0,8 + 0,38}{2} \right) \right] * (-85,50 - 26,09)$$

$$V_t = -76,47 \text{ kN/m}$$

- Momentos fletores máximos

Para a ponta da sapata, o braço de alavanca e o momento são determinados por:

$$z_p = \frac{r}{3} * \frac{2 * \sigma_I + \sigma_{III}}{\sigma_I + \sigma_{III}} = \frac{0,80}{3} * \frac{2 * 124,69 + 61,95}{124,69 + 61,95} = 0,44 \text{ m}$$

$$M_p = V_p * z_p = 74,65 * 0,44 = 33,21 \text{ kN.m}$$

Para o talão, considerando um equilíbrio de momentos entre o momento da seção 5 do muro e a ponta da sapata:

$$M_t = M_p - M_{k,5} = 33,21 - 97,54 = -64,33 \text{ kN.m}$$

E, por fim, considerando uma altura média da seção da sapata e uma altura útil de:

$$e_s = \frac{(d_s + d'_s)}{2} = \frac{0,38 + 0,20}{2} = 0,29 \text{ m}$$

$$d = e_s - d' = 0,29 - 0,035 = 0,255 \text{ m}$$

Com isso, pode-se obter os valores de armadura para a sapata, conforme Tabela 11:

Tabela 11 - Resumo de armaduras da sapata para muro de flexão de perfil clássico

Seção	M_d (kN.m/m)	K_{md}	KX	KZ	A_{sn} (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Bitola adotada
Ponta	46,49	0,04004	0,0603	0,9759	4,297	4,35	φ8.0 c/11
Talão	90,06	0,07756	0,1198	0,9521	8,532	4,35	φ10.0 c/9

Fonte: Autor.

Assim como no muro, segundo a ABNT (NBR 6118:2023), o valor da armadura secundária pode corresponder a 20% da armadura principal, o que corresponde a uma armadura secundária de φ5.0mm c/11 ou 1,82 cm².

4.4.7 Verificação da sapata ao esforço cortante

Assim como realizado para o muro, para não ser necessária armadura para esforço cortante, deve-se atender à relação $V_{sd} \leq V_{Rd1}$.

- Ponta:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,1}}{b_w * d} = \frac{4,55}{100 * 25,5} = 0,00178$$

Logo, a força cortante máxima que pode ser resistida pela seção é de:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,255 = 1,345$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w d = [0,0321 * 1,345 * (1,2 + 40 * 0,00178)] * 100 * 25,5$$

$$V_{Rd1} = 139,80 \text{ kN/m}$$

E como, para a ponta:

$$V_{sd} = 1,4 * V_p \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 * 74,65 = 104,51 \text{ KN/m} < 139,80 \text{ KN/m}$$

Logo, como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não é necessário armar para força cortante.

- Talão:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,1}}{b_w * d} = \frac{8,89}{100 * 25,5} = 0,00348$$

Logo, a força cortante máxima que pode ser resistida pela seção é de:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,255 = 1,345$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w d = [0,0321 * 1,345 * (1,2 + 40 * 0,00348)] * 100 * 25,5$$

$$V_{Rd1} = 147,29 \text{ kN/m}$$

E como, para o talão:

$$V_{sd} = 1,4 * V_p \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 * 76,47 = 107,05 \text{ KN/m} < 139,80 \text{ KN/m}$$

Logo, como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não é necessário armar para força cortante.

4.4.8 Comprimento de ancoragem das barras

Conforme a ABNT (NBR6118:2023), as barras de uma armadura devem ser ancoradas para garantir a transmissão correta para o concreto dos esforços aos quais estão submetidas. Sendo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 * 0,7 * 1 * 0,128 = 0,20 \text{ kN/cm}^2$$

- Seção 1

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{0,8}{4} * \frac{(50/1,15)}{0,20} \cong 44 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1 * 44 * 0,992 = 43 \text{ cm}$$

O comprimento de trespasse corresponde a $2 * l_{b,nec}$, logo, para a seção 1, teremos um trespasse necessário de 86 cm.

Para as demais seções, os valores de ancoragem e trespasse estão indicados conforme Tabela 12.

Tabela 12 - Comprimentos de ancoragem e trespasse para muro de arrimo de flexão de perfil clássico

Seção	$A_{s,calc}/A_{s,ef}$	ϕ (mm)	$l_{b,nec}$ (cm)	Trespasse (cm)
1	0,992	8	43	86
2	0,978	8	42	84
3	0,924	8	40	80
4	0,976	10	53	106
5	0,985	12,5	66	132

Fonte: Autor.

4.4.9 Quantitativos de materiais

Com base no detalhamento do muro de arrimo de perfil clássico (APÊNDICE A), pode-se obter os referentes quantitativos de aço e consumo de concreto. Abaixo, são apresentadas as tabelas resumo dos diâmetros utilizados e seus respectivos pesos totais, para um comprimento de 1,0 metro de muro:

Tabela 13 - Quadro resumo dos quantitativos de armadura para 1,0m do muro de arrimo de perfil clássico

Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)
CA-60	5.0	41,0	6,3
CA-50	6.3	48,2	11,8
CA-50	8.0	91,3	36,
CA-50	10.0	29,0	17,9
CA-50	12.5	31,0	29,8

Fonte: Autor

Com isso, obtemos a soma final para o peso de aço conforme tipo de aço utilizado, de acordo com a Tabela:

Tabela 14 - Resumo dos pesos totais de aço para 1,0m do muro de arrimo de perfil clássico

Aço	Peso Total (Kg)
CA-60	6,3
CA-50	95,6

Fonte: Autor.

- Volume de concreto para 1,0m de muro: 2,00 m³

4.5 DIMENSIONAMENTO DO MURO DE MURO DE ARRIMO COM CONTRAFORTE

4.5.1 Pré-dimensionamento

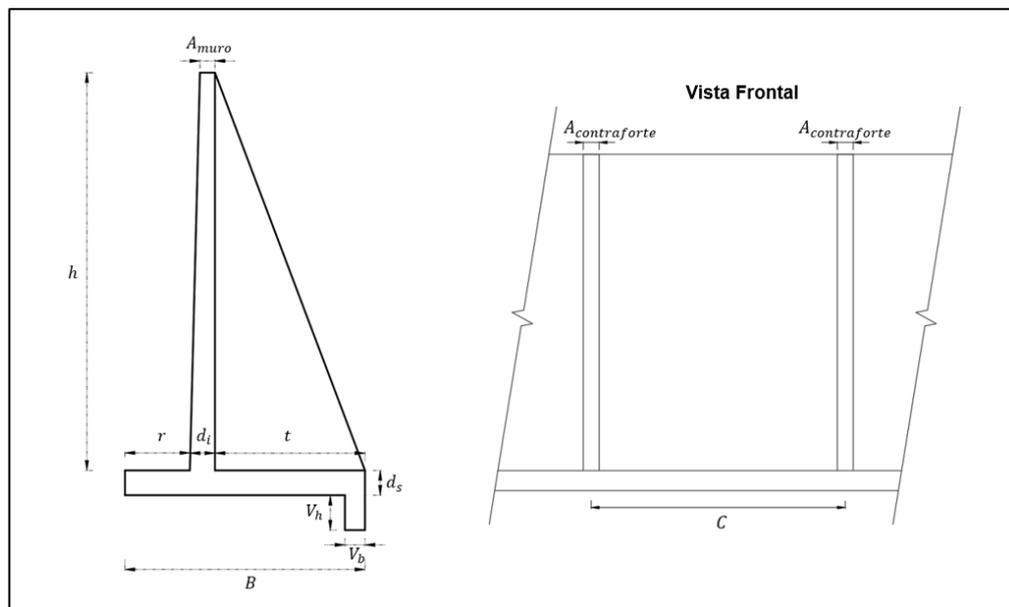
As dimensões iniciais, para um muro com contraforte de altura h de 4 metros, foram estabelecidas conforme os limites indicados por Clayton et al. (2013), de acordo com o Item 2.4.3 e estão representadas na Tabela 15 a seguir:

Tabela 15 - Dimensões de pré-dimensionamento para muro de arrimo com contrafortes

Pré-dimensionamento geométrico	
A_{muro}	0,15 m
$A_{contraforte}$	0,20 m
d_s	0,25 m
d_i	0,25 m
B	2,40 m
t	1,50 m
r	0,65 m
C	3,20 m
V_h	0,35 m
V_b	0,20 m

Fonte: Autor

Figura 34 - Dimensões para um muro de arrimo com contraforte



Fonte: Autor.

4.5.2 Verificação da estabilidade

Primeiramente, fez-se o levantamento das cargas verticais e horizontais devido à estrutura e ao solo e os respectivos braços de alavanca:

- Muro:

$$G_M = 25 * \frac{(0,15 + 0,25) * 4,0}{2} = 20,00 \text{ kN/m}$$

$$g_M = 0,75 \text{ m}$$

- Fundação:

$$G_S = 25 * 2,40 * 0,25 = 15,00 \text{ kN/m}$$

$$g_s = 1,20 \text{ m}$$

- Solo sobre sapata:

$$G_T = 19 * 1,50 * 4,00 = 114,00 \text{ kN/m}$$

$$g_t = 1,65 \text{ m}$$

- Viga de ancoragem:

$$G_V = 25 * 0,35 * 0,20 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$g_v = 2,30 \text{ m}$$

- Contraforte:

$$G_C = 25 * 0,20 * \frac{1,50 * 4,00}{2} = 15,00 \text{ kN/m}$$

$$g_c = 1,40 \text{ m}$$

- Sobrecarga:

$$G_q = 20 * 1,50 = 30,00 \text{ kN/m}$$

$$g_q = 1,65 \text{ m}$$

- Cargas de empuxo (horizontal) e alavanca:

$$E_a = 60,54 \text{ kN/m}$$

$$y' = 1,81 \text{ m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} * 3,83 * 19 * (0,35 + 0,25)^2 = 13,10 \text{ kN/m}$$

$$y_p = 0,2 \text{ m}$$

Com isso, é possível obter os momentos em relação a extremidade da base:

$$M_M = 20,00 * 0,75 = 15,04 \text{ kN/m}$$

$$M_S = 15,00 * 1,20 = 18,00 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 114,00 * 1,65 = 188,10 \text{ kN/m}$$

$$M_V = 1,75 * 2,30 = 4,03 \text{ kN/m}$$

$$M_C = 15,00 * 1,40 = 21,00 \text{ kN/m}$$

$$M_q = 30 * 1,65 = 49,50 \text{ kN/m}$$

$$M_E = 13,10 * 0,2 - 60,54 * 1,81 = -107,16 \text{ kN/m}$$

Tabela 16 - Quadro resumo das cargas verticais e momentos estáticos para um muro com contraforte

Seção	Carga Vertical (kN/m)	Momento Resistente (kN.m/m)
Muro	20,00	15,04
Fundação	15,00	18,00
Solo	114,00	188,10
Viga de ancoragem	1,75	4,03
Contraforte	15,00	21,00
Sobrecarga	30,00	49,50
Σ =	195,75	295,67

Fonte: Autor.

O centro de pressão u e a excentricidade da resultante são, portanto, determinados por:

$$u = \frac{M_{result}}{N} = \frac{(295,67 - 107,16)}{195,75} = 0,96 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{2,40}{2} - 0,96 = 0,24 \text{ m}$$

- **Equilíbrio ao escorregamento**

Conforme a equação 45, temos que:

$$F.S. = \mu \frac{N}{T} > 1,5 \rightarrow F.S. = 0,55 * \frac{(195,75)}{(60,54 - 13,10)} = 2,27 > 1,5 \therefore \textit{Verificado}$$

- **Equilíbrio ao tombamento**

Conforme a equação 46, temos:

$$FS_{Tomb} = \frac{M_{resist.}}{M_{solic}} \geq 1,5 \rightarrow FS_{Tomb} = \frac{295,67}{107,16} = 2,76 > 1,5 \therefore \textit{Verificado}$$

4.5.3 Verificação da capacidade de carga da fundação

Os valores de tensão máxima e tensão mínima aplicadas pela fundação no solo são dados por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{195,75}{2,40} * \left(1 + \frac{6 * 0,24}{2,40}\right) = 129,89 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{195,75}{2,40} * \left(1 - \frac{6 * 0,24}{2,40}\right) = 33,24 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ (Sem tração)}$$

Para verificação do fator de segurança, conforme a equação 50:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{app}} \geq 3,0 \rightarrow FS = \frac{558,91}{129,89} = 4,30 > 3,0 \therefore \textit{Verificado}$$

4.5.4 Cálculo dos esforços e determinação da armadura do muro

Para a situação de um muro com contrafortes, serão adotadas as tabelas de Bares, adaptado por Pinheiro (1994) (ANEXOS A e B). A cortina entre os gigantes será considerada como laje armada em duas direções, engastada em 3 bordos e livre no bordo superior e, para a existência de um carregamento retangular devido a sobrecarga e de um carregamento triangular devido a ação do solo, serão utilizados os tipos 10 e 22 das tabelas para obtenção dos momentos, de forma que:

$$M = \mu \cdot \frac{p \cdot l^2}{100}$$

Sendo as cargas devido ao empuxo (P_E) e à sobrecarga no aterro (P_q):

$$P_E = k_a * \gamma * \frac{h^2}{2} = 0,261 * 19 * \frac{4^2}{2} = 39,67 \text{ kN/m}$$

$$P_q = k_a * q * h = 0,261 * 20 * 4 = 20,88 \text{ kN/m}$$

Com isso, os valores dos momentos estão apresentados conforme a Tabela:

Tabela 17 - Determinação dos momentos fletores para um muro de arrimo com contrafortes conforme tabela de BARES, adaptado por PINHEIRO (1994)

Laje	l_a	l_b	y	Coeficientes		Momentos (kN.m/m)	
Tipo 22	4,00 m	3,20 m	1,25	$\mu_x =$	0,83	$m_x =$	3,371
				$\mu'_x =$	3,8	$m'_x =$	15,435
				$\mu_y =$	1,52	$m_y =$	6,174
				$\mu_{yb} =$	0,79	$m_{yb} =$	3,209
				$\mu'_y =$	3,53	$m'_y =$	14,338
				$\mu'_{yb} =$	0,96	$m'_{yb} =$	3,899
Tipo 10	4,00 m	3,20 m	1,25	$\mu_x =$	1,2	$m_x =$	2,565
				$\mu'_x =$	5,57	$m'_x =$	11,908
				$\mu_y =$	3,34	$m_y =$	7,140
				$\mu_{yb} =$	4,44	$m_{yb} =$	9,492
				$\mu'_y =$	7,44	$m'_y =$	15,905
				$\mu'_{yb} =$	8,48	$m'_{yb} =$	18,129

Fonte: Autor.

O momento resultante de cálculo pode ser obtido pela soma de cada parcela correspondente, de forma que:

$$M_{k,x} = m_{x,22} + m_{x,10} = 3,371 + 2,565 = 5,936 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_{k,x} = m'_{x,22} + m'_{x,10} = 15,435 + 11,908 = 27,343 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,y} = m_{y,22} + m_{y,10} = 6,174 + 7,140 = 13,314 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,yb} = m_{yb,22} + m_{yb,10} = 3,209 + 9,492 = 12,701 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_{k,y} = m'_{y,22} + m'_{y,10} = 14,338 + 15,905 = 30,243 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_{k,yb} = m'_{yb,22} + m'_{yb,10} = 3,899 + 18,129 = 22,028 \text{ kN.m/m}$$

Para a determinação da altura útil, temos;

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 3 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$d = A_{\text{muro}} - d' = 0,15 - 0,035 = 0,115 \text{ m}$$

Logo, para a determinação da armadura para M_x :

$$M_{d,x} = 1,4 * 5,936 = 8,31 \text{ kN.m/m}$$

$$K_{md} = \frac{M_{d,x}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{8,31}{1 * 0,115^2 * \frac{25 \cdot 10^3}{1,4}} = 0,03519$$

$$K_{md} = 0,68 * KX - 0,272 * KX^2 \rightarrow KX = 0,0529 < 0,45 \therefore OK$$

$$KZ = 1 - 0,4 * KX = 1 - 0,4 * 0,0529 = 0,9789$$

$$A_{s1} = \frac{M_{d,x}}{KZ * d * f_{yd}} = \frac{8,31}{0,9789 * 0,115 * \frac{50}{1,15}} = 1,698 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * h = 0,15\% * 100 * 15,0 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, será adotado a armadura mínima para M_x , o que resulta em uma armadura de $\phi 6.3\text{mm c}/14$ para cada metro de muro. Para os demais valores, o processo segue o mesmo, de acordo com cada momento específico calculado. A Tabela 18 abaixo resume os demais valores obtidos para as seções, cujo detalhamento se encontra no APÊNDICE B:

Tabela 18 - Resumo de armaduras das seções para um muro com contraforte

Seção	M_d ($kN \cdot m/m$)	K_{md}	KX	KZ	A_{sn} (cm^2/m)	$A_{s,mín}$ (cm^2/m)	Bitola adotada
$M_{k,x}$	8,31	0,0352	0,0529	0,9789	1,698	2,250	$\phi 6,3 \text{ c}/14$
$M'_{k,x}$	38,28	0,1621	0,2669	0,8933	8,571	2,250	$\phi 10 \text{ c}/9$
$M_{k,y}$	18,64	0,0789	0,1220	0,9512	3,919	2,250	$\phi 10 \text{ c}/20$
$M_{k,yb}$	17,78	0,0753	0,1161	0,9536	3,729	2,250	$\phi 10 \text{ c}/20$
$M'_{k,y}$	42,34	0,1793	0,2996	0,8802	9,621	2,250	$\phi 12,5 \text{ c}/13$
$M'_{k,yb}$	30,84	0,1306	0,2096	0,9162	6,732	2,250	$\phi 10 \text{ c}/11$

Fonte: Autor.

Os comprimentos de ancoragem foram determinados segundo norma ABNT NBR 6118:2023 e Tabela A-27 do ANEXO C, de forma que:

Tabela 19 - Comprimentos de ancoragem para muro de arrimo com contraforte

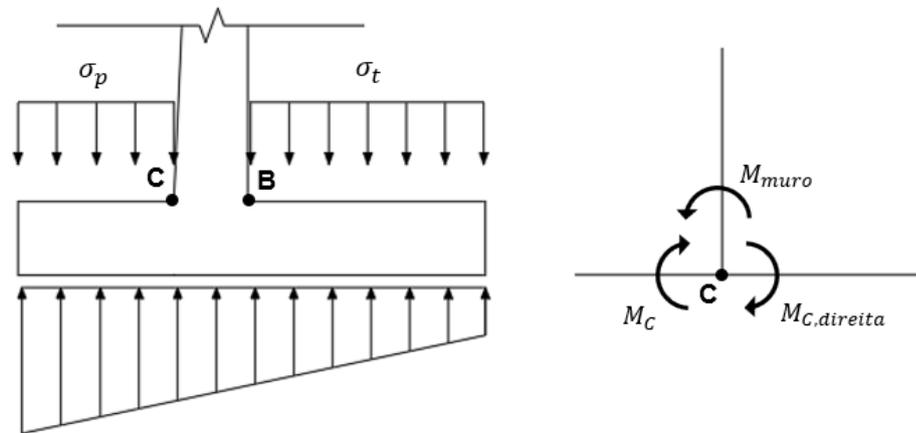
Seção	l_b (cm)
$M_{k,x}$	17
$M'_{k,x}$	26
$M_{k,y}$	38
$M_{k,yb}$	38
$M'_{k,y}$	47
$M'_{k,yb}$	38

Fonte: Autor.

4.5.5 Cálculo dos esforços e dimensionamento da sapata

Os esforços na sapata, assim como para a cortina, são resultado da diferença entre o peso da terra e da sapata, menos a reação do terreno (Moliterno, 1998).

Figura 35 - Representação das tensões e esforços atuantes na sapata



Fonte: Autor.

- Cargas verticais atuantes

Na ponta da sapata, o valor do carregamento vertical é obtido, considerando apenas o peso de sapata existente, por:

$$\sigma_p = d_s * \gamma_{conc} = 0,25 * 25 = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

No talão, o carregamento é obtido a partir da soma do carregamento do solo e da sapata:

$$\sigma_t = d_s * \gamma_{conc} + h * \gamma_s + q = 0,25 * 25 + 4,0 * 19 + 20 = 102,3 \text{ kN/m}^2$$

- Tensões do solo nos pontos

Para o ponto C:

$$\sigma_c = \left[\frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{B} * (B_t + A_{muro}) \right] + \sigma_{m\acute{i}n} = \left[\frac{129,89 - 33,24}{2,40} * (1,5 + 0,15) \right] + 33,24$$

$$\sigma_c = 99,68 \text{ kN/m}^2$$

Para o ponto B:

$$\sigma_B = \left[\frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{B} * B_t \right] + \sigma_{m\acute{i}n} = \left[\frac{129,89 - 33,24}{2,40} * 1,50 \right] + 33,24 = 93,64 \text{ kN/m}^2$$

- Determinação dos momentos fletores

$$M_C = \frac{\sigma_c * B_r^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_c) * \frac{B_r^2}{2} - \sigma_p * \frac{B_r^2}{2}$$

$$M_C = \frac{99,68 * 0,65^2}{2} + \frac{1}{3} * (129,89 - 99,68) * \frac{0,65^2}{2} - 6,3 * \frac{0,65^2}{2} = 21,86 \text{ kN.m/m}$$

O momento proveniente do muro é obtido por:

$$M_{C,m} = M_E = 107,16 \text{ kN.m/m}$$

Dessa forma, considerando uma situação de equilíbrio em C (Figura 35), temos:

$$M_{C,direita} = M_E - M_C = 85,29 \text{ kN.m/m}$$

E considerando uma altura útil de:

$$d = e_s - d' = 0,25 - 0,035 = 0,215 \text{ m}$$

Pode-se obter os valores para a armadura da sapata conforme a Tabela a seguir:

Tabela 20 - Resumo de armaduras das seções da sapata para um muro com contraforte

Seção	M_d (KN.m/m)	K_{md}	KX	KZ	A_{sn} (cm ² /m)	$A_{s,m\acute{i}n}$ (cm ² /m)	Bitola adotada
M_C	30,61	0,0371	0,0558	0,9777	3,35	3,75	φ 8,0 c/13
$M_{C,direita}$	119,41	0,1447	0,2348	0,9061	14,10	3,75	φ 12,5 c/8

Fonte: Autor.

Assim como no muro, segundo a ABNT (NBR 6118:2023), o valor da armadura secundária pode corresponder a 20% da armadura principal, o que corresponde a uma armadura secundária de φ8.0mm c/17 ou 2,94 cm².

4.5.6 Verificação da sapata ao esforço cortante

Assim como realizado para o muro, para não ser necessária armadura para esforço cortante, deve-se atender à relação $V_{sd} \leq V_{Rd1}$.

- Ponta:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,1}}{b_w * d} = \frac{3,85}{100 * 21,5} = 0,00179$$

Logo, a força cortante máxima que pode ser resistida pela seção é de:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,215 = 1,385$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w d = [0,0321 * 1,385 * (1,2 + 40 * 0,00179)] * 100 * 21,5$$

$$V_{Rd1} = 121,40 \text{ kN/m}$$

E como, para a ponta:

$$V_r = \sigma_c * B_r + (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_c) \cdot \frac{B_r}{2} - \sigma_p \cdot B_r$$

$$V_r = 99,68 * 0,65 + (129,89 - 99,68) * \frac{0,65}{2} - 6,3 * 0,65 = 70,55 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 * V_r \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 * 70,55 = 98,77 \text{ KN/m} < 121,40 \text{ kN/m}$$

Logo, como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não é necessário armar para força cortante.

- Talão:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,1}}{b_w * d} = \frac{15,63}{100 * 21,5} = 0,00727$$

Logo, a força cortante máxima que pode ser resistida pela seção é de:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,215 = 1,385$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w d = [0,0321 * 1,385 * (1,2 + 40 * 0,00727)] * 100 * 21,5$$

$$V_{Rd1} = 142,33 \text{ kN/m}$$

E como, para o talão:

$$V_t = \sigma_b * B_t + (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_b) \cdot \frac{B_t}{2} - \sigma_t \cdot B_t$$

$$V_t = 93,64 * 1,50 + (129,89 - 93,64) * \frac{1,50}{2} - 102,3 * 1,50 = 14,06 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 * V_r \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 * 14,06 = 19,98 \text{ KN/m} < 142,33 \text{ kN/m}$$

Logo, como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não é necessário armar para força cortante.

4.5.7 Armação da viga de ancoragem

Para a viga de ancoragem, será considerada armadura mínima:

$$A_{S,mín} = \rho_{mín} * b_w * h = 0,15\% * 20 * (35 + 25) = 1,80 \text{ cm}^2$$

Para os estribos, temos:

$$A_{s,mín} = 0,1 * b_w = 0,1 * 20 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.5.8 Cálculo dos esforços e dimensionamento do contraforte

Para o dimensionamento do contraforte, sua seção foi dividida em 4 partes iguais em relação a sua altura, ou seja, cada seção apresenta altura relativa de 1 metro e a espessura correspondente à $A_{contraforte} = 0,2 \text{ m}$. Dessa forma, para a seção 1, temos:

Comprimento ao longo do eixo x:

$$L_{x,1} = \frac{h_1 * B_t}{h} = \frac{1,00 * 1,50}{4,00} = 0,375 \text{ m}$$

Carregamento:

$$P_{a,1} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_1 \cdot (C + A_{muro}) = 0,261 * 19 * 0,375 * (3,20 + 0,15) = 16,61 \text{ kN/m}^2$$

Logo, o esforço cortante pode ser obtido por:

$$V_{k,1} = \frac{h_1 P_{a,1}}{2} = \frac{0,375 * 16,61}{2} = 8,30 \text{ kN}$$

$$V_{d,1} = V_{k,1} * 1,4 = 8,30 * 1,4 = 11,63 \text{ kN}$$

Então, para o momento fletor:

$$M_{k,1} = \frac{h_1 V_{k,1}}{3} = \frac{0,375 * 8,30}{3} = 2,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,1} = M_{k,1} * 1,4 = 2,77 * 1,4 = 3,88 \text{ kN.m}$$

Os valores de esforços obtidos para as demais seções estão apresentados na Tabela:

Tabela 21 - Quadro resumo dos esforços solicitantes para diferentes seções de um contraforte

Seção	h_n (m)	$L_{x,n}$ (m)	$P_{a,n}$ (kN/m ²)	V_d (kN)	M_d (kN.m)
1	1	0,375	16,61	11,63	3,88
2	2	0,75	33,22	46,51	31,01
3	3	1,125	49,83	104,64	104,64
4	4	1,5	66,44	186,04	248,05

Fonte: Autor.

Para a determinação da armadura da seção 1, temos:

$$d = 0,9L_{x,1} - d' = 0,9 * 0,375 - 0,035 = 0,3025 \text{ m}$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{3,88}{1 * 0,3025^2 * \frac{25 \cdot 10^3}{1,4}} = 0,00237$$

$$K_{md} = 0,68 * KX - 0,272 * KX^2 \rightarrow KX = 0,0035 < 0,45 \therefore OK$$

$$KZ = 1 - 0,4 * KX = 1 - 0,4 * 0,0035 = 0,9986$$

$$A_{s1} = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} = \frac{3,88}{0,9986 * 0,3025 * \frac{50}{1,15}} = 0,295 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * A_{\text{contraforte}} * L_{x,1} = 0,15\% * 20 * 37,5 = 1,125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, será adotado a armadura mínima para a seção 1, o que resulta em uma armadura longitudinal de 2 ϕ 10.0mm. Para as demais seções, os valores obtidos conforme as dimensões equivalentes estão apresentados conforme Tabela:

Tabela 22 - Resumo de armaduras das seções intermediárias do contraforte

Seção	d (m)	K_{md}	KX	KZ	A_{sn} (cm^2/m)	$A_{s,mín}$ (cm^2/m)	Bitola adotada
1	0,3025	0,00237	0,0035	0,9986	0,295	1,125	2 ϕ 10.0
2	0,6400	0,00424	0,0062	0,9975	1,117	2,250	3 ϕ 10.0
3	0,9775	0,00613	0,0091	0,9964	2,471	3,375	3 ϕ 10.0 + 1 ϕ 12.5
4	1,3150	0,00803	0,0119	0,9953	4,359	4,500	3 ϕ 10.0 + 2 ϕ 12.5

Fonte: Autor.

Para fins construtivos, serão uniformizadas as armaduras das seções 1 e 2 conforme armadura da seção 2 e as das seções 3 e 4 conforme a armadura calculada para a seção 4.

4.5.9 Verificação do contraforte ao esforço cortante

- Verificação das tensões de compressão nas bielas

Para a seção 1, e para um $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, temos:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{sd1} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_{\text{contraforte}} \cdot d$$

Logo,

$$V_{Rd2} = 0,27 * 0,9 * \frac{25 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 0,20 \cdot 0,3025 = 262,53 \text{ KN}$$

Então:

$$V_{sd1} = 11,63 < 262,53 \therefore \text{Verificado}$$

- Determinação das forças

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot A_{contraforte} \cdot d = 0,6 * (1,282 \cdot 10^3) * 0,20 * 0,3025 = 46,55 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 11,63 - 46,55 = -34,93 \text{ kN}$$

Logo, temos uma taxa de armadura mínima para esforço cortante conforme:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} \geq 0,2 * A_{contraforte} * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 * 20 * \frac{2,565}{500} = 0,0205$$

Então para um diâmetro nominal de $\phi 5.0\text{mm}$, têm-se um espaçamento de 20 cm.

4.5.10 Armadura de pele do contraforte

Para a armadura de pele do contraforte, foi adotado o mínimo, segundo ABNT (NBR 6118:2023) de $5\text{cm}^2/\text{m}$ por face, ou, nesse caso, $\phi 8.0 \text{ c}/10$.

4.5.11 Quantitativos de materiais

Com base no detalhamento do muro de arrimo com contraforte (APÊNDICE B), pode-se obter os referentes quantitativos de aço e consumo de concreto. Abaixo, são apresentadas as tabelas resumo dos diâmetros utilizados e seus respectivos pesos totais, para um comprimento de 3,20 metros de muro:

Tabela 23 - Quadro resumo dos quantitativos de armadura para 3,20m do muro de arrimo com contraforte

Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)
CA-60	5.0	101,6	15,6
CA-50	6.3	104,6	25,6
CA-50	8.0	243,9	96,3
CA-50	10.0	349,7	215,7
CA-50	12.5	169,4	163,1

Fonte: Autor.

Com isso, obtemos a soma final para o peso de aço conforme tipo de aço utilizado, de acordo com a Tabela:

Tabela 24 - Resumo dos pesos totais de aço para 3,20m do muro de arrimo com contraforte

Aço	Peso Total (Kg)
CA-60	15,6
CA-50	500,8

Fonte: Autor.

- Volume de concreto para 3,20 metros de muro: 5,30 m³.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho consistiu na elaboração de um estudo referente a análise da estabilidade e dimensionamento de um muro de arrimo de perfil clássico e um muro com contrafortes, para contenção de um talude de 4 metros em uma obra na cidade de Gravataí-RS. Foi possível, portanto, levantar as principais teorias referentes ao dimensionamento e análise de estabilidade de muros de contenção e aplicá-las em um caso real, tornando mais clara a relação existente entre teoria e prática para esse tema tão relevante.

Ambas as soluções apresentadas para o contexto de estudo seriam viáveis do ponto de vista de segurança, uma vez que atingiram as verificações de equilíbrio ao deslizamento, tombamento e à capacidade de carga da fundação. No aspecto de consumo de materiais, foi observado que o muro de arrimo com contraforte trouxe um menor consumo de concreto, o que se justifica pela capacidade dessa configuração de distribuir melhor os esforços que a solicitam devido a presença de mecanismos auxiliares ao muro (contrafortes). Por outro lado, este apresentou um consumo consideravelmente maior de aço, principalmente devido à necessidade de armadura adicional para atender a essas estruturas auxiliares.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de Concreto Armado**. v. 1, 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

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

BARROS, P. L. de A. et al. **Obras de Contenção: Manual técnico**. Jundiaí: Maccaferri, 2014. Disponível em:
<http://www.ebah.com.br/content/ABAAABiLQAB/maccaferri-obras-contencao>.

Bell, A. L. "*The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations*," in *A Century of Soil Mechanics*, ICE, London, 1915.

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

BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques**. Paris: Gauthier-Villars, 1885.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: JC Editora, 1988.

CARMAN, P. C. Fluid flow through granular beds. *Trans. Inst. Chem. Eng.*, v. 15, p. 150–166, 1937.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

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

Craig, R. F. **Soil Mechanics**. 7. ed. Londres: Spon Press, 2004.

DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 7. ed. Stamford: Cengage Learning, 2006.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 8. Ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1997.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção**: Empuxos de terra. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, 2010. Disponível em: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/11/empuxos-de-terra-1.pdf>.

GERSCOVICH, D. 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, 2010. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>.

GODOY, N. S. **Fundações**: Notas de aula. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

GODOY, N. S. **Estimativa de capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. ***An Introduction to Geotechnical Engineering***. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1981.

JAKY, J. “*The Coefficient of Earth Pressure at Rest*”. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, 1944.

JÚNIOR, L. A. N. **Solo Ensacado** – Rip-Rap. LAN – Luis Antonio Naresi Junior JR, 2021. Disponível em: <https://sites.google.com/site/naresi1968/41-solo-ensacado---rip-rap>.

KOZENY, J. ***Über Kapillare Leitung des Wassers im Boden***. Vienna: Royal Academy of Science, 1927.

MARANGON, M. “**Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo**”, 1992. Tese de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1992.

MARANGON, M. **Capítulo 6: Empuxos de terra**. Faculdade de Engenharia: Núcleo de Geotecnia, 2018. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%-C3%ADtulo-06-Empuxos-de-Terra-20181.pdf>

MARCHETTI, O. **Muros de arrimo**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2007.

MITCHELL, J. K. ***Fundamentals of Soil Behavior***. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 1993.

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

PINHEIRO, L. M. **Concreto armado: tabelas e ábacos**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1994.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RANKINE, W. J. M. *On the stability of loose earth*. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, n. 147, 1857.

SOBRAL, F. R. **Mecânica dos Solos**: Fundamentos e Aplicações. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2018.

TEIXEIRA, A. H. “**Projeto e execução de fundações**”. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, n. 1, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. Fundações: Teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.

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

TERZAGHI, K. *A fundamental fallacy in earth pressure computations*. J. Boston, Soc. Civil Engrs., 1936.

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

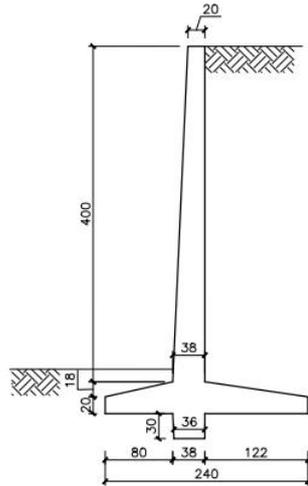
TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

VARGAS, M. **Introdução a Mecânica dos Solos**. Sao Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, 1981.

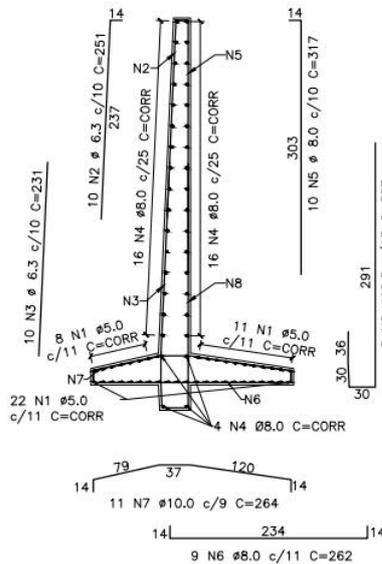
VESIC, A. S. “**Bearing capacity of shallow foudations**”, in: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. *Foudation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

APÊNDICE A – DETALHAMENTO DO MURO DE ARRIMO DE PERFIL CLÁSSICO

MURO DE ARRIMO DE PERFIL CLÁSSICO – H = 4m
ESC.: 1:75



DETALHAMENTO DA CORTINA
ESC.: 1:75



Relação do aço
(Quantitativo válido para 1.0 m de muro)

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	41	CORR	4100
CASO	2	6.3	10		2510
CASO	3	6.3	10		2310
CASO	4	8.0	36	CORR	3600
CASO	5	8.0	10		3170
CASO	6	8.0	9		2358
CASO	7	10.0	11		2904
CASO	8	12.5	8		3870

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C. TOTAL (m)	PESO (kg)
CA60	5.0	41.0	6.3
CASO	6.3	48.2	11.8
CASO	8.0	91.3	36.1
CASO	10.0	29.0	17.9
CASO	12.5	31.0	29.8
PESO TOTAL			
CA60	6.3		
CASO	95.6		

NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS.
2. COBRIMENTO C = 3cm
3. CONCRETO ARMADO fck = 25MPa

TCC
ENGENHARIA CIVIL – UFSM

Gustavo da Silveira Baptista
e-mail: gustavo.baptista@acad.ufsm.br
fone: (55) 9 9163-8110

PROJETO: PROJETO ESTRUTURAL

PRANCHA:

TÍTULO: MURO DE ARRIMO – PERFIL CLÁSSICO – ARMADURAS

01/01

RESPONSÁVEL:

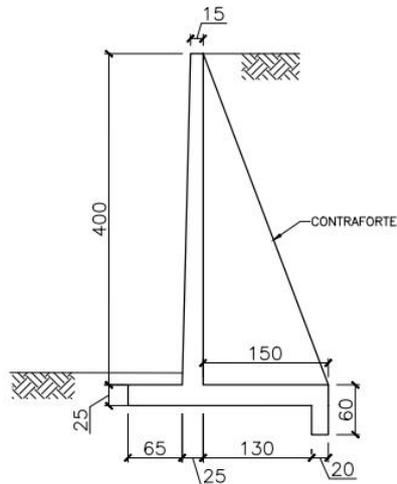
ESCALA: INDICADA

Gustavo da Silveira Baptista

DATA: DEZ/2023

APÊNDICE B – DETALHAMENTO DO MURO DE ARRIMO COM CONTRAFORTE

MURO DE ARRIMO COM CONTRAFORTE – H = 4m
 ESC.: 1:75



DETALHE TÍPICO – H = 4m
 ESC.: 1:75



NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS.
2. COBRIMENTO C = 3cm
3. CONCRETO ARMADO fck = 25MPa

TCC
 ENGENHARIA CIVIL-UFSM

Gustavo da Silveira Baptista
 e-mail: gustavo.baptista@acad.ufsm.br
 fone: (55) 9 9163-8110

PROJETO: PROJETO ESTRUTURAL

PRANCHA:

TÍTULO: MURO DE ARRIMO – CONTRAFORTE – FORMAS

01/02

RESPONSÁVEL:

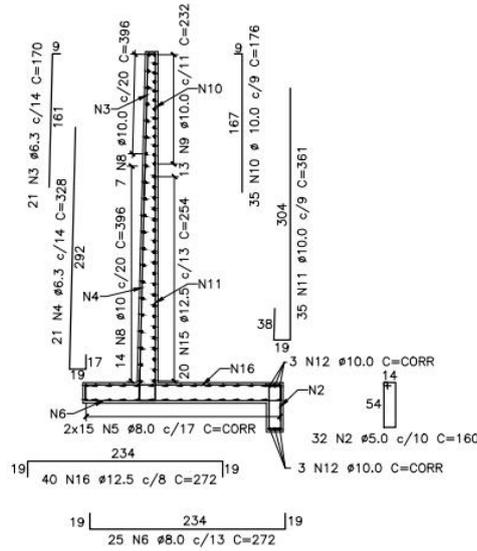
ESCALA: INDICADA

Gustavo da Silveira Baptista

DATA: DEZ/2023

DETALHAMENTO DA CORTINA

ESC.: 1:75



Relação do aço
(Quantitativo válido para 3.20 m de muro)

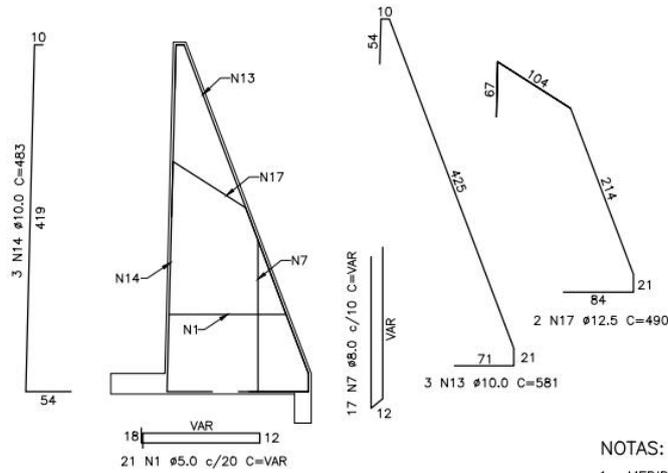
AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	21	VAR	5040
CA60	2	5.0	32	160	5120
CA50	3	6.3	21	170	3570
CA50	4	6.3	21	328	6888
CA50	5	8.0	30	CORR	9600
CA50	6	8.0	25	272	6800
CA50	7	8.0	17	VAR	7990
CA50	8	10.0	21	396	8316
CA50	9	10.0	13	252	3316
CA50	10	10.0	35	176	6160
CA50	11	10.0	35	361	12635
CA50	12	10.0	6	CORR	1920
CA50	13	10.0	3	490	1470
CA50	14	10.0	3	483	1449
CA50	15	12.5	20	254	5080
CA50	16	12.5	40	272	10880
CA50	17	12.5	2	490	980

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C. TOTAL (m)	PESO (kg)
CA60	5.0	101.6	15.6
CA50	6.3	104.6	25.6
CA50	8.0	243.9	96.3
CA50	10.0	349.7	215.7
CA50	12.5	169.4	163.1
PESO TOTAL			
CA60		15.6	
CA50		500.8	

DETALHAMENTO DO CONTRAFORTE

ESC.: 1:75



NOTAS:

1. MEDIDAS EM CENTÍMETROS.
2. COBRIMENTO C = 3cm
3. CONCRETO ARMADO fck = 25MPa

TCC
ENGENHARIA CIVIL-UFMS

Gustavo da Silveira Baptista
e-mail: gustavo.baptista@acad.ufsm.br
fone: (55) 9 9163-8110

PROJETO: PROJETO ESTRUTURAL

TÍTULO: MURO DE ARRIMO - CONTRAFORTE - ARMADURAS

RESPONSÁVEL:

Gustavo da Silveira Baptista

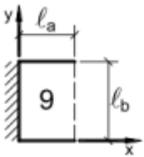
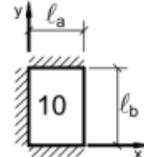
PRANCHA:

02/02

ESCALA: INDICADA

DATA: DEZ/2023

ANEXO A – MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGAS RETANGULARES

Tabela A-12											
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME											
Tipo											Tipo
$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$
< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,5	50,00	2,11	8,67	14,56	37,00	< 0,30
0,30	-7,33	43,08	0,78	6,22	-4,89	38,33	2,11	8,67	14,56	37,00	0,30
0,35	-5,17	39,98	1,89	7,89	-2,57	33,08	3,18	9,74	14,84	35,53	0,35
0,40	-3,00	36,87	3,00	9,56	-0,25	27,83	4,25	10,81	15,13	34,06	0,40
0,45	-1,78	33,89	3,62	10,54	0,54	23,94	4,53	10,77	14,26	31,21	0,45
0,50	-0,56	30,91	4,24	11,52	1,32	20,04	4,80	10,72	13,40	28,36	0,50
0,55	0,25	28,02	4,62	11,82	1,62	17,40	4,86	9,99	12,48	25,26	0,55
0,60	1,06	25,13	5,00	12,11	1,92	14,76	4,92	9,25	11,56	22,17	0,60
0,65	1,47	22,90	5,25	12,12	1,91	12,91	4,68	8,55	10,81	19,63	0,65
0,70	1,88	20,66	5,49	12,12	1,90	11,06	4,43	7,84	10,06	17,08	0,70
0,75	2,06	18,84	5,61	11,81	1,82	9,86	4,14	7,15	9,42	15,17	0,75
0,80	2,23	17,02	5,72	11,50	1,73	8,65	3,86	6,45	8,77	13,25	0,80
0,85	2,26	15,59	5,66	11,05	1,64	7,78	3,59	5,86	8,19	11,87	0,85
0,90	2,28	14,16	5,60	10,59	1,54	6,91	3,33	5,26	7,60	10,49	0,90
0,95	2,25	12,99	5,48	10,07	1,40	6,25	3,11	4,81	7,12	9,50	0,95
1,00	2,21	11,82	5,36	9,55	1,25	5,59	2,88	4,35	6,64	8,51	1,00
1,05	2,33	11,91	5,72	9,91	1,25	5,59	2,98	4,37	6,82	8,50	1,05
1,10	2,45	12,00	6,08	10,27	1,24	5,58	3,08	4,39	6,99	8,50	1,10
1,15	2,57	12,08	6,44	10,62	1,24	5,58	3,18	4,41	7,17	8,49	1,15
1,20	2,69	12,17	6,80	10,98	1,24	5,57	3,27	4,43	7,34	8,48	1,20
1,25	2,67	12,20	7,09	11,20	1,20	5,57	3,34	4,44	7,44	8,48	1,25
1,30	2,64	12,22	7,37	11,42	1,17	5,57	3,41	4,45	7,54	8,47	1,30
1,35	2,62	12,25	7,55	11,64	1,14	5,57	3,49	4,46	7,64	8,47	1,35
1,40	2,59	12,28	7,93	11,85	1,11	5,58	3,56	4,47	7,73	8,47	1,40
1,45	2,57	12,31	8,22	12,07	1,09	5,58	3,63	4,48	7,83	8,46	1,45
1,50	2,54	12,33	8,50	12,29	1,06	5,58	3,70	4,49	7,93	8,46	1,50
1,55	2,56	12,35	8,68	12,37	1,04	5,58	3,74	4,49	7,97	8,46	1,55
1,60	2,58	12,36	8,86	12,45	1,01	5,58	3,77	4,49	8,00	8,46	1,60
1,65	2,59	12,38	9,04	12,53	0,99	5,57	3,81	4,49	8,04	8,46	1,65
1,70	2,61	12,39	9,22	12,61	0,97	5,57	3,84	4,49	8,08	8,46	1,70
1,75	2,63	12,41	9,41	12,68	0,95	5,57	3,88	4,50	8,12	8,46	1,75
1,80	2,65	12,42	9,59	12,76	0,93	5,57	3,92	4,50	8,15	8,45	1,80
1,85	2,67	12,44	9,76	12,84	0,91	5,57	3,95	4,50	8,19	8,45	1,85
1,90	2,68	12,45	9,94	12,92	0,88	5,56	3,99	4,50	8,23	8,45	1,90
1,95	2,70	12,47	10,13	13,00	0,86	5,56	4,02	4,50	8,26	8,45	1,95
2,00	2,72	12,48	10,31	13,08	0,84	5,56	4,06	4,50	8,30	8,45	2,00
> 2,00	2,72	12,48	12,50	13,08	0,84	5,56	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00

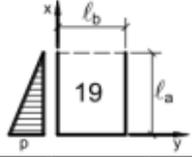
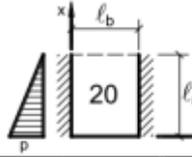
Valores extraídos de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

$M = \mu \frac{p \ell^2}{100}$ $p =$ carga uniforme $\ell =$ menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

$M_b =$ momento ao longo da borda livre

Fonte: Pinheiro (1994).

ANEXO B - MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGAS TRIANGULARES

Tabela A-16									
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA TRIANGULAR									
Tipo							Tipo		
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ_y	μ_{yb}	$\mu'_{y'}$	$\mu'_{y'b}$	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,30	5,78	5,78	9,56	5,89	5,00	8,11	15,33	23,56	0,30
0,35	5,49	5,67	9,09	5,32	4,66	7,15	13,48	18,87	0,35
0,40	5,19	5,56	8,63	4,75	4,31	6,19	11,63	14,19	0,40
0,45	4,80	5,30	8,11	4,16	3,96	5,39	10,35	11,65	0,45
0,50	4,40	5,04	7,60	3,56	3,60	4,60	9,08	9,12	0,50
0,55	4,05	4,97	7,05	3,09	3,33	3,95	8,16	7,37	0,55
0,60	3,69	4,89	6,50	2,61	3,06	3,31	7,28	5,61	0,60
0,65	3,39	4,54	6,02	2,28	2,82	2,86	6,64	4,62	0,65
0,70	3,08	4,18	5,53	1,94	2,59	2,41	6,00	3,63	0,70
0,75	2,83	4,01	5,09	1,72	2,41	2,09	5,52	3,03	0,75
0,80	2,58	3,83	4,64	1,50	2,22	1,77	5,03	2,42	0,80
0,85	2,36	3,63	4,25	1,31	2,07	1,54	4,64	2,03	0,85
0,90	2,13	3,43	3,86	1,12	1,91	1,31	4,25	1,63	0,90
0,95	1,95	3,27	3,57	1,00	1,79	1,14	3,95	1,38	0,95
1,00	1,76	3,10	3,27	0,87	1,67	0,96	3,65	1,13	1,00
1,05	1,77	3,25	3,29	0,84	1,72	0,93	3,72	1,08	1,05
1,10	1,77	3,40	3,31	0,82	1,77	0,90	3,79	1,03	1,10
1,15	1,78	3,55	3,32	0,79	1,82	0,86	3,86	0,97	1,15
1,20	1,79	3,70	3,34	0,76	1,87	0,83	3,93	0,92	1,20
1,25	1,77	3,82	3,31	0,74	1,90	0,80	3,97	0,88	1,25
1,30	1,75	3,93	3,27	0,71	1,92	0,77	4,00	0,85	1,30
1,35	1,74	4,05	3,24	0,69	1,95	0,74	4,04	0,81	1,35
1,40	1,72	4,17	3,21	0,66	1,98	0,70	4,07	0,77	1,40
1,45	1,70	4,26	3,17	0,63	2,00	0,67	4,11	0,74	1,45
1,50	1,69	4,40	3,14	0,61	2,03	0,64	4,14	0,70	1,50
1,55	1,66	4,48	3,10	0,59	2,04	0,62	4,15	0,68	1,55
1,60	1,64	4,56	3,06	0,57	2,04	0,60	4,16	0,65	1,60
1,65	1,61	4,64	3,02	0,55	2,05	0,57	4,17	0,63	1,65
1,70	1,59	4,72	2,98	0,53	2,05	0,55	4,18	0,60	1,70
1,75	1,56	4,80	2,95	0,50	2,06	0,53	4,20	0,58	1,75
1,80	1,54	4,88	2,91	0,48	2,07	0,51	4,21	0,56	1,80
1,85	1,51	4,96	2,87	0,46	2,07	0,49	4,22	0,53	1,85
1,90	1,50	5,04	2,83	0,44	2,08	0,46	4,23	0,51	1,90
1,95	1,47	5,12	2,79	0,42	2,08	0,44	4,24	0,48	1,95
2,00	1,44	5,20	2,75	0,40	2,09	0,42	4,25	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES e adaptada por PINHEIRO (1994)

$$M = \mu \frac{p \ell^2}{100}$$

ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

Fonte: Pinheiro (1994).

ANEXO C – COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM DE ARMADURAS

Tabela A-27																
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (cm) para $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ e aço CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66

Valores de acordo com a NBR 6118/14
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

