

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG

ENGENHARIA CIVIL

MARIANE LEMES GUILHERME

**ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DE ESTABILIDADE GLOBAL EM
MUROS DE ARRIMO DE FLEXÃO**

Varginha/MG

2017

MARIANE LEMES GUILHERME

**ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DE ESTABILIDADE GLOBAL EM
MUROS DE ARRIMO DE FLEXÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de Bacharelado, sob orientação do Mestre Armando Belato Pereira.

Varginha/MG

2017

MARIANE LEMES GUILHERME

**ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DE ESTABILIDADE GLOBAL EM
MUROS DE ARRIMO DE FLEXÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS/MG), como pré-requisito para obtenção do grau de Bacharelado pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: ___ / ___ / ___

Me. Armando Belato Pereira

Prof.

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família, principalmente meus pais e minha irmã, que presenciaram a realização deste.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, e todo sustento durante minha vida acadêmica. Em especial a minha família que acredita em mim, em particular meus pais Adriane e José Luiz e minha irmã Marcelle, que caminham junto comigo. E um grande obrigada a meu primo Eduardo por me ajudar e orientar em tantas dúvidas e ser um grande amigo durante todos esses anos. Agradeço também pela minha amiga de turma Thysciany, por ter sido um alicerce e me ajudado em tantos momentos. Um agradecimento grande a todos os professores que fizeram parte da minha história, sobretudo ao meu orientador Armando Belato Pereira, pela paciência, puxões de orelha e direcionamento. E a todos que viram o meu caminhar até aqui.

“A persistência é o caminho do êxito.”

Charles Chaplin

RESUMO

Estruturas de contenções visam a estabilidade dos maciços de terra em um local com topografia acentuada. Há muitos anos técnicas e teorias vem sendo estudadas, com o objetivo de conhecer o comportamento destas estruturas, em relação a atuação do solo sobre a estrutura. O presente trabalho visa o dimensionamento de muros de arrimo em concreto armado (flexão) em perfil clássico de diferentes alturas, para posteriormente, após as devidas verificações de dimensionamento e análises de estabilidade, fazer em um primeiro momento a análise de ruptura global e em um segundo momento a análise tensão-deformação. Com base nos carregamentos e combinações de cargas externas que atuam sobre a contenção, são aplicados os princípios de equilíbrio limite para relacionar a estabilidade global desta. E como, nesse tipo de estrutura, dependendo das fases de escavação e/ou da configuração da ruptura interna do maciço, geram deslocamentos significativos para o arrimo. Como estudos de caso, os muros de arrimo terão alturas de 5, 6 e 7 metros, submetidos ou não a uma sobrecarga de 20 kPa. Com isso, o estudo de análise da tensão-deformação, tem por objetivo a precisão em relação às análises convencionais. Para o estudo será utilizado o *software* Geo-Studio (2012), para avaliação do comportamento geotécnico global e posteriormente as análises de tensão-deformação.

Palavras-chave: Estrutura de contenção. Muro de arrimo. Tensão-deformação. Estabilidades.

ABSTRACT

Containment structures aim at the stability of land masses in a location with marked topography. For many years techniques and theories have been studied, with the objective of knowing the behavior of these structures, in relation to the performance of the soil on the structure. The present work aims at the dimensioning of retaining walls in reinforced concrete (flexion) in a classical profile of different heights, after which, after due sizing, stability analysis, stress-strain analysis and global rupture analysis. Based on the loads and combinations of external loads that act on the containment, the principles of limit equilibrium are applied to relate the overall stability of this. And because, in this type of structure, depending on the excavation phases and/or the configuration of the internal rupture of the massif, they generate significant displacements for the support. As case studies, the retaining walls will have heights of 5, 6 and 7 meters, subjected to an overload of 20 kPa. Therefore, the study of strain-strain analysis aims at precision over conventional analyzes. For the study will be used the software Geo-Studio (2012), for stress-deformation analysis and thus evaluation of global geotechnical behavior.

Keywords: *Containment structures. Retaining walls. Stress-deformation. Stabilities.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Perfis de muros de gravidade	25
Figura 02 – Perfis de muros de alvenaria de pedra	25
Figura 03 – Muro em concreto ciclópico.....	26
Figura 04 – Muro gabião	27
Figura 05 – Perfis de muros de concreto armado corridos ou contínuos	28
Figura 06 – Muro com contraforte do lado maciço e cortina inteira.....	29
Figura 07 - Talude em vista lateral.....	31
Figura 08 – Método de Bishop	35
Figura 09 – Método das fatias - Fellenius	35
Figura 10 – Configuração básica para aplicação do Método de Morgenstern & Price	37
Figura 11 – Forças atuantes em fatia de largura infinitesimal.....	38
Figura 12 – Equilíbrio Plástico.....	40
Figura 13 – Equilíbrio Plástico no estado de repouso	41
Figura 14 – Empuxo resultante.....	41
Figura 15 – Equilíbrio Plástico no estado ativo.....	42
Figura 16 – Equilíbrio Plástico no estado passivo.....	43
Figura 17 – Empuxo Ativo	44
Figura 18 – Empuxo Passivo	44
Figura 19 – Tensões verticais e horizontais em uma massa de solo.....	45
Figura 20 – Teoria de Rankine	46
Figura 21 – Método de Rankine	47
Figura 22 – Método de Rankine – empuxo ativo	48
Figura 23 – Método de Rankine – empuxo ativo	48
Figura 24 – Teoria de Coulomb.....	49
Figura 25 – Sobrecarga distribuída.....	51
Figura 26 – Efeito sobrecarga - método de altura equivalente de terra.....	52
Figura 27 – Comportamento tensão-deformação-tempo para modelo elástico.....	53
Figura 28 – Modelo idealizado para o regime elástico.....	54
Figura 29 – Modelo idealizado para regime plástico perfeito	54
Figura 30 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo plástico.....	54
Figura 31 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o material viscoso.....	55
Figura 32 – Classificação de modelos de comportamento tensão-deformação em solos.....	56

Figura 33 – Curva tensão <i>versus</i> deformação para modelo elasto-plástico.....	57
Figura 34 – Pré-dimensionamento muro de arrimo em concreto armado (1)	68
Figura 35 – Pré-dimensionamento muro de arrimo em concreto armado (2)	68
Figura 36 – Estabilidades em muros de arrimo	69
Figura 37 – Segurança contra o deslizamento	70
Figura 38 – Segurança contra o tombamento	72
Figura 39 – Diagrama trapezoidal na base	74
Figura 40 – Pré-dimensionamento de talude no <i>software</i> GeoStudio módulo Slope – Ruptura global	78
Figura 41 – Entrada de dados do software para rotina de busca de superfícies de ruptura " <i>entry and exit</i> "	89
Figura 42 – Dados de entrada em " <i>Slip Surface</i> "	89
Figura 43 – Dados de entrada em " <i>Materials</i> "	90
Figura 44 – Dados de entrada em " <i>Materials</i> "	90
Figura 45 – Parâmetros efetivos do solo - Areia pouco siltosa	92
Figura 46 – Parâmetros efetivos do solo - Argila porosa vermelha	93
Figura 47 – Modelagem na rotina " <i>Insitu</i> " – Condições de contorno aplicadas	94
Figura 48 – Modelagem na rotina "Muro"	95
Figura 49 – Modelagem elemento de viga	95
Figura 50 – Malha elementos de elementos finitos	96
Figura 51 – Modelo estrutural muro de arrimo - perfil clássico.....	97
Figura 52 – Divisão geométrica perfil clássico	99
Figura 53 – Divisão do muro em seções.....	102
Figura 54 – Sapata - Seções 6 e 7.....	104
Figura 55 – 1º caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 5m.....	112
Figura 56 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 5m	113
Figura 57 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 5m.....	113
Figura 58 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 5m	114
Figura 59 – 1º caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 6m.....	115
Figura 60 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 6m	115
Figura 61 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 6m.....	116
Figura 62 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 6m	116
Figura 63 – 1º caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 7m.....	117
Figura 64 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 7m	118

Figura 65 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 7m.....	118
Figura 66 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 7m	119
Figura 67 – Malha de elementos finitos	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo N_{spt}	20
Tabela 02 – Peso específico de solos argilosos	21
Tabela 03 – Peso específico de solos arenosos.....	21
Tabela 04 – Ângulo de atrito na interface solo-muro	50
Tabela 05 – Fator α de correlação de E_s com q_c	58
Tabela 06 – Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{spt}	58
Tabela 07 – Parâmetros do modelo elasto-plástico dos solos	59
Tabela 08 – Coeficiente de Poisson.....	59
Tabela 09 – Módulo de deformação longitudinal a compressão	61
Tabela 10 – Resistência característica à compressão do concreto das classes I e II	63
Tabela 11 – Propriedade dos aços para concreto armado.....	65
Tabela 12 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	65
Tabela 13 – Cobrimentos nominais de acordo com a Classe de agressividade.....	66
Tabela 14 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração	75
Tabela 15 – Fatores de capacidade de carga.....	76
Tabela 16 – Coeficientes de ponderação	79
Tabela 17 – Parâmetros médios do solo	87
Tabela 18 – Parâmetros dos estudos dos solos	88
Tabela 19 – Pré-dimensionamento Perfil clássico - 5 m	98
Tabela 20 – Pesos e Mom. Restit. - Perfil clássico - 5 m (Ponto A)	100
Tabela 21 – Braço de alavanca e Mom. Fletor (Ponto B)	101
Tabela 22 – Dados de todas as seções - Perfil clássico - 5 m.....	105
Tabela 23 – Dados dos cálculos das armaduras em todas as seções	106
Tabela 24 – Verificação armadura de cisalhamento - Perfil clássico - 5 m	107
Tabela 25 – Quadro de Ferro - Perfil clássico - 5 m.....	108
Tabela 26 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 5 m	109
Tabela 27 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 6 m	110
Tabela 28 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 7 m	111
Tabela 29 – Parâmetros das modelagens dos muros de 5 m	112
Tabela 30 – Parâmetros das modelagens dos muros de 6 m	114
Tabela 31 – Parâmetros das modelagens dos muros de 7 m	117

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	16
1.2 Objetivos.....	16
1.2.1 Geral	16
1.2.2 Específicos.....	17
1.3 Metodologia.....	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 Parâmetros de resistência do solo	19
2.1.1 SPT - Standard Penetration Test.....	19
2.1.2 Peso específico	20
2.1.3 Coesão	21
2.1.4 Ângulo de atrito interno.....	22
2.1.5 Resistência ao cisalhamento	23
2.2 Estrutura de Contenção	23
2.3 Tipos de muro de arrimo	24
2.3.1 Muro de gravidade.....	24
2.3.2 Muro de concreto armado – Flexão.....	27
2.4 Estabilidade de Taludes	31
2.4.1 Método de Equilíbrio Limite (LEM).....	32
2.5 Empuxos de Terra	39
2.5.1 Equilíbrio plástico – ativo, passivo e repouso	39
2.5.2 Empuxo ativo.....	44
2.5.3 Empuxo passivo.....	44
2.5.4 Estado de repouso.....	45
2.5.5 Procedimento de cálculo do empuxo.....	45
2.5.6 Teoria de Rankine.....	45
2.5.7 Teoria de Coulomb	49
2.6 Sobrecargas	51
2.7 Comportamento tensão-deformação em contenções	52
2.7.1 Modelo Elástico.....	53
2.7.2 Modelo Plástico	54
2.7.3 Modelo Viscoso.....	55
2.7.4 Modelos combinados.....	55
2.7.5 Parâmetros dos Solos para análise tensão-deformação	57
2.7.6 Parâmetros do Concreto para análise tensão-deformação	59
2.8 Concreto Armado	61
2.8.1 Vantagens do concreto.....	61
2.8.2 Desvantagens do concreto	62
2.8.3 Resistência à compressão do concreto.....	62
2.8.4 Resistência à tração do concreto.....	63
2.8.5 Módulo de deformação longitudinal.....	64
2.8.6 Aço	64
2.8.7 Formas	65
2.8.8 Classe de agressividade ambiental	65
3 METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO	67

3.1 Pré-dimensionamento.....	67
3.1.1 Pré – dimensionamento, muro em concreto armado (perfil clássico)	67
3.2 Análises	68
3.2.1 Deslizamento	69
3.2.2 Tombamento	72
3.2.3 Tensões no solo (Capacidade de carga da fundação)	73
3.2.4 Ruptura global	77
3.3 Dimensionamento das armaduras de flexão	78
3.3.1 Armaduras de distribuição e secundária de flexão	80
3.3.2 Comprimento de ancoragem.....	81
3.3.3 Momento de fissuração.....	81
4. DIRETRIZES PARA O ESTUDO DE CASO	83
5. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ADOTADOS	84
5.1 Parâmetros adotados para cálculos manuais.....	84
5.2 Parâmetros dos solos para análise de estabilidade.....	86
5.3 Parâmetros adotados para análise tensão-deformação.....	90
6. MEMÓRIA DE CÁLCULO	97
6.1 Perfil clássico com h = 5 metros	97
6.1.1 Modelo estrutural.....	97
6.1.2 Pré-dimensões.....	98
6.1.3 Cálculo do empuxo.....	98
6.1.4 Verificação da estabilidade.....	99
6.1.5 Verificação dos esforços no muro e cálculo de armaduras	101
6.1.6 Verificação de armadura da força cortante.....	106
6.1.7 Armadura de distribuição	107
6.1.8 Ancoragem das barras	107
6.1.9 Verificação do momento de fissuração	108
6.1.10 Quadro de ferro e armaduras	108
6.1.11 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 5 metros	109
6.1.12 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 6 metros	110
6.1.13 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 7 metros	111
7. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL – GEOSTUDIO (2012)	112
7.1 Muro perfil clássico – 5m.....	112
7.2 Muro perfil clássico – 6m.....	114
7.3 Muro perfil clássico – 7m.....	117
7.4 Discussão das análises de estabilidade global – GeoStudio (2012).....	119
8. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO – GEOSTUDIO (2012)	121
8.1 Muro 5 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga).....	121
8.2 Muro 6 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga).....	123
8.3 Muro 7 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga).....	124
8.4 Muro 5 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga).....	125
8.5 Muro 6 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga).....	126
8.6 Muro 7 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga).....	128

8.7 Discussões das análises	129
9. CONCLUSÃO.....	131
REFERÊNCIAS	132
APÊNDICE A – Pré-dimensionamento perfil clássico.....	136
ANEXO A – Momentos fletores em lajes com carga triangular	137
ANEXO B – Momentos fletores em lajes com carga triangular	138
ANEXO C – Flechas em lajes com carga triangular	139
ANEXO D – Flechas em lajes com carga uniforme.....	140
ANEXO E – Relatório de sondagem de solo SPT (exemplo)	141
ANEXO F – Projeto perfil clássico 5 metros.....	142
ANEXO G – Projeto perfil clássico 6 metros	144
ANEXO H – Projeto perfil clássico 7 metros	146

1 INTRODUÇÃO

Em alguns casos existe a necessidade de estruturas que contenham uma massa de solo, isso sempre que houver uma topografia acidentada em terrenos, como em divisas de lotes.

Essas estruturas recebem o nome de estruturas de contenção ou de arrimo, e podem ser executadas de diversos tipos de materiais e em locais de acordo com a ocupação territorial do homem.

Esse tipo de estrutura demanda conhecimento amplo sobre as ações atuantes entre a contenção e a massa de solo. O método construtivo a ser empregado, varia de acordo com os carregamentos atuantes nas estruturas, e para assim projetá-la estruturalmente.

No presente trabalho apresenta-se um estudo em relação à estrutura de contenção mais detalhadamente. No referencial teórico foi abordado: solo, muros de arrimo, métodos de equilíbrio limite, empuxos, sobrecargas, comportamento tensão-deformação nesse tipo de estrutura, materiais, normas referências, pré-dimensionamento, estabilidades e dimensionamento de armaduras.

Como caracterização do estudo de caso, apresenta-se a metodologia utilizada, os dimensionamentos e as verificações.

1.1 Justificativa

De acordo com a literatura técnica em relação a estruturas de contenção e estabilidade de taludes, há recomendações de alturas limites para muros de arrimo, de acordo com o perfil a ser utilizado. Como exemplo, um muro de arrimo em concreto armado com perfil clássico (será abordado no decorrer do trabalho), é viável para alturas entre dois e quatro metros, caso sendo superior a isso, ele se torna inviável.

1.2 Objetivos

Para este trabalho, foram estipulados alguns objetivos, subdivididos em geral e específicos.

1.2.1 Geral

Propor uma análise de tensão-deformação e estabilidade global de muros de arrimo de concreto armado (flexão) em perfil clássico, de diferentes alturas, onde desta maneira realizar-se-á um estudo comparativo entre os valores encontrados. Os muros, pré-dimensionados, irão

conter taludes com mesmas características geotécnicas, porém com alturas diferentes, onde estas não estão dentro da literatura técnica recomendada.

O Programa Geo-Studio (*Geo-Slope International*, 2012) atende estes pré-requisitos e permite o acoplamento entre os módulos Slope/W e Sigma/W e tal possibilidade viabiliza o estudo de estabilidade de uma estrutura de contenção, utilizando-se dos métodos por equilíbrio limite e por tensão-deformação, respectivamente, caracterizando-se, assim, o comportamento geotécnico da estrutura em termos de sua estabilidade global (valores de FS) e em termos da magnitude dos deslocamentos mobilizados (tanto horizontais como verticais). Assim, constituiu a ferramenta computacional utilizada na presente pesquisa.

1.2.2 Específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica referente ao assunto;
- Apontar os principais conceitos necessários para projetos de muros de arrimo;
- Demonstrar, conceituar e caracterizar as ações atuantes;
- Mostrar as metodologias construtivas de muros de arrimo;
- Apresentar os *layouts* dos muros que será o estudo do trabalho;
- Pré-dimensionar as contenções, com base na referência apresentada;
- Determinar os parâmetros do solo, igualmente a todos os muros;
- Elaborar as verificações de tensão-deformação e estabilidades, inclusive a de ruptura global.

1.3 Metodologia

Em primeiro momento, consiste no levantamento teórico relacionado às referências bibliográficas que se referem à literatura técnica sobre: Estruturas de Contenção e Muros de Arrimo.

Foram utilizados como referências, livros, teses, artigos, e normas técnicas brasileiras publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Na primeira parte, serão caracterizados os elementos de estudo, e assim obter as diretrizes para cada estudo de caso. Como teorias de pré-dimensionamento serão utilizadas as propostas de Marchetti (2007).

Serão determinados os parâmetros do solo, a caracterização dos esforços, as verificações, dimensionamentos e posteriormente fazer a análise comparativa de tensão-deformação e estabilidades dos diferentes estudos de caso.

Além dos conceitos e teorias, contidos no levantamento teórico, para auxiliar o estudo de caso, serão utilizados *softwares* como AutoCAD (AutoDesk, 2010) e GeoStudio (*Geo-Slope International, 2012*), para dimensionamento e as análises, respectivamente.

Em relação aos parâmetros determinados, serão determinadas as ações atuantes no muro, as quais associarão não somente os esforços provocados pelas características geotécnicas presentes, mas, também, o efeito da sobrecarga. Para isto, será utilizado o método proposto por Coulomb e Rankine, demonstrado no item 2.5.

As pré-dimensões das estruturas calculadas estão apresentadas nos anexos. Com elas e com os valores dos esforços atuantes calculados, serão feitas as verificações de tensão-deformação e de estabilidades. As verificações executadas neste trabalho são 4 e serão executadas conforme prescritas do item 3.2 deste trabalho:

- Verificação da segurança ao Deslizamento;
- Verificação da segurança ao Tombamento;
- Verificação da segurança à capacidade de carga da fundação;
- Verificação à ruptura global;

Como se trata do dimensionamento de estruturas em concreto armado torna-se necessário o dimensionamento das armaduras e, conseqüentemente, as verificações necessárias. Este dimensionamento e, também, as verificações serão feitas conforme métodos e fórmulas apresentadas no referencial teórico.

Com o dimensionamento e as verificações feitas, será levantada para cada dos muros, a análise de tensão-deformação e estabilidades de cada um, fazendo posteriormente um comparativo entre eles.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Parâmetros de resistência do solo

Pinto (2006) refere-se à resistência do solo ressaltando o fenômeno de cisalhamento que acontece em certas ocasiões, como em uma sapata (fundação) que chega a ruptura por conta de um carregamento excessivo, ou até mesmo quando ocorre o escorregamento de um talude. A resistência a esse fenômeno define a máxima tensão de cisalhamento que o solo em estudo poderá suportar sem sofrer nenhum dano.

2.1.1 SPT - Standard Penetration Test

De acordo com a ABNT (NBR 6484:2001), o objetivo da realização do ensaio de penetração, SPT (*Standard Penetration Test*) é o simples reconhecimento de solos, tendo por finalidades:

- Determinação dos tipos de solo;
- Posição do nível d'água;
- Índices de penetração (Nspt) a cada metro.

A NBR 6484 (2001) relata que o índice de penetração do SPT (Nspt), é determinado a partir do número de golpes correspondentes à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a primeira cravação de 15 cm, onde se utiliza uma corda de sisal para o levantamento do martelo padronizado.

Como o solo pode ser classificado segundo a estimativa dos valores do Nspt, a ABNT (NBR 6484:2001), apresenta a Tabela 01 abaixo.

Tabela 01 – Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo Nspt

Solo	Índice de resistência à penetração (N₇₀)	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 – 8	Pouco compacta (o)
	9 – 18	Mediamente compacta (o)
	19 – 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média (o)
	11 – 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: ABNT (NBR 6484:2001)

2.1.2 Peso específico

Caputo (1996) define que o peso específico (γ_g) das partículas de solo, se dá pela razão entre o peso da massa sólida e a unidade de volume, de acordo com a equação 01:

$$\gamma_g = \frac{P}{V} \text{ (N/m}^3\text{)} \quad (01)$$

De acordo com a NBR 6502 (1995), o peso específico tem várias relações, classificando os pesos específicos de acordo com a listagem abaixo:

- Peso específico seco: relação entre o volume total e o peso seco do solo (estado sólido);
- Peso específico natural: relação entre o volume total (estado natural) e o peso total (fases sólida e líquida);
- Peso específico saturado: é o peso específico de um solo no qual os vazios estão preenchidos por água;
- Peso específico submerso: relação entre o peso dos grãos de uma massa de solo, subtraído do peso da água deslocada pelos grãos, e o volume total da massa, ou ainda, a subtração entre peso específico saturado menos o peso específico da água.

Quando há ausência de ensaios deve-se embasar nas Tabelas 02 e 03, apresentadas abaixo, que foram determinados com base na compactidade da areia e da consistência de argila. Esses dois fatores, compactidade e consistência, se dão ao fato do índice de resistência a penetração, obtido pelo SPT, (Godoy, 1972, apud Cintra e Aoki, 2010).

Tabela 02 – Peso específico de solos argilosos

Nspt	Consistência	γ (kN/m³)
≤ 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), adaptado

Tabela 03 – Peso específico de solos arenosos

Nspt	Compacidade	Areia Seca	γ (kN/m³)	
			Areia Úmida	Areia Saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Mediamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

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

2.1.3 Coesão

De acordo com a ABNT (NBR 6502:1995), a coesão é uma parcela da resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal que esteja atuando. Isso é provocada pela atração físico-química entre as partículas ou pela consolidação entre elas.

Almeida (2005) afirma que a coesão é inversamente proporcional ao diâmetro das partículas, assim, quanto menores estas forem, maior será a coesão entre as partículas. Levando a seguinte conclusão, que solos finos, como siltes e argilas, são solos coesivos.

A coesão se difere em duas, sendo a coesão aparente e a coesão verdadeira, onde respectivamente uma é a resultante da pressão capilar da água contida nos solos, se

comportando como pressão externa, e a outra são devidas as forças eletroquímicas de tração entre as partículas de argila, dependendo de vários fatores (CAPUTO, 1996).

Em concordância com Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, p.35), quando na ausência de ensaios laboratoriais, estima-se o valor da coesão de acordo com a equação 02, que é a correlação entre o índice de resistência à penetração N_{spt} :

$$c = 10 * N_{spt} \quad (02)$$

Onde:

- c = Coesão do solo em kPa;
- N_{spt} = Índice de resistência à penetração obtida pelo ensaio de SPT.

2.1.4 Ângulo de atrito interno

Ângulo de atrito é o ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, que representa as resistências ao cisalhamento da rocha em relação a diferentes tensões normais. (ABNT NBR 6502:1995)

Para Pinto (2010 apud SILVA E CARVALHO, 2007) o ângulo de atrito interno do solo é o maior ângulo que a força aplicada ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, não havendo o cisalhamento do solo no plano de ruptura.

Cintra e Aoki (2010) apresentam correlações empíricas para se estimar o ângulo de atrito interno, a correlação desse parâmetro é junto aos valores do índice de resistência a penetração (N_{spt}).

Godoy (1983 apud CINTRA; AOKI, 2010, p. 36) sugere a seguinte equação:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * N_{spt} \quad (03)$$

Teixeira (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, p.36) sugere a equação abaixo:

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \quad (04)$$

2.1.5 Resistência ao cisalhamento

Em sua obra, Caputo (1996) afirma que a capacidade dos solos em suportar cargas e manter sua estabilidade, depende diretamente da resistência ao cisalhamento do solo, sendo que toda e qualquer massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida.

Vários problemas de Engenharia estão relacionados com a resistência ao cisalhamento do solo e uma delas é fruto deste estudo, ou seja, estabilidade e contenção de taludes, empuxos de terra sobre paredes de contenção e capacidade de carga de fundação.

Ainda de acordo com Caputo (1996), a resistência ao cisalhamento, segundo a equação 05 que foi estipulada por Coulomb, se compõem basicamente de duas componentes: coesão e atrito entre as partículas. A denominação atrito interno de um solo, possui não apenas o "atrito físico" entre as partículas, como também o "atrito fictício" proveniente do entrosamento das partículas. A superfície de contato dos solos, não é nítida, mas sim com uma infinidade de contatos pontuais.

$$\tau = c' + \sigma' * tg\phi' = c' + (\sigma - u) * tg\phi' \quad (05)$$

Onde:

- c' e ϕ' = Parâmetros de resistência do solo – coesão e atrito;
- σ' = Tensão normal efetiva;
- σ = Tensão normal total;
- u = Poropressão.

2.2 Estrutura de Contenção

De acordo com Barros (2014), as obras civis construídas com o propósito de proporcionar estabilidade contra a ruptura de sólidos de terra ou rocha são consideradas Estruturas de Contenção ou de arrimo. Essas estruturas concedem suporte a estes sólidos e evitam o escorregamento causado pelo peso próprio e/ou por carregamentos.

Barros (2014) ainda ressalta que para a escolha do tipo correto de contenção, deve-se estar associado a três fatores básicos: fator físico, geotécnico e econômico. Onde, o fator físico brevemente está associado à altura da estrutura. Para o fator geotécnico o autor diz que se leva em consideração a tipologia do solo, sua capacidade de suporte do solo base, além do

estudo de presença ou falta de lençol freático. E por último, o fator econômico que se associa a disponibilidade de mão de obra qualificada e materiais, tempo de execução e custo final da estrutura. Moliterno (1980) afirma que em vários casos, a implantação de um muro de contenção pode ter seu custo mais elevado do que o da edificação em si.

Gerscovich (2010) relata que os muros de arrimo podem ser construídos de inúmeras maneiras, destacando-se: alvenaria (tijolos e pedras), concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais. De acordo com a autora, estas estruturas podem ser de diversos tipos: gravidade (de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (sendo com ou sem contraforte) e ainda, com ou sem tirantes.

2.3 Tipos de muro de arrimo

Conforme o DER/SP (2005), os muros de arrimo possuem vários tipos de perfis e podem ser construídos de várias maneiras: os de gravidade (executados de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), e os de flexão que são construídos em concreto armado, com ou sem contraforte, e com ou sem tirantes.

Para este trabalho, será realizado o dimensionamento para muros de arrimo de flexão sem contraforte, no caso em concreto armado.

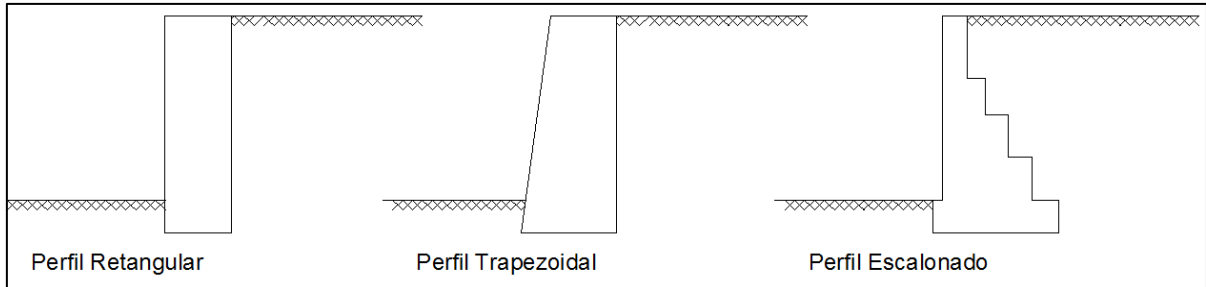
2.3.1 Muro de gravidade

Segundo Gerscovich (2010), os muros de gravidade são contenções resistentes a empuxos horizontais através do peso próprio. São utilizados, geralmente, para vencer os desníveis (pequenos e médios), com alturas de até 5 metros. Vários tipos de materiais podem ser utilizados na execução desse tipo de muro, onde sua estrutura é formada por um corpo maciço e os materiais geralmente são pedra, concreto, gabiões ou pneus.

Uma das características mais importantes dos muros de arrimo de gravidade são o lançamento e compactação do solo de aterro depois da construção do muro, ou ainda, isso ocorrendo durante a construção, como no caso das estruturas de gabiões. A vantagem principal desse tipo de contenção é sua simplicidade de execução, onde não requer mão-de-obra especializada. (BARROS, 2014)

Três perfis básicos podem ser projetados para muros de gravidade, respectivamente são o de perfil retangular, o perfil trapezoidal e o perfil escalonado, Domingues (1997) ressalta isso conforme a Figura 01:

Figura 01 – Perfis de muros de gravidade

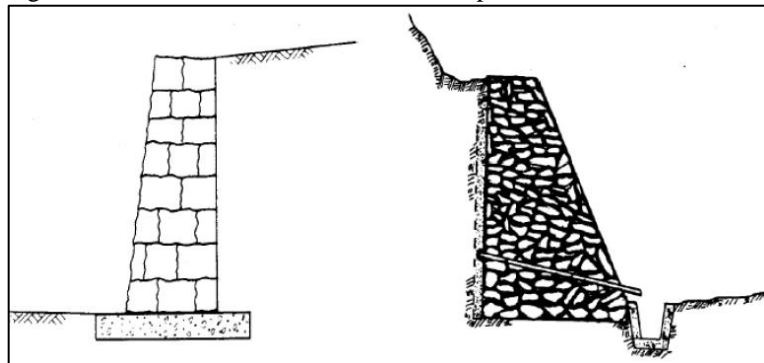


Fonte: Domingues (1997), adaptado

2.3.1.1 Muro de alvenaria de pedra

Segundo Gerscovich (2010), os muros de alvenaria de pedra, ilustrado na Figura 02, consistem na utilização de pedras para a construção da contenção, onde estas podem estar unidas ou não com argamassa. Quando essa união não possui argamassa, a resistência é adquirida a partir da interligação dos blocos de pedras. Esse tipo de muro tem como vantagem, a simplicidade de construção e, também dispensa os dispositivos de drenagem, pois seu material é drenante. Já em relação aos muros com argamassa, estes podem ser utilizados para alturas de 3 metros (oposto aos muros sem argamassa), porém nesse caso os dispositivos de drenagem são necessários, pois a argamassa retira a propriedade de drenagem do muro.

Figura 02 – Perfis de muros de alvenaria de pedra

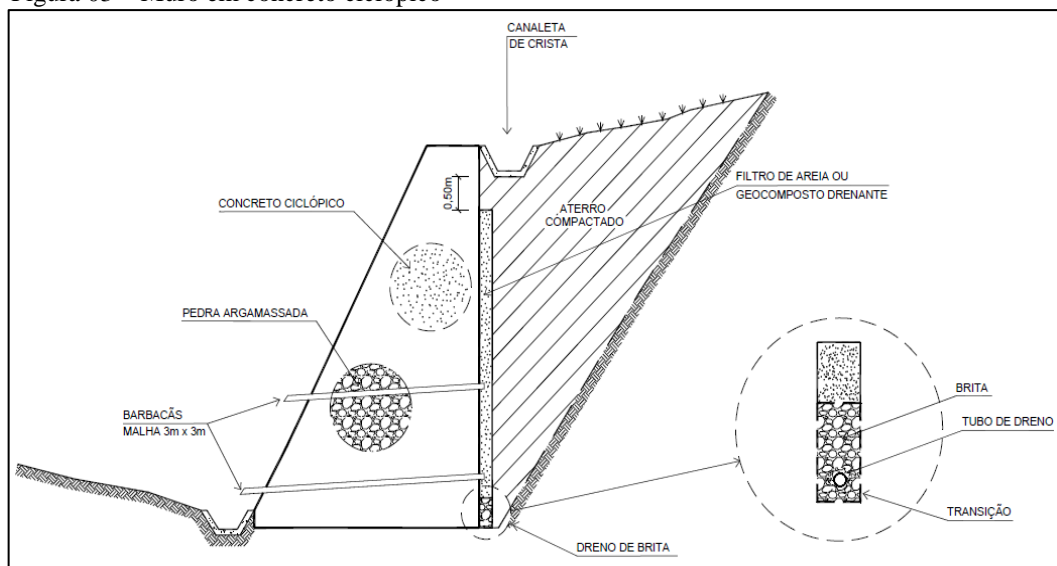


Fonte: Gerscovich (2010)

2.3.1.2 Muro de concreto ciclópico

De acordo com Gerscovich (2010), o muro em concreto ciclópico, ilustrado na Figura 03, é uma estrutura de contenção executada através do preenchimento de formas com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas e grandes. Uma desvantagem relevante em relação aos outros muros é a impermeabilidade. Com isso, necessita-se de um sistema de drenagem de qualidade. Geralmente sua seção transversal é trapezoidal, com uma largura em média de 50% da altura do muro.

Figura 03 – Muro em concreto ciclópico



Fonte: DER/SP (2005)

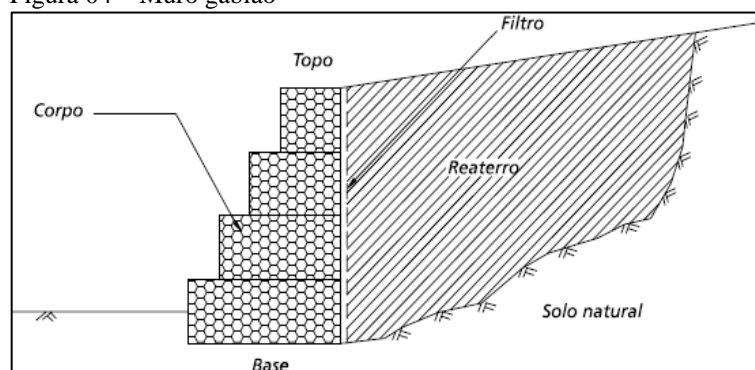
2.3.1.3 Gabião

Conforme Barros (2014), os Gabiões são elementos modulares, com formas variadas, confeccionados com telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção. Estas telas são costuradas em diversos formatos e para variadas finalidades, porém a mais comum é a com formato de caixa. Na qual estas caixas são preenchidas com pedras de formato adequadas, para assim formar a estrutura destinada à estabilidade da contenção. Essa execução (montagem e enchimento) pode ser manual ou mecanizada.

As principais características desse muro são a flexibilidade (permite que a estrutura se acomode a recalques diferenciais) e a permeabilidade. (GERSCOVICH, 2010)

O muro de arrimo de gravidade de gabião é ilustrado na Figura 04 abaixo:

Figura 04 – Muro gabião



Fonte: Barros (2014)

2.3.2 Muro de concreto armado – Flexão

Gerscovich (2010), diz que os muros de flexão em concreto armado são estruturas com características mais esbeltas e com seções transversais geralmente em formato de “L”. São muros que resistem aos empuxos de flexão, com parte do peso próprio do maciço de terra, que se localiza sobre a base do “L”. Como dimensões consideráveis, alguns autores não afirmam que esse muro seja algo viável para alturas superiores a 5 metros. Já as lajes de base, apresentam largura entre 50 a 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão, e se preciso, no caso de alturas maiores, empregam-se vigas de enrijecimento.

Estes muros são compostos basicamente de duas lajes, sendo uma vertical e outra horizontal. Onde a laje vertical é considerada engastada em sua base, com extremidade superior em balanço. A horizontal, por sua vez, fica apoiada no terreno, e possui a finalidade estrutural de equilíbrio do empuxo, e servindo como sapata. (DOMINGUES, 1997)

Domingues (1997) afirma que o peso próprio deste tipo de muro é menor se comparado aos muros de gravidade, onde essa característica leva a permitir que sua execução seja realizada também em solos de baixa resistência de suporte, sendo feita uma análise conveniente da fundação e uso de estacas. Isto acontece por conta do equilíbrio gerado pelo peso próprio de solo sobre a base/sapata.

Ainda em concordância com Domingues (1997), a laje vertical recebe o empuxo da massa de terra, enquanto a laje horizontal recebe os pesos próprios da laje vertical e do maciço de terra. Para a escolha, consideram-se os aspectos abaixo:

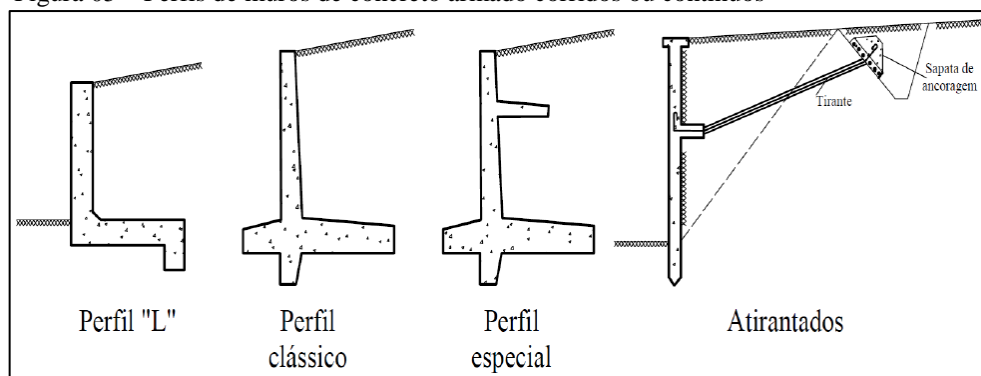
- Dificuldade de compactação do aterro na junção;
- Acréscimo de terreno necessário;
- Formas, armaduras e concreto.

Moliterno (1994), em seu livro, destaca as possibilidades de perfis destes muros, como muros isolados que subdividem em corridos ou contínuos, os com gigantes ou contrafortes e os muros ligados às estruturas.

Os muros corridos ou contínuos, como demonstrado na Figura 05, podem ser:

- Com perfil “L” (altura até 2 metros);
- Com perfil clássico (altura entre 2 e 4 metros);
- Com perfis especiais (altura entre 2 e 4 metros);
- Atirantados (altura entre 4 e 6 metros).

Figura 05 – Perfis de muros de concreto armado corridos ou contínuos



Fonte: Moliterno (1994), adaptado

Segundo Moliterno (1994), os muros indicados para alturas entre 6 e 9 metros, são os muros gigantes ou contrafortes, e podem ser:

- Com contraforte do lado maciço (cortina inteira ou subdividida);
- Com contrafortes do lado externo do muro;
- Com contrafortes sobre estacas (estas verticais ou inclinadas).

Marchetti (2007) recomenda os muros com contrafortes, identificado na Figura 06, para alturas maiores que 6 metros, e para facilidade do cálculo da estrutura recomenda-se:

- Instalar os contrafortes nas duas extremidades do muro, além de a cada 50% da altura. Essas medidas objetivam-se em considerar a parede vertical armada em uma só direção;
- O cálculo da cortina deve ser feito, considerando uma só direção (horizontal), como viga contínua, apoiada nos contrafortes com os momentos:

$$M_{positivo} = \frac{p * l^2}{24} \quad (06)$$

$$M_{negativo} = \frac{p * l^2}{12} \quad (07)$$

Onde:

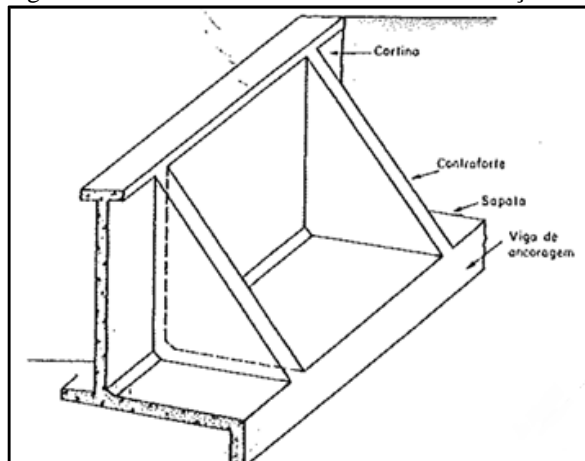
- M = Momento fletor (kN.m)
- p = Carregamento total (kN/m²);
- l = Comprimento(m).
- Para o cálculo do contraforte, usa-se a carga da cortina:

$$q = 1,13 * P1 * Lengastado \quad (08)$$

Onde:

- q = Reação de apoio (kN/m);
- P1 = Carregamento (kN/m²);
- Lengastado = Comprimento do lado engastado (m).
- A laje de fundo deverá ser calculada em uma única direção, com viga contínua, apoiada nos contrafortes, com as cargas de reação do terreno, do solo e, também, do concreto. O balanço deverá ser calculado com a reação do terreno.

Figura 06 – Muro com contraforte do lado maciço e cortina inteira



Fonte: Moliterno (1994)

Pinheiro (2007) apresenta em sua obra, processos numéricos utilizados na confecção de tabelas, como as de Bares. As tabelas contidas nos anexos A e B foram baseadas em Bares (1972), com coeficiente de Poisson equivalente a 0,15. Ele ainda ressalta que o uso dessas tabelas é muito parecido com as tabelas de reação de apoio. Os coeficientes tabelados (μ) são adimensionais, sendo que os momentos fletores por unidade de largura são dados pelas expressões:

$$M_x = \mu_x * p * \frac{l_x^2}{100} \quad (09)$$

Onde:

- M_x = Momento fletor (kN.m/m)
- μ_x = Coeficiente (tabelado);
- p = Carregamento (kN/m²);
- l_x = Comprimento menor (m).

Para tanto, além de M_x , temos os momentos M_x , M_y , M_y , entre outros de acordo com a tabela utilizada. Pinheiro (2007) ainda explica que M_x são momentos fletores na direção do vão l_x e M_y na direção do vão l_y .

Para a determinação de momentos fletores em muros de arrimo, as tabelas a serem utilizadas (anexos A e B) tem vinculação do tipo 10, referente à sobrecarga e a do tipo 22, para carga triangular causada pelo empuxo. Além da determinação de momentos fletores, Pinheiro (2007) apresenta a equação para o cálculo das flechas (a_i):

$$a_i = \frac{\alpha}{100} * \frac{b}{12} * p * \frac{l_x^4}{E_c * I} \quad (10)$$

Onde:

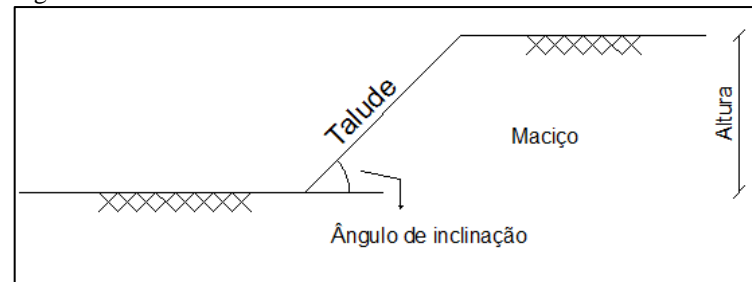
- b = Largura da seção;
- p = carga;
- l_x = menor vão;
- E_c = módulo de elasticidade;
- I = Momento de inércia;

- α = Coeficientes retirados da tabela (Anexos C e D)

2.4 Estabilidade de Taludes

De acordo com Gerscovich (2016) talude, conforme representado na Figura 07, é toda superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, sendo este natural, que se denomina encosta, ou construídos pelo homem, este sendo os aterros e cortes.

Figura 07 - Talude em vista lateral



Fonte: A autora

No caso de taludes construídos pelo homem, Gerscovich (2016) afirma que os cortes devem ser executados com altura e inclinação adequadas, visando à estabilidade da obra.

Dentre os métodos para aumentar a estabilidade dos taludes, Moliterno (1994) ressalta a diminuição da inclinação, a drenagem, bermas, estaqueamento no pé do talude, muros de arrimo, chumbamento, revestimento, obstrução de fissuras e injeções. No seguinte trabalho, o método de estudo será o de muro de arrimo.

Para o projeto de um muro de arrimo, Moliterno (1994) afirma a repetição sucessiva de 2 passos:

- 1) Determinação ou estimativa das dimensões, onde o projetista embasa-se na sua experiência e observação, ou orienta-se por fórmulas empíricas;
 - 2) Verificação da estabilidade dos esforços atuantes, onde se determina as forças que atuam na estrutura, sendo peso próprio, empuxos, cargas eventuais e reações do solo.
- Assim, tendo a ideia da estabilidade para a estrutura como um todo.

2.4.1 Método de Equilíbrio Limite (LEM)

Pereira (2016) afirma que para a análise de estabilidade global de taludes (reforçado ou não), o método de equilíbrio limite (LEM) e o método numérico, por elementos finitos (FEM), são métodos utilizados para as metodologias de uso da engenharia geotécnica. O autor ainda afirma que a diferença entre eles é que os métodos de equilíbrio limite baseiam-se na análise do equilíbrio estático das forças e/ou momentos que atuam na estrutura, já no método por elementos finitos se baseia nas relações de tensão-deformação dos materiais.

Ainda segundo Pereira (2016) o método de equilíbrio limite analisa a estabilidade de uma massa de solo (reforçado ou não) onde o processo incipiente de colapso dessa massa de solo acontece ao longo de uma superfície pré-estabelecida de ruptura (plana, circular, poligonal ou mista).

Segundo Gomes (2011) a Teoria de Equilíbrio Limite, pode ser aplicada a análise de estabilidades, onde se realiza a aplicação de um dos três métodos:

- Método geral: É aplicada a toda massa de solo (instável) as condições de equilíbrio, onde o comportamento da massa de solo é de um corpo rígido;
- Método das fatias: A massa de solo (instável) é dividida em fatias (verticais, geralmente), e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada fatia separadamente;
- Método das cunhas: A massa de solo (instável) é dividida em cunhas, sendo aplicadas as condições de equilíbrio separadamente.

Em geral, o método das fatias é o mais utilizado, pois admite que a massa instável, se comporte como um corpo rígido e os materiais presentes comportem-se como rígido-plástico, sendo os parâmetros resistentes independentes do comportamento de tensão-deformação (Jiménez, 2008).

A verificação da estabilidade de um talude deve sempre ocorrer, afirma Das (2007), pois é a partir dessa análise que se verifica a segurança do talude em si. Nessa verificação, envolve a determinação da tensão de cisalhamento, acerca da superfície de ruptura mais provável, e a comparação desta com a resistência do solo ao cisalhamento.

Das (2007), ainda afirma que essa análise de estabilidade é de difícil realização, por conta da percolação através do talude e da escolha de uma superfície potencial de deslizamento, contrário a avaliação das variáveis, como exemplo a estratificação do solo e os parâmetros de resistência ao cisalhamento no local.

Em sua obra Das (2007), demonstra que na análise de estabilidade do talude determina-se o fator de segurança (FS), podendo ser definido como:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (11)$$

Onde:

- FS = Fator de segurança em relação à resistência;
- τ_f = Resistência média ao cisalhamento do solo;
- τ_d = Resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

Para a resistência ao cisalhamento de um solo, Das (2007) apresenta que há duas componentes, a coesão e o atrito, podendo ser escrita como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (12)$$

Onde:

- c' = Coesão;
- σ' = Tensão normal na superfície potencial de ruptura;
- ϕ' = Ângulo de atrito.

Similar a isso, pode se escrever:

$$\tau_d = c'_d + \sigma'_d \operatorname{tg} \phi'_d \quad (13)$$

Onde:

- c'_d = Coesão mobilizado ao longo da superfície potencial de ruptura;

- $\phi'_d = \hat{\text{Ângulo de atrito mobilizado ao longo da superfície potencial de ruptura.}}$

Substituindo as equações (12) e (13), na equação (11), teremos:

$$FS = \frac{c' + \sigma' tg\phi'}{c'_d + \sigma' tg\phi'_d} \quad (14)$$

Assim, admitem-se os fatores de segurança em relação à coesão e em relação ao atrito:

$$Fc' = \frac{c'}{c'_d} \quad (15)$$

$$F\phi' = \frac{tg\phi'}{tg\phi'_d} \quad (16)$$

A partir da observação das equações (15) e (16), verificamos que os fatores de segurança para Fc' e $F\phi'$, são equivalentes, assim:

$$FS = Fc' = F\phi' \quad (17)$$

FS tem valor equivalente a 1, quando o talude se encontra em estado de ruptura iminente. Já para um projeto de talude estável, o fator de segurança em relação à resistência é de 1,5. (DAS, 2007)

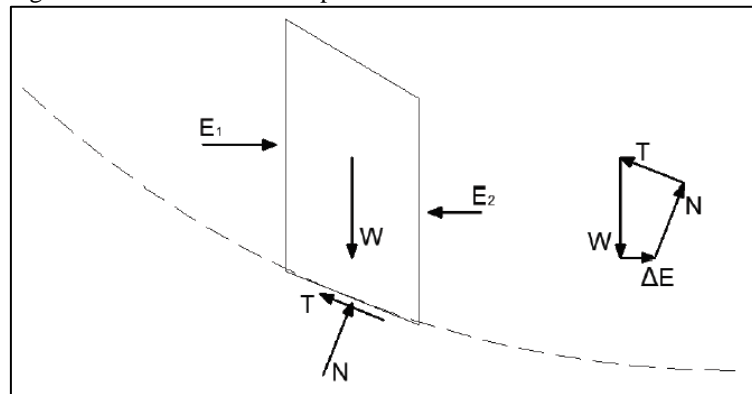
2.4.1.1 Método de Bishop

O Método de Bishop (1955) foi desenvolvido para análise de estabilidade de taludes, método mais refinado do que o método comum das fatias, neste método o efeito das forças nas faces de cada fatia é considerado até certo ponto. (DAS, 2007)

Silva (2011) afirma que esse método ignora as forças de corte entre as fatias, considerando apenas as forças normais entre as fatias, como mostrado na Figura 08, e satisfaz apenas o equilíbrio de momentos (de onde deriva o fator de segurança). Os bons resultados de

FS que este método fornece para determinado tipo de análises motivaram o seu estudo mais aprofundado. Zhu (2008) mostra que o fato de as forças de corte entre fatias não aparecerem na equação do fator de segurança não quer dizer que sejam zero, mas sim que um dos termos dessa equação seja zero. Tal acontece se se assumir uma distribuição adequada das forças de corte verticais entre fatias que satisfaça, ao mesmo tempo, o equilíbrio de forças horizontais. Daí a sua precisão quando comparado com outros métodos. A reação normal na base é obtida através do equilíbrio de forças segundo a direção vertical.

Figura 08 – Método de Bishop

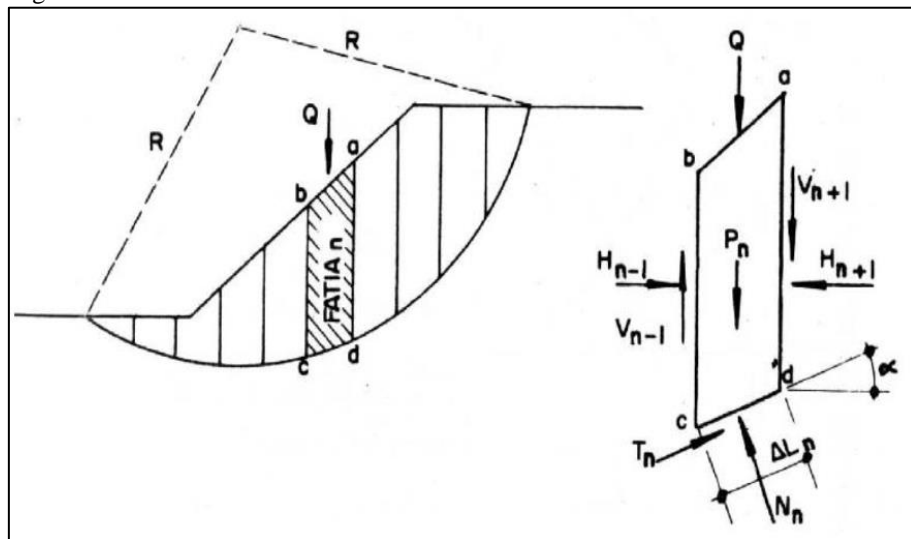


Fonte: Silva (2011)

2.4.1.2 Método de Fellenius

Segundo Gerscovich (2010) o método de Fellenius (1936) consiste na divisão da massa de solo em fatias e a consideração das forças atuantes em cada uma delas, a Figura 09 ilustra tal conceito:

Figura 09 – Método das fatias - Fellenius



Fonte: Gerscovich (2010)

Gerscovich (2010) ainda faz as seguintes considerações a respeito da Fatia n:

- Consideram-se as forças: peso (P_n), sobrecarga (Q), as reações normal e tangencial N_n e T_n ao longo da superfície de ruptura e as componentes normais (H_{n-1} e H_{n+1}) e verticais (V_{n-1} e V_{n+1}) das reações (R_{n-1} e R_{n+1}) das fatias vizinhas;
- Como o sistema é indeterminado, devem-se fazer algumas hipóteses quanto às grandezas e pontos de aplicação de H e V ;
- O método de Fellenius admite que as reações R_{n-1} e R_{n+1} são iguais, de mesma direção e sentidos opostos. Com isso, despreza-se a ação mútua entre as fatias;
- Logo, têm-se as equações 18 e 19:

$$N_n = (P_n + Q) * \cos \alpha \rightarrow \sigma_n = \frac{M_n}{\Delta L_n} \quad (18)$$

$$T_n = (P_n + Q) * \sin \alpha \rightarrow \sigma_n = \frac{T_n}{\Delta L_n} \quad (19)$$

A resistência ao cisalhamento ao longo da base da fatia é dada por:

$$\tau * \Delta L_n = c' * \Delta L_n + ((P_n + Q) \cos \alpha) \text{tg} \phi' \quad (20)$$

E considerando todo o arco do plano de ruptura:

$$FS = \frac{\tau * \Delta L_n}{\sum (P_n + Q) * \sin \alpha} = \frac{\sum c' * \Delta L_n + ((P_n + Q) \cos \alpha) \text{tg} \phi'}{\sum (P_n + Q) * \sin \alpha} \geq 1,5 \quad (21)$$

Após repetir o cálculo para outras superfícies, adota-se como circunferência crítica a que conduzir ao menor valor de FS.

2.4.1.3 Método de Morgenstern & Price

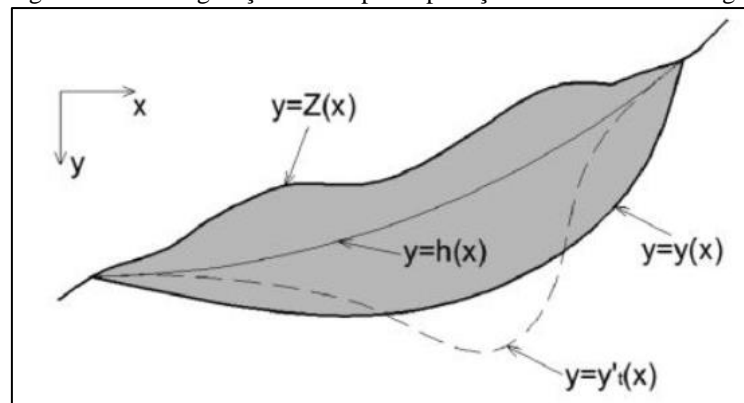
O Método de Morgenstern & Price (1965) pertence ao grupo dos métodos rigorosos, cumprindo, por isso, todas as condições de equilíbrio. Por conta de seu elevado número de interações é indispensável o uso de computadores para sua aplicação. O fator de segurança que esse método determina é gerado por meio da soma das forças tangenciais e normais atuantes na base da fatia, e o somatório dos momentos em torno do centro da base da fatia, e

sucessivamente as equações formuladas para fatias de largura infinitesimal. Para se obter o fator de segurança é necessária uma modificação da técnica numérica de Newton-Raphson e as equações de forças e momentos são combinadas e atendidas em questões de equilíbrio. A solução é baseada na adoção arbitrária da direção da resultante das forças inter-fatias (Silva, 2011).

Esse método foi desenvolvido tendo por base o talude ilustrado na Figura 10, com base nas condições de equilíbrio da massa de solo delimitada pela superfície do terreno - descrita pela equação $y = Z(x)$ - e pela superfície de ruptura curva adotada - expressa pela relação $y = y(x)$. Duas linhas complementares na figura expressam as condições iniciais do problema não conhecidas a princípio: lei de variação das tensões efetivas - expressa pela relação $y = y_t(x)$ e a lei de variação das pressões intersticiais - expressa pela relação $y = h(x)$.

Essa função determina a inclinação das forças entre fatias, como demonstra a Figura 10.

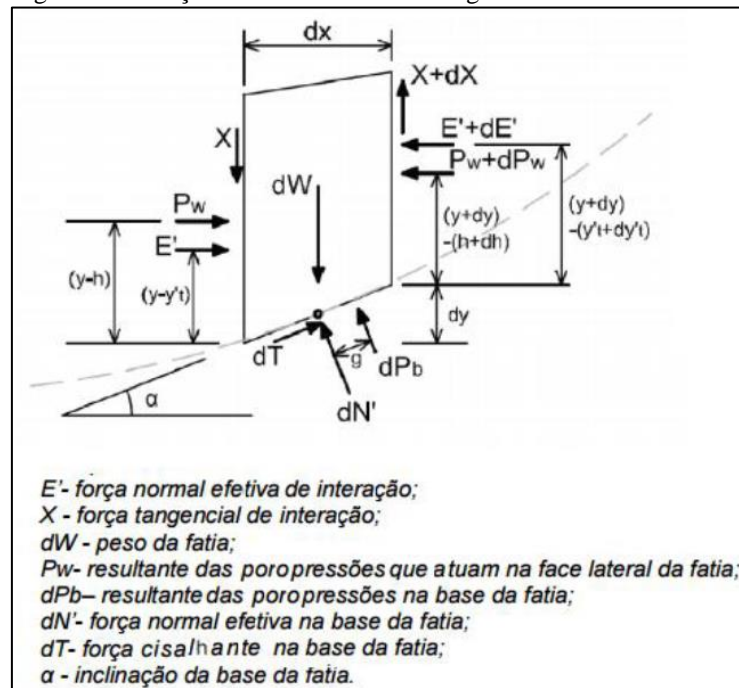
Figura 10 – Configuração básica para aplicação do Método de Morgenstern & Price



Fonte: Silva (2011)

Na Figura 11 é apresentado o sistema de forças atuantes numa fatia de largura infinitesimal de massa de equilíbrio.

Figura 11 – Forças atuantes em fatia de largura infinitesimal



Fonte: Silva (2011)

Para a formulação do método, as forças de interação são, neste caso, controladas por uma função $f(x)$ multiplicada por um fator λ , que deve ser especificada previamente, determinada a partir da equação 22 abaixo:

$$X = E\lambda * f(x) \quad (22)$$

Onde:

- $f(x)$ = Função;
- λ = Porcentagem da função usada;
- E = Força normal de interação entre as fatias;
- X = Força tangencial de interação entre as fatias.

Quando especificada uma distribuição razoável para as forças de interação, obtêm-se as incógnitas λ e FS. A função $f(x)$ deve obedecer a alguns critérios, ditados pelo comportamento do solo, para que os resultados de FS sejam válidos.

2.5 Empuxos de Terra

Barros (2014) descreve que empuxo de terra é a soma das pressões laterais exercidas pelo solo sobre uma estrutura de contenção, ou até mesmo da fundação. Onde essas pressões devem ao peso próprio do solo e/ou as sobrecargas aplicadas sobre ele.

Para determinação das tensões e deformações nos solos, Domingues (1997) afirma a relação de uma análise de algumas variáveis:

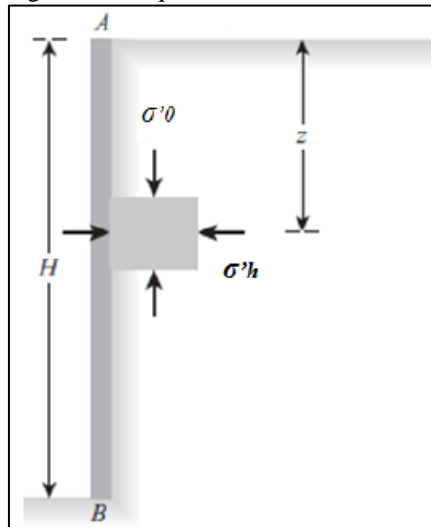
- O desnível do talude em estudo;
- O ângulo de atrito interno do solo;
- Peso específico do solo;
- Coesão do solo;
- Deformação da estrutura;
- Permeabilidade e fluxo de água;
- Tipo de solo;
- Configuração geométrica da região interna ao muro de arrimo (terrapleno) e da estrutura de contenção, entre outros.

Ele ainda afirma, que independente da classificação do empuxo, todo empuxo se deve ao tipo de solo, da existência de água ou não e da superfície de contato entre solo e muro.

2.5.1 Equilíbrio plástico – ativo, passivo e repouso

Considerando uma massa de solo em um muro de arrimo de altura AB, e tendo um elemento de solo a uma profundidade z, sendo submetido a uma tensão vertical efetiva (σ'_v) e uma tensão horizontal efetiva (σ'_h), como mostrado na Figura 12, obtém a razão entre as tensões presentes, demonstrada na equação 23. (DAS, 2007)

Figura 12 – Equilíbrio Plástico



Fonte: Das (2007)

$$K = \frac{\sigma'h}{\sigma'v} \quad (23)$$

Onde:

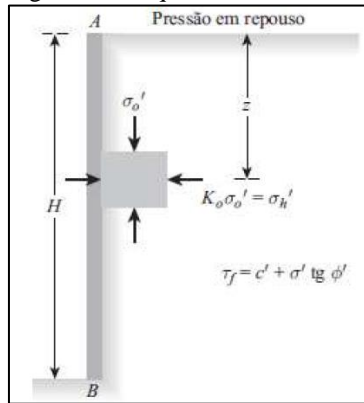
- K = Coeficiente de empuxo;
- $\sigma'h$ = Tensão horizontal efetiva;
- $\sigma'v$ = Tensão vertical efetiva.

Das, (2007) em sua obra, apresenta 3 casos da relação do coeficiente de empuxo:

- 1º caso:

Se o muro AB estiver imóvel, não tendo movimento nem para a direita e nem para a esquerda em relação à sua posição inicial, a massa de solo estará no estado de equilíbrio estático, apresentando assim um coeficiente de empuxo em repouso (K_0), como mostrado na Figura 13 e demonstrado na equação 24.

Figura 13 – Equilíbrio Plástico no estado de repouso



Fonte: Das (2007)

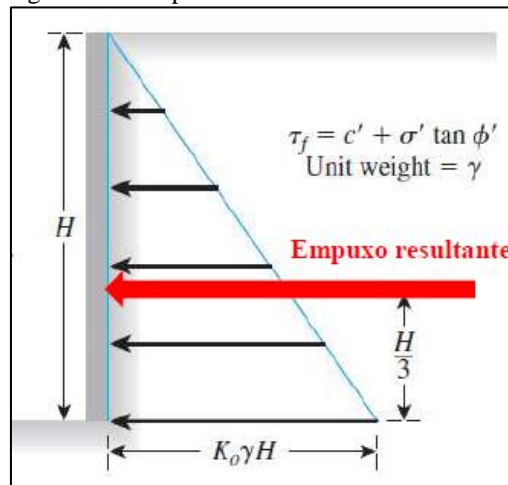
$$K_0 = K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} \quad (24)$$

Onde:

- K_0 = Coeficiente de empuxo em repouso;
- σ'_h = Tensão horizontal efetiva;
- σ'_0 = Tensão vertical em repouso.

Das, (2007), em seu livro ainda apresenta o cálculo de empuxo resultante (P_0) para muros de contenção em estado de repouso, sendo o produto da área do diagrama de pressão, como visto na Figura 14.

Figura 14 – Empuxo resultante



Fonte: Das (2007), adaptado

$$P_0 = k_0 * \gamma * H * \left(\frac{H}{2}\right) \rightarrow P_0 = k_0 * \gamma * \frac{H^2}{2} \quad (25)$$

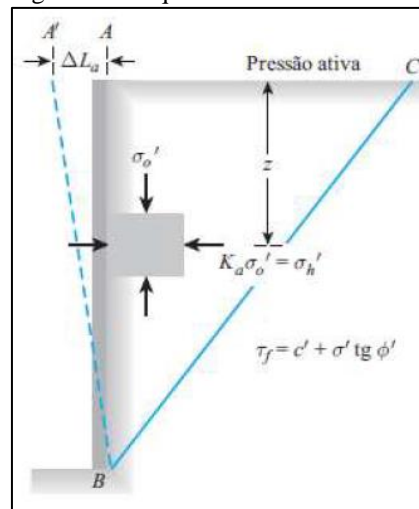
Onde:

- Quando $z = 0 \text{ m} \rightarrow P_0 = 0$;
- Quando $z = H \text{ m} \rightarrow P_0 = k_0 * \gamma * H$.

- 2º caso:

Caso o muro AB rotacionar sobre a fundação, mudando sua posição para A'B, uma massa de solo triangular ABC' anexo ao muro, atingirá um estado de equilíbrio plástico e se romperá deslizando para baixo sobre o plano BC', onde a tensão horizontal efetiva será chamada de pressão ativa (σ'_a), como mostrado na Figura 15 e demonstrado na equação 26.

Figura 15 – Equilíbrio Plástico no estado ativo



Fonte: Das (2007)

$$K = K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} \quad (26)$$

Onde:

- K_a = Coeficiente de empuxo ativo.

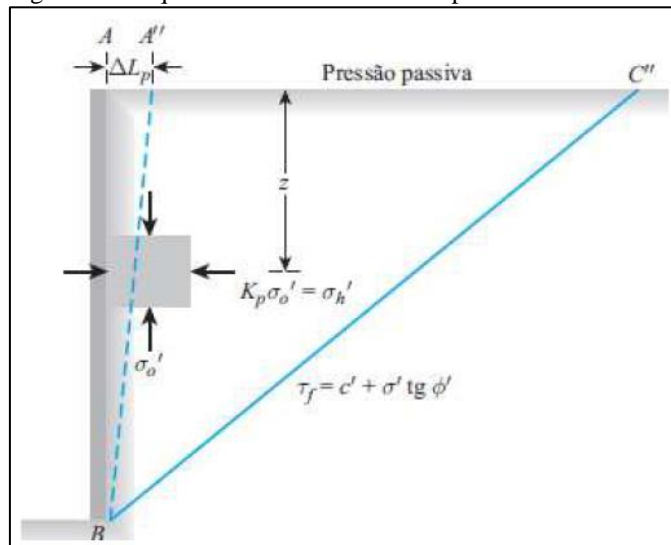
Marchetti (2007), afirma que o coeficiente de empuxo ativo também pode ser dado pela seguinte equação:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (27)$$

- 3º caso:

Por último, se o muro sem atrito rotacionar sobre a fundação, para uma posição A''B, uma massa de solo triangulas ABC' atingirá um estado de equilíbrio plástico e se romperá deslizando para cima do plano BC'', onde a tensão efetiva horizontal será chamada e pressão passiva (σ'_p), como mostrado na Figura 16 e demonstrado na equação 28.

Figura 16 – Equilíbrio Plástico no estado passivo



Fonte: Das (2007)

$$K = K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \quad (28)$$

Onde:

- K_p = Coeficiente de empuxo passivo.

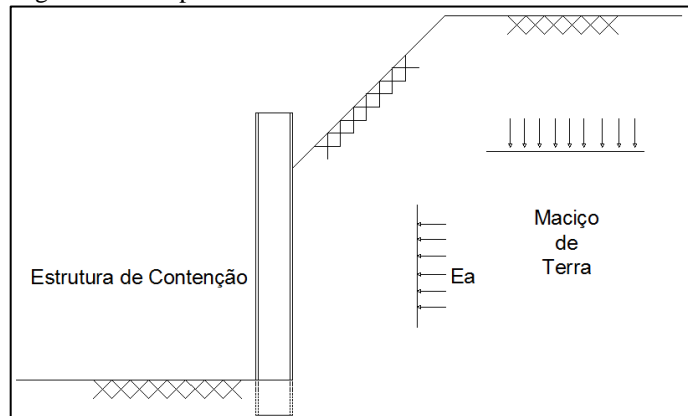
Marchetti (2007), afirma que o coeficiente de empuxo ativo também pode ser dado pela seguinte equação:

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (29)$$

2.5.2 Empuxo ativo

O empuxo ativo, Figura 17, é considerado a resultante da pressão do maciço de terra contra a estrutura de contenção, no caso o muro de arrimo. (MOLITERNO, 1994)

Figura 17 – Empuxo Ativo



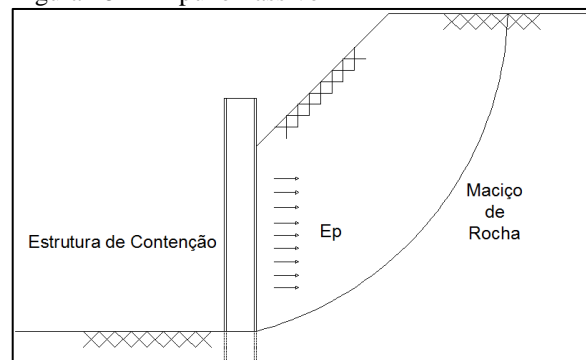
Fonte: Moliterno (1994), adaptado

2.5.3 Empuxo passivo

No empuxo passivo, Figura 18, Moliterno (1994) ressalta que essa pressão atua do muro contra a terra, sendo comum no caso de atirantamentos e escoramentos de valas e galerias.

Para o DER/SP (2005), esse tipo de empuxo na frente da contenção deve considerar a possibilidade de escavação futura do solo. Esse tipo de empuxo em relação ao empuxo ativo requer maiores deformações, assim maior consideração aos cálculos de estabilidade.

Figura 18 – Empuxo Passivo



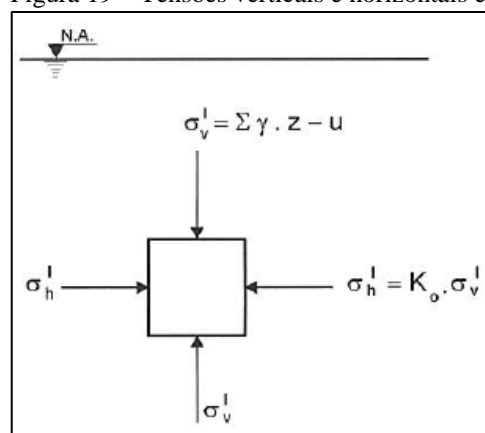
Fonte: Moliterno (1994), adaptado

2.5.4 Estado de repouso

Domingues (1997) explica que o empuxo em situação de repouso, são as resultantes das tensões em uma massa de solo em relação apenas a seu peso próprio, onde por conta da simetria existente as pressões laterais são de mesmo valor. Ocasionalmente a ausência de tensões tangenciais nos planos vertical e horizontal, ou seja, situação em que não foram inseridas quaisquer deformações pela realização de operações.

A Figura 19 demonstra o relatado acima.

Figura 19 – Tensões verticais e horizontais em uma massa de solo



Fonte: Pinto (2006)

2.5.5 Procedimento de cálculo do empuxo

Afirma Moliterno (1980) que a quantificação do empuxo de terra é de suma importância para a elaboração do projeto de muro de arrimo. De acordo com o autor, as teorias de Coulomb em 1773, Poncelet em 1840 e Rankine em 1856, foram às primeiras teorias a serem desenvolvidas e mais satisfatórias, e são conhecidas como *Teorias antigas*. Nesse trabalho será apresentada apenas a teoria de Rankine e de Coulomb, pois serão estas utilizadas nos projetos de muros de arrimo.

2.5.6 Teoria de Rankine

De acordo com Marchetti (2007), quando um muro de arrimo está em construção, deposita-se o aterro após seu término. Quando ocorre esse depósito, o muro tende a sofrer deslocamentos em função do empuxo. Caso o muro permaneça estável, o empuxo terá um valor aproximado ao do empuxo em repouso. Porém, se o muro transladar, o solo irá deformar

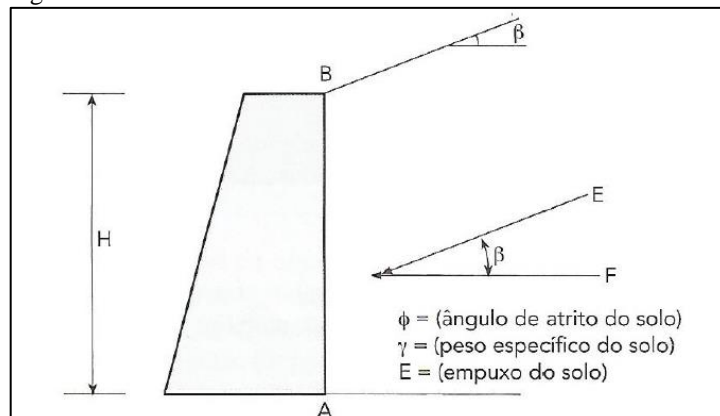
e do estado de repouso ele irá para o estado ativo de equilíbrio plástico. Assim, se o muro suportar o empuxo ativo, ele não se romperá.

Para Gerscovich (2010) a teoria de Rankine, considera que o deslocamento de uma parede desenvolverá estados limites, plásticos. Na hora da ruptura, aparecem numerosos planos de ruptura e acontece a plastificação do maciço. Resumindo, o Método de Rankine (1857) adota o solo na situação de estado de equilíbrio plástico, baseado nas seguintes hipóteses:

- Solo isotrópico e homogêneo;
- Terreno com superfície plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço ao mesmo tempo;
- Ruptura ocorrendo sob o estado plano de deformação;
- Muro liso (atrito solo-muro nulo), diferente de outras teorias que serão apresentadas no decorrer deste trabalho;
- Empuxos de terra atuando paralelamente à superfície do terreno;
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

Marchetti (2007) demonstra a Teoria de Rankine, conforme a Figura 20 e as equações (30), (31), (32) e (33):

Figura 20 – Teoria de Rankine



Fonte: Marchetti (2007)

$$k_a = \cos \beta * \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (30)$$

$$k_p = \cos \beta * \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (31)$$

$$P_a = k_a * \gamma * H - 2c * \sqrt{k_a} \quad (\text{Pressão ativa}) \quad (32)$$

$$P_p = k_p * \gamma * H + 2c * \sqrt{k_p} \quad (\text{Pressão passiva}) \quad (33)$$

2.5.6.1 Empuxo ativo – Rankine

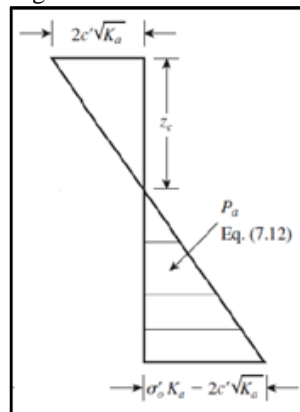
O empuxo ativo pelo método de Rankine se dá pela integral da pressão ativa. (DAS, 2007).

$$E_a = \int_{z_0}^H P_a dz \quad (34)$$

$$E_a = \frac{1}{2} k_a * \gamma * (H^2 - z_0^2) - 2c\sqrt{k_a}(H - z_0) \quad (35)$$

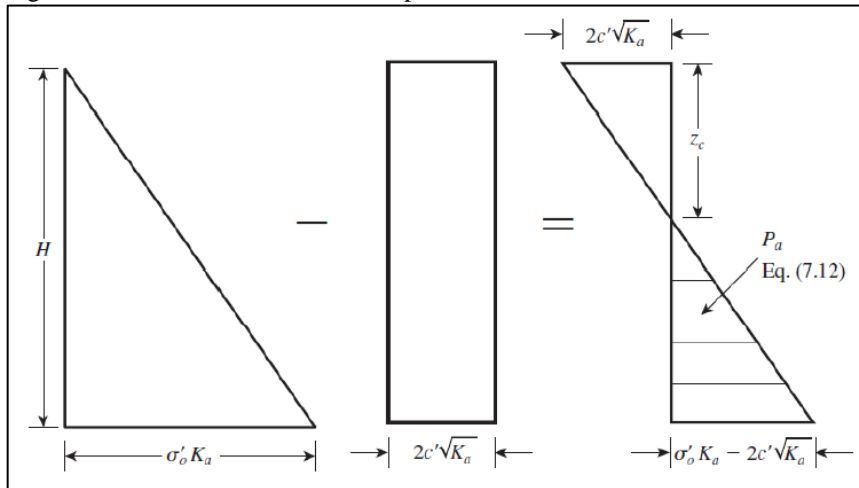
$$E_a = \frac{k_a * \gamma * (H - z_0)^2}{2} \quad (36)$$

Figura 21 – Método de Rankine



Fonte: Das (2007)

Figura 22 – Método de Rankine – empuxo ativo



Fonte: Das (2007)

De acordo com o estudo de Das (2007), temos a equação 32 que já foi demonstrada.

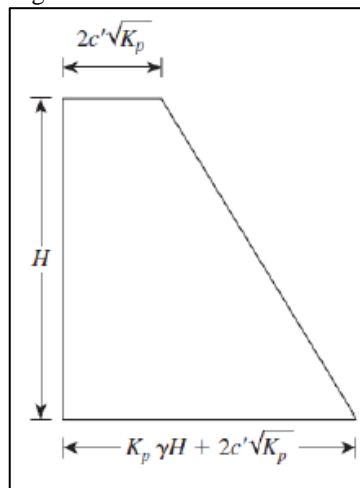
2.5.6.2 Empuxo passivo – Rankine

O empuxo passivo pelo método de Rankine se dá pela integral da pressão passiva. (DAS, 2007).

$$E_p = \int_{z_0}^H P_p dz \tag{37}$$

$$E_p = \frac{1}{2} k_p * \gamma * H^2 + 2cH \sqrt{k_p} \tag{38}$$

Figura 23 – Método de Rankine – empuxo ativo



Fonte: Das (2007)

De acordo com o estudo de Das (2007), temos a equação 33 que já foi demonstrada.

2.5.7 Teoria de Coulomb

De acordo com Barros (2014), uma das maneiras de quantificar o empuxo ativo e passivo sobre uma estrutura de arrimo é confirmar que no momento da mobilização total da resistência do solo, geram-se superfícies de deslizamentos ou de ruptura no interior do maciço de terra. Estas superfícies delimitaram uma parcela de maciço de terra que se movimentaria em relação ao restante do solo, no sentido do deslocamento da estrutura total. Caso essa parcela seja considerada como um corpo rígido, o empuxo é determinado a partir do equilíbrio das forças atuantes sobre este.

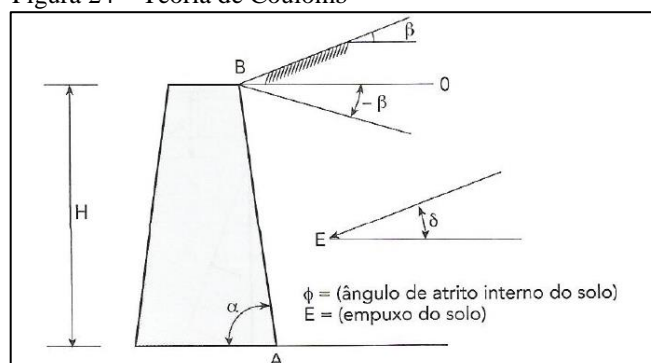
Barros (2014) ainda afirma que a vantagem desse método é que pode considerar a ocorrência de atrito entre o muro e o solo, e possibilitar a análise de estruturas com paramento não vertical.

Segundo Coulomb (1773), o empuxo faz com a normal ao paramento do lado da terra, um ângulo δ_1 , onde a tangente é igual ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro.

Marchetti (2007) relaciona as hipóteses para o cálculo do empuxo de terra:

- Solo isotrópico e homogêneo (com ângulo de atrito e coesão);
- É plana a superfície de ruptura;
- As forças de ruptura são distribuídas de maneira uniforme ao longo da superfície de ruptura;
- A cunha de ruptura é um corpo rígido;
- Há o atrito entre o muro e o terreno;
- A ruptura ocorre em duas dimensões (2D).

Figura 24 – Teoria de Coulomb



Fonte: Marchetti (2007)

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (39)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha + \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (40)$$

Das, (2016), afirma que para projetos de muros de arrimo, o valor do ângulo de atrito na interface solo-muro (δ') varia entre:

$$\delta' = \frac{\phi}{2} \text{ a } \frac{2\phi}{3} \quad (41)$$

Para Marchetti (2007), o uso mais comum seria de $1/3 \phi < \delta < 2/3 \phi$.

Faria (2016), porém, propõe:

Tabela 04 – Ângulo de atrito na interface solo-muro	
φ_1	Superfície do tardoz
0°	Liso ou pintado com impermeabilizante
$0,5 \varphi$	Parcialmente rugoso
$\varphi_1 = \varphi$	Rugoso

Fonte: Faria (2016), adaptado

Onde:

- φ = Ângulo de atrito interno;
- φ_1 = Ângulo de atrito entre o solo e o tardoz (ângulo de rugosidade do muro)

Já Gomes (2011), prevê:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Empuxos ativos: } \delta' \geq 1/2 \phi' \\ \text{Empuxos passivos: } \delta' \geq 2/3 \phi' \\ \text{Muros sujeitos a vibrações: } \delta' = 0 \end{array} \right.$$

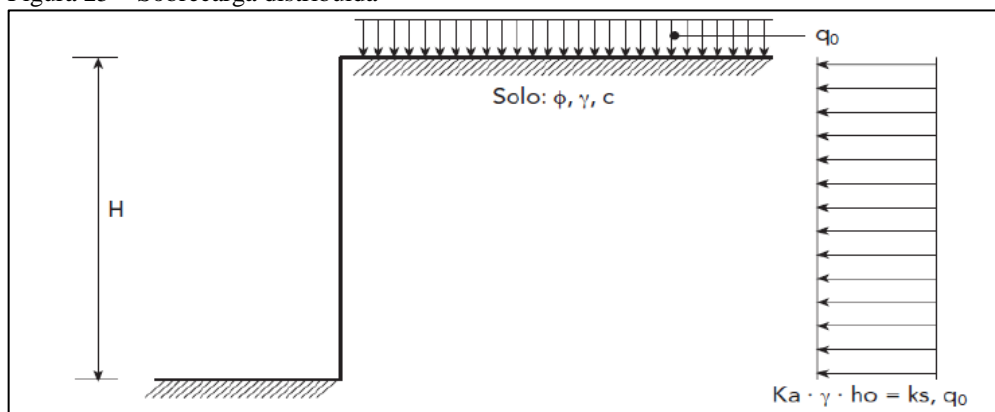
2.6 Sobrecargas

Muros de arrimo podem possuir sobrecargas em sua parte superior, com isso Barros (2014) comenta que, caso tenha uma sobrecarga “q” uniformemente distribuída sobre o maciço, haverá um aumento no valor do empuxo. Aumento este que pode ser determinado de acordo com a sobrecarga que atue sobre a cunha de solo delimitada pelo plano de ruptura. Este valor será crescido ao peso da cunha “P”, aumentando proporcionalmente o empuxo.

As sobrecargas são consideradas com uma altura de terra (h_0) que causam o aumento do empuxo. Assim, o valor de h_0 será calculado através da equação 42 a seguir e ilustrada na Figura 25, e posteriormente será acrescida a altura total utilizada para calcular o empuxo.

$$h_0 = \frac{q_0}{\gamma} \quad (42)$$

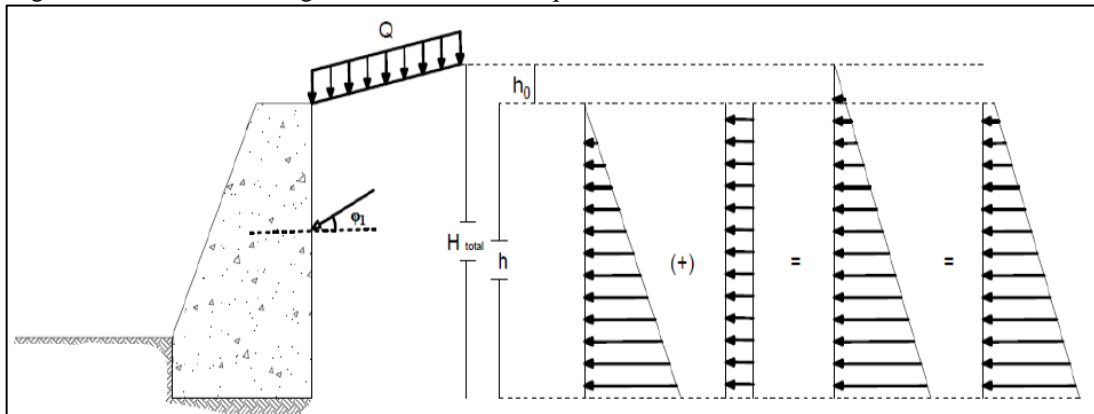
Figura 25 – Sobrecarga distribuída



Fonte: Marchetti (2007)

Moliterno (1994) demonstra a modificação do diagrama de pressões, na Figura 26, quando se utiliza o método de altura equivalente de terra.

Figura 26 – Efeito sobrecarga - método de altura equivalente de terra



Fonte: Moliterno (1994), adaptado

Moliterno (1994) demonstra que o ponto de aplicação do empuxo, referente ao baricentro do diagrama de pressão, quando está envolvido a sobrecarga é dado por:

$$y = \frac{h}{3} * \frac{2 * h_0 + H}{h_0 + H} \quad (43)$$

Onde:

- y = Altura medida a partir da base;
- h = Altura do talude;
- h_0 = Altura referente à sobrecarga;
- H = Altura talude mais altura de sobrecarga.

2.7 Comportamento tensão-deformação em contenções

Segundo Gerscovich (2010) os modelos constitutivos de solo têm o objetivo de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão *versus* deformação de um determinado material. Onde de acordo com o tipo de material esse comportamento varia.

Porto (2010) apresenta que é de extrema importância o projetista saber o comportamento mecânico do material em análise. Para isso, as Teorias da Elasticidade e Plasticidade demonstram alguns modelos do comportamento tensão-deformação. Na Teoria da Elasticidade, considera-se que o material é isotrópico, homogêneo e sua relação tensão-deformação é linear. Enquanto, na verdade, os solos não são homogêneos, são anisotrópicos e apresentam uma não linearidade para relação tensão-deformação.

O modelo de comportamento de um determinado material, pode também ter o nome de reológico, sendo obtido pela combinação de modelos básicos. Esses modelos básicos são aqueles onde a tensão é linearmente dependente da deformação, constante com a deformação e linearmente dependente da velocidade de deformação. (PEREIRA, 2016)

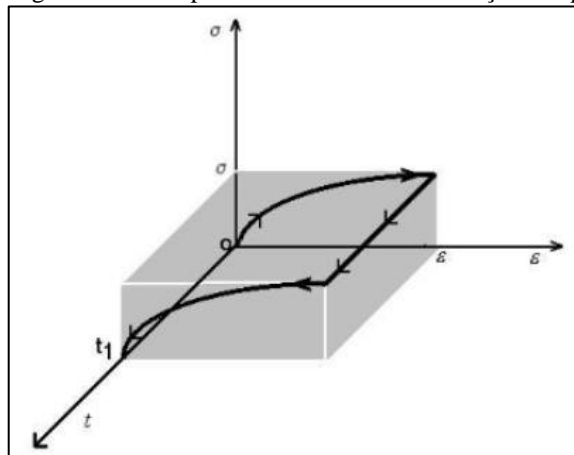
Logo, os modelos básicos principais são: elástico, plástico e viscoso.

2.7.1 Modelo Elástico

Um material elástico apresenta um diagrama tensão-deformação caracterizado por deformações imediatas, no caso, deformações que não variam com o tempo, isso quando a permanecer constante, e, também, por uma curva de carga. (PORTO, 2010)

Conforme Figura 27 abaixo.

Figura 27 – Comportamento tensão-deformação-tempo para modelo elástico



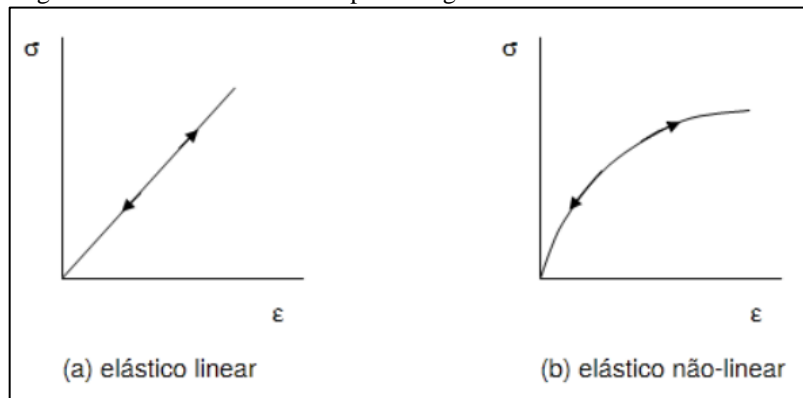
Fonte: Reis (2000)

Para a elasticidade linear, percebe-se a proporcionalidade entre a tensão e a deformação do material, expressa pela lei de Hooke:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (44)$$

Enquanto na elasticidade não-linear, não existe a proporcionalidade, mas existe uma função que fornece o valor da tensão para cada valor de deformação específica. (PORTO, 2010).

Figura 28 – Modelo idealizado para o regime elástico

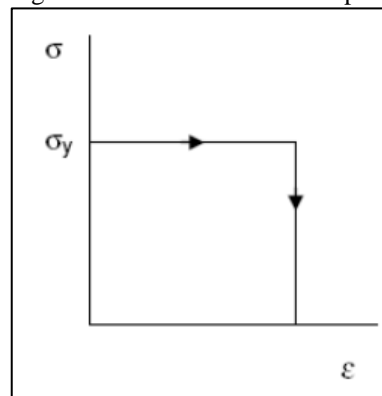


Fonte: Porto (2010)

2.7.2 Modelo Plástico

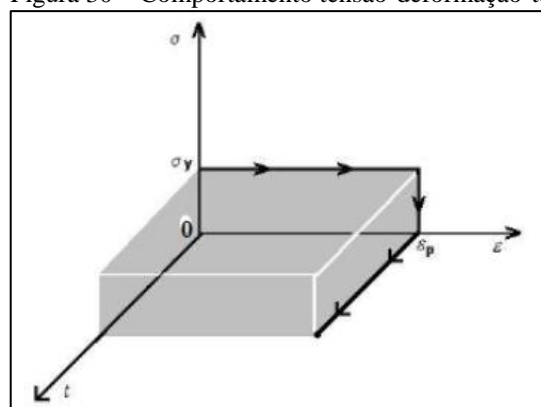
Porto (2010) apresenta a partir das Figuras 29 e 30, o comportamento de um material em regime plástico, no qual ao se aplicar um esforço externo em um corpo, este não sofrerá deformações até um determinado limite de tensão (tensão de escoamento – σ_y), a partir do qual o corpo sofrerá deformações plásticas ou permanentes.

Figura 29 – Modelo idealizado para regime plástico perfeito



Fonte: Porto (2010)

Figura 30 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo plástico



Fonte: Reis (2000)

2.7.3 Modelo Viscoso

De acordo com Reis (2000), o modelo viscoso, é aquele no qual quando aplicada uma ação externa em um corpo, este sofrerá deformações que variam ao longo do tempo, onde estas deformações após a retirada da ação externa se manterão no material (Figura 31). A relação constitutiva desse modelo é dada por:

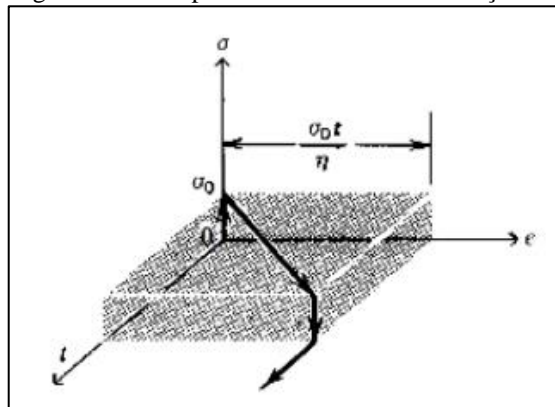
$$\sigma = \eta * \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (45)$$

Onde:

- η = Coeficiente de viscosidade do material.

Porto (2010) afirma que em uma situação que exista apenas uma tensão atuante constante, a velocidade de deformação também é constante, assim, a deformação cresce de maneira linear ao longo do tempo. Quando a tensão for igual à zero, no caso quando a ação externa for retirada, a velocidade de deformação é nula, sendo assim a deformação torna-se constante com o tempo.

Figura 31 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o material viscoso



Fonte: Reis (2000)

2.7.4 Modelos combinados

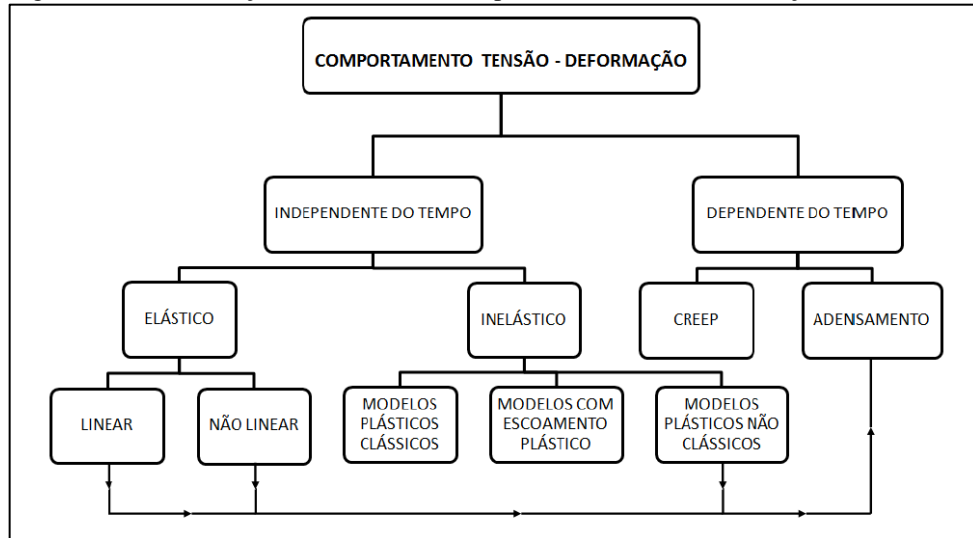
Algumas vezes é necessário combinar os modelos básicos descritos anteriormente, para reproduzir o comportamento de certo material. Onde se tem quatro modelos combinados:

- Modelo elasto-plástico;
- Modelo visco-elástico;
- Modelo visco-plástico;

- Modelo elasto-visco-plástico.

Morgenstern (1975) propôs um organograma onde indica os modelos clássicos do comportamento tensão-deformação para os solos, conforme Figura 32.

Figura 32 – Classificação de modelos de comportamento tensão-deformação em solos

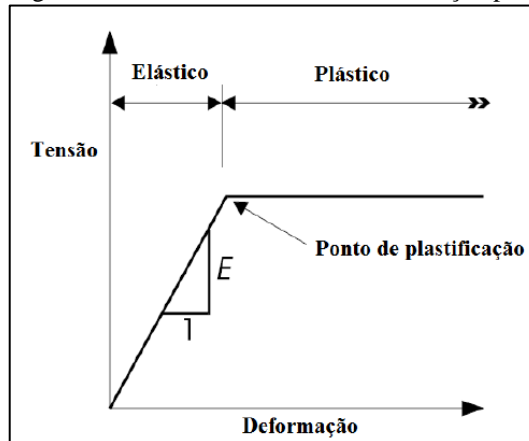


Fonte: Morgenstern (1975), adaptado por Porto (2010)

2.7.4.1 Modelo elasto-plástico

Neste trabalho abordaremos o modelo elasto-plástico, o qual usaremos para modelar as contenções via módulo Sigma/W. Esse modelo é baseado na curva de tensão *versus* deformação, como mostrado na Figura 33. A curva descreve um modelo elástico, onde o aumento de tensões é proporcional ao aumento de deformações e o módulo de elasticidade ou módulo de Young (E) é constante até que atingido o ponto de plastificação, e a partir deste momento começa o processo de plastificação de uma região do maciço havendo o aumento de deformações no mesmo, sem o aumento de tensão. (PEREIRA, 2016)

Figura 33 – Curva tensão *versus* deformação para modelo elasto-plástico



Fonte: GEO-SLOPE International Ltd., (2008), adaptado

2.7.5 Parâmetros dos Solos para análise tensão-deformação

2.7.5.1 Módulo de elasticidade

De acordo com Porto (2010), o módulo de elasticidade do solo (E_s) é um dos assuntos mais difíceis dentro da engenharia da fundação, pois por conta do material heterogêneo, o E_s , varia de acordo com o nível de carregamento aplicado, grau de saturação e onde o maciço se formou. A escolha desse módulo de elasticidade é o que determina a estimativa de recalque mais próximo da situação real.

Não possuindo ensaios de laboratório, nem de provas de carga para determinação do módulo E_s , podem utilizar correlações com o índice de resistência a penetração (N_{spt}) ou com a resistência de ponta do cone (q_c) (TEIXEIRA E GODOY, 1996).

Assim como demonstradas nas equações abaixo:

$$E_s = \alpha * q_c \quad (46)$$

e

$$E_s = \alpha * K * N_{spt} \quad (47)$$

Onde:

- α = Fator dependente do tipo de solo (tabelado);
- q_c = Resistência de ponta do cone, sendo: $q_c = K * N_{spt}$;
- K = Parâmetro função do tipo de solo (tabelado);
- N_{spt} = Número médio de golpes de cada camada de solo.

Para os coeficientes tabelados, Teixeira e Godoy (1996) apresenta-os nas Tabelas 05 e 06, e recomenda a interpolação de valores para outros tipos de solos.

Tabela 05 – Fator α de correlação de E_s com q_c

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996), adaptado

Tabela 06 – Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{spt}

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996), adaptado

Aoki e Velloso (1975) apresentam para um modelo tensão-deformação do tipo elasto-plástico, os parâmetros a serem adotados para determinados tipos de solos, estão apresentados na Tabela 07. Onde o módulo de elasticidade pode ser estimado a partir da correlação proposta:

$$E = \beta * K * N_{spt} \quad (48)$$

Onde:

- β = Fator de ajuste, proposto pelos autores;
- K = Parâmetro função do tipo de solo (tabelado);
- N_{spt} = Número médio de golpes de cada camada de solo.

Tabela 07 – Parâmetros do modelo elasto-plástico dos solos

Tipo de solo	Nspt	β (%)	K (MPa)	Mód. Elast. (kPa)	Coef. De Poisson (ν)
Aterro – areia fina argilosa	15	3,0	600	27.000	0,334
Areia fina argilosa	6	3,0	600	10.800	0,334
Silte argilo arenoso	9	3,0	250	6.750	0,334
Silto argilo arenoso	20	3,0	250	15.000	0,334

Fonte: Aoki e Velloso (1975), adaptado

2.7.5.2 Coeficiente de Poisson

Outro parâmetro importante a ser definido é o coeficiente de Poisson, relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal do maciço.

Para o coeficiente de Poisson (ν), Teixeira e Godoy (1996), apresentam valores típicos como mostrados na Tabela 08:

Tabela 08 – Coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996), adaptado

2.7.6 Parâmetros do Concreto para análise tensão-deformação

2.7.6.1 Módulo de elasticidade

De acordo com Carvalho e Filho (2014), o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) é determinado de acordo com o método apresentado na NBR 8522 (ABNT, 2008), em relação à idade de 28 dias do concreto. Por meio das expressões abaixo, pode-se estimular o valor do módulo de deformação inicial, isso quando não haver ensaios ou dados precisos.

- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_E = 0,7$ para arenito.

$$E_{ci} = \alpha E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} ; \text{para } f_{ck} \text{ de } 20\text{MPa a } 50\text{MPa} \quad (49)$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} ; \text{para } f_{ck} \text{ de } 55\text{MPa a } 90\text{MPa} \quad (50)$$

Utilizando gnaissé por ser o material mais comum na região e optando para este trabalho um f_{ck} de 30 Mpa, temos:

$$E_{ci} = 1,0 * 5600 * \sqrt{30}$$

$$E_{ci} = 30672,46 \text{ MPa} = 30,67 \text{ GPa}$$

O módulo de deformação secante deve ser estabelecido por meio de ensaio de acordo com a ABNT NBR 8522:2008, ou pela seguinte equação:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \right) * E_{ci} \leq E_{ci} \quad (51)$$

Usando para este trabalho um f_{ck} de 30 Mpa, temos:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \right) * E_{ci} \leq E_{ci}$$

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 * \frac{30}{80} \right) * 30672,46 \leq E_{ci}$$

$$E_{cs} = 26838,40 \text{ MPa} = 26,84 \text{ GPa} \leq E_{ci} \text{ ok!}$$

Já existe valores decorrentes encontrados na NBR 6118 (ABNT, 2014) onde se encontra a Tabela 09, com valores estimados arredondados para o uso em projetos estruturais para E_{ci} e E_{cs} (Módulo de deformação longitudinal a compressão). Onde considerou como agregado graúdo o granito.

Tabela 09 – Módulo de deformação longitudinal a compressão

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
Eci (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
Ecs (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT (NBR 6118:2004)

Fazendo um comparativo entre o cálculo realizado (como agregado graúdo sendo gnaisse) e a tabela proposta pela ABNT (agregado graúdo sendo o granito), podemos ver certa diferença entre os valores por conta de questões de arredondamento.

2.8 Concreto Armado

Segundo a ABNT (NBR 6118:2014) os elementos de concreto armado se comportam estruturalmente, em relação à aderência entre o concreto e a armadura (aço), no qual não se aplica alongamentos iniciais nas armaduras antes da concretização dessa aderência.

Carvalho e Filho (2014) afirmam que concreto armado é a associação entre concreto simples (mistura de argamassa e agregado graúdo) e armadura, sendo essa união objetiva a resistir aos esforços solicitantes.

2.8.1 Vantagens do concreto

Como qualquer material empregado, ele possui suas vantagens em relação ao seu uso, Carvalho e Filho (2014) destaca:

- Boa resistência à maioria das solicitações;
- Boa trabalhabilidade, ou seja, adapta-se a vários perfis;
- Permite obter estruturas monolíticas (conjunto rígido, indivisível);
- Técnicas de execução são dominadas em todo país;
- Econômica se comparado à estrutura de aço;
- Material durável;
- Durabilidade e resistência ao fogo superior à madeira e ao aço;
- Possibilita a utilização de pré-moldado;

- Resistentes a choques, vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

2.8.2 Desvantagens do concreto

Carvalho e Filho (2014) também destacam as desvantagens do concreto armado:

- Elementos de dimensões superiores se comparado a outros materiais;
- Peso próprio alto, por conta de seu peso específico elevado ($\gamma \approx 25\text{kN/m}^3$);
- Reformas e adaptações são mais difíceis de serem executadas;
- Problemas com calor e som, pois ele é condutor desses aspectos físicos;
- Necessita de formas e escoramentos, que geralmente demoram em relação prazo da obra.

2.8.3 Resistência à compressão do concreto

De acordo com Carvalho e Filho (2014), o concreto tem como principal característica a resistência à compressão, onde esta é determinada através de ensaios com corpos de prova submetidos à compressão centrada. Esse ensaio também permite saber outras características, assim como o módulo de deformação longitudinal ou também chamado de módulo de elasticidade. Por esse ensaio, um valor médio é adotado, porém sem considerar a dispersão dos resultados, e em função disso, adota-se um valor característico, obtido por medidas estatísticas que consideram os desvios padrões.

O autor ainda ressalta que o projetista define o valor e usa nos cálculos. Cabendo ao construtor fabricar/comprar o concreto com as características impostas e usá-lo na obra, devendo passar por ensaios.

A ABNT (NBR 8953:2015) apresenta uma tabela (Tabela 10) com os valores de resistências características, para normatização. Essa tabela foi desenvolvida a partir das classes de concretos.

Tabela 10 – Resistência característica à compressão do concreto das classes I e II

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)	Grupo II de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45		
C50	50		

Fonte: ABNT (NBR 8953:2015), adaptado

2.8.4 Resistência à tração do concreto

O concreto possui baixa resistência à tração, onde normalmente não se considera esse valor no cálculo de resistência, porém esta resistência pode estar ligada a resistência total da peça, por isso a importância de conhecê-la. (CARVALHO E FILHO, 2014).

Segundo a ABNT (NBR 6118:2014) a resistência à tração direta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$, devem ser obtidas através de ensaios. Enquanto, a resistência à tração direta f_{ct} , pode ser considerada como sendo $0,9 \cdot f_{ct,f}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$, ou na ausência de ensaios para obtenção das duas incógnitas, pode ser considerado o seu valor médio ou característico pelas equações abaixo:

$$f_{ctk, inf} = 0,7 * f_{ct, m} \quad (52)$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 * f_{ct, m} \quad (53)$$

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct, m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (54)$$

Para concretos de classe C55 até C90:

$$f_{ct, m} = 2,12 * \ln (1 + 0,11 * f_{ck}) \quad (55)$$

Os valores de $f_{ct, m}$ e f_{ck} expressos em MPa (Megapascal).

2.8.5 Módulo de deformação longitudinal

Conforme demonstrado no item 2.7.6.1.

2.8.6 Aço

O aço ao contrário ao concreto possui alta resistência à tração, e é por isso que é feita a junção dos dois materiais.

A NBR 7480 (ABNT, 2007) classifica as barras de aço em relação à resistência característica ao escoamento, para as classes CA50 e CA60 (CA é a sigla de concreto armado). Antecedendo a sigla CA significam respectivamente 25 Kgf/mm², 50 Kgf/mm² e 60 Kgf/mm².

A ABNT (NBR 6118:2004) indica valores para o módulo de elasticidade longitudinal dos aços para concreto armado em um valor de 210 GPa, na falta de ensaios e valores já dados pelos fabricantes.

Segundo Carvalho e Filho (2014), a deformação específica de cálculo, é definida pela equação:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (56)$$

Onde:

- ϵ_{yd} = módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa);
- f_{yk} = resistência característica do aço a tração (CA50 = 500 MPa e CA60 = 600 MPa);
- f_{yd} = tensão de resistência de escoamento de cálculo do aço (admitindo $f_{yk}/1,15$)

A Tabela 11 da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta as propriedades dos aços.

Tabela 11 – Propriedade dos aços para concreto armado

Aço	fyk (MPa)	fyd (MPa)	εyd (%)
CA 50	500	435	0,207
CA 60	600	522	0,248

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014)

2.8.7 Formas

Como citado anteriormente, de acordo com Carvalho e Filho (2014), uma das desvantagens do concreto armado é a utilização de formas para sua modelagem, por conta de seu estado fresco ser altamente deformável.

As formas podem ser confeccionadas de vários materiais, como em madeira, metal, plástico e outros.

Em relação aos muros de arrimo em concreto armado, leva-se em consideração a utilização indispensável das formas para seu molde. (GERSCOVICH, 2010)

2.8.8 Classe de agressividade ambiental

Carvalho e Filho (2014) mostram que dos fatores mais importantes que acarretam a perda de qualidade e durabilidade de uma estrutura de concreto, é a agressividade do meio ambiente, como demonstrado na Tabela 12 abaixo.

Tabela 12 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)} Marinha ¹⁾	Pequeno
III	Forte	Industrial ^{1), 2)} Industrial ^{1), 3)}	Grande
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014)

Nota:

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Após definição da classe de agressividade, define-se o valor do cobrimento das armaduras, conforme Tabela 13. (ABNT, NBR 6118:2004)

Tabela 13 – Cobrimentos nominais de acordo com a Classe de agressividade

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d		30	40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: ABNT (NBR 6118:2004), adaptado

Nota:

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

3 METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

O projeto de um muro de arrimo passa por várias etapas, dentre elas, o pré-dimensionamento, apesar de que, nos dias atuais, utilizando os recursos computacionais, esta etapa pode ser facilmente modificada. Uma das dimensões é conhecida, ou seja, a altura do muro, pois as diferenças de cota do talude geralmente é o primeiro parâmetro informado.

Para esse trabalho pode-se ressaltar as etapas abaixo:

- Pré-dimensionamento geométrico;
- Cálculo dos empuxos;
- Equilíbrio de forças horizontais;
- Cálculo do fator de segurança ao deslizamento;
- Cálculo de momentos resistentes e atuantes;
- Cálculo do fator de segurança ao tombamento;
- Cálculo dos pesos e braços de alavanca em relação a determinado ponto;
- Capacidade de carga da fundação;
- Estudo de estabilidade global.

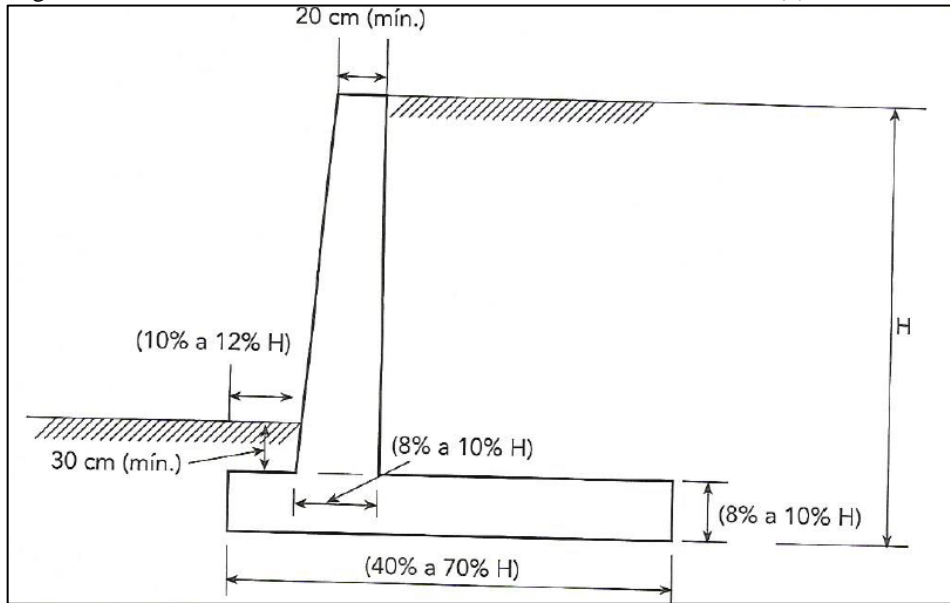
São vários os autores que indicam pré-dimensionamentos das estruturas. Os pré-dimensionamentos, mencionados a seguir são indicados por Marchetti (2007).

3.1 Pré-dimensionamento

3.1.1 Pré – dimensionamento, muro em concreto armado (perfil clássico)

A Figura 34 representa a posição no corte transversal do muro sendo cada dimensão abaixo quantificada, de acordo com Marchetti (2007):

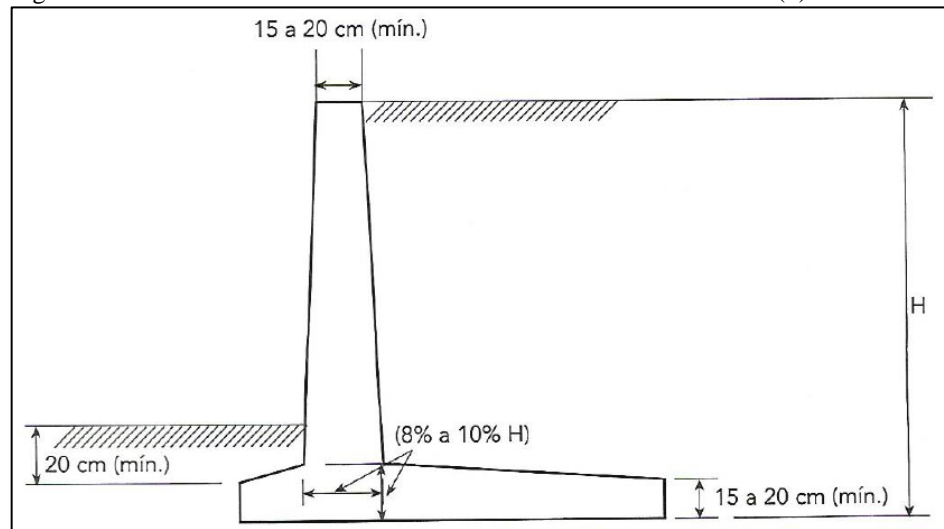
Figura 34 – Pré-dimensionamento muro de arrimo em concreto armado (1)



Fonte: Marchetti (2007)

Ou ainda, sendo dimensionado a partir dos valores citados na Figura 35 abaixo:

Figura 35 – Pré-dimensionamento muro de arrimo em concreto armado (2)



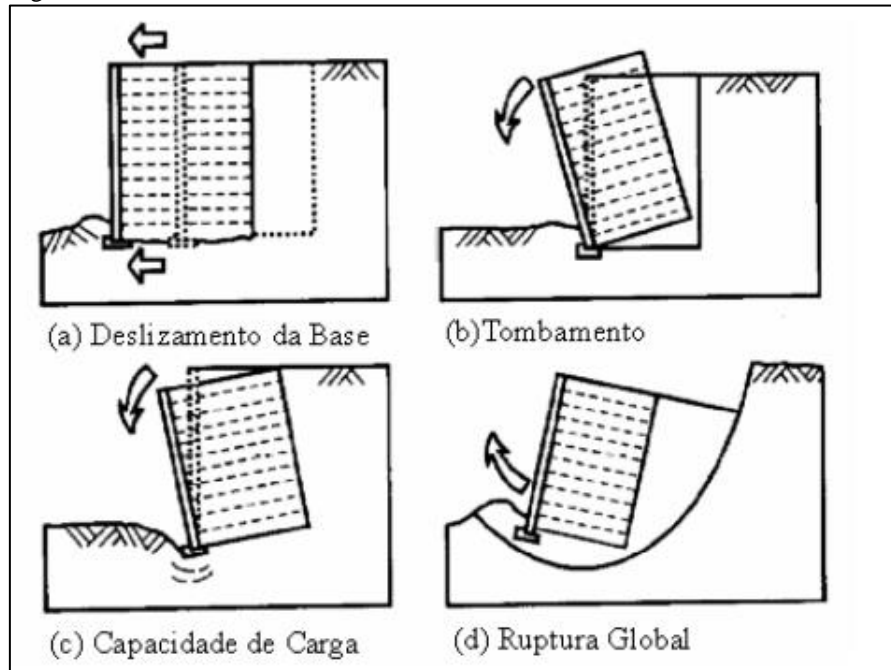
Fonte: Marchetti (2007)

3.2 Análises

Gerscovich (2010), diz que a verificação de um muro de arrimo, independente da seção ou do tipo, deve ser para as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, como indica a Figura 36.

De acordo com o pré-dimensionamento, é possível determinar os esforços atuantes na estrutura. Com os valores calculados, devem-se começar as verificações de estabilidade.

Figura 36 – Estabilidades em muros de arrimo



Fonte: Gerscovich (2010)

Em geral, o projeto de estruturas tem por objetivo estabelecer segurança contra a ruptura e a deformação excessiva. Onde, os estados limites são utilizados, para estabelecer a segurança e estes são definidos com estados que, caso sejam superados, a estrutura não mais satisfará os requisitos de estabilidade e de uso. Os estados limites são classificados como Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). (BARROS, 2014)

A ABNT (NBR 6118:2014) apresenta que o estado limite último está relacionado ao colapso da estrutura, ou qualquer forma de ruína que interrompa o uso da edificação. Enquanto, o estado limite de utilização se definiu sendo o ponto de máxima deformação aceitável, em caso de utilização da estrutura sem causar desconforto.

Para o caso das estruturas de contenção, a segurança é definida por Barros (2014) como a “distância mínima” que a estrutura esteja desses estados limites. Usualmente, é expressa em termos de coeficientes adimensionais, os quais relacionam o estado atual da estrutura com os estados limites.

3.2.1 Deslizamento

“O deslizamento da estrutura acontece quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro de arrimo, somada ao empuxo passivo disponível à sua frente, não é suficiente para se anular o empuxo ativo” (BARROS, P. L. A. 2014, p. 72).

De uma maneira mais simples, Gerscovich (2010) explica que a segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio do somatório das componentes horizontais das forças atuantes, levando-se em conta um fator de segurança adequado. Este fator de segurança é dado pela equação 57:

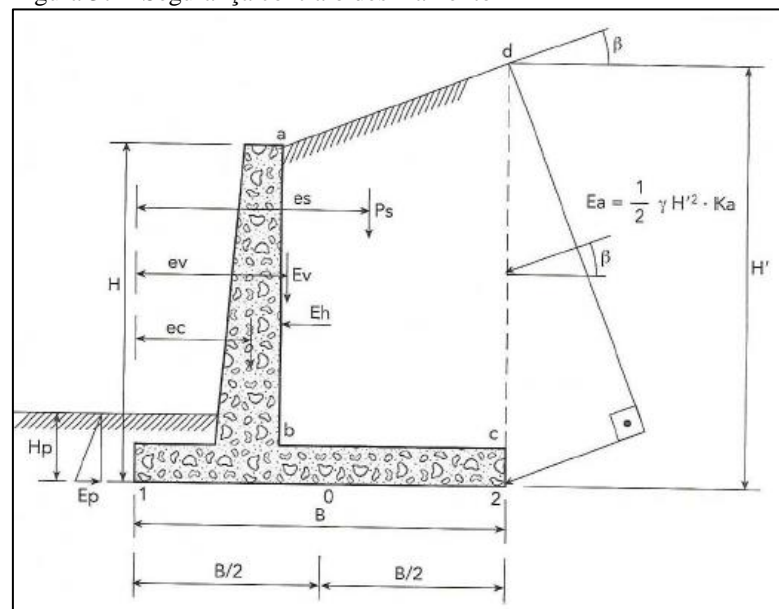
$$FS_{desliz.} = \frac{\sum F_{resis.}}{\sum F_{solic.}} \geq \begin{cases} 1,5 & \text{solo não coesivo} \\ 2,0 & \text{solo coesivo} \end{cases} \quad (57)$$

Onde:

- $\sum F_{resis.}$ = Somatório das forças resistentes;
- $\sum F_{solic.}$ = Somatório das forças solicitantes;
- $\sum F_{desliz.}$ = Fator de segurança contra o deslizamento.

A Figura 37 exemplifica os esforços atuantes:

Figura 37 – Segurança contra o deslizamento



Fonte: Das (2016)

Onde:

- P_s = Peso do solo em ABCD;
- E_a = Empuxo ativo;
- E_p = Empuxo passivo;

- S = Cisalhamento.

Assim, DAS (2016), demonstra as seguintes equações:

$$E_p = \frac{1}{2} k_p * \gamma * H^2 \quad (58)$$

$$E_a = \frac{1}{2} k_a * \gamma * H^2 \quad (59)$$

$$E_v = E_a * \text{sen}\beta \quad (60)$$

$$E_v = E_a * \text{sen}\beta \quad (61)$$

Onde:

- E_p = Empuxo passivo;
- E_a = Empuxo ativo;
- E_v = Esforço vertical;
- E_h = Esforço horizontal = Força solicitante.

Para se encontrar o valor da força resistente para o cálculo do FS, usa-se a seguinte formulação:

$$F_{resis.} = (P_c + P_s + E_v) * \text{tg}\phi + c' * B + E_p \quad (62)$$

Onde:

- P_c = Peso do muro;
- P_s = Peso do solo em ABCD;
- E_v = Esforço vertical;
- ϕ = Ângulo de atrito;
- c' = Coesão;
- B = Comprimento da base (m);
- E_p = Empuxo passivo.

Das (2016) sugere a redução de ϕ e c' para $2/3$. Sendo assim:

$$F_{resis.} = (P_c + P_s + E_v) * tg\left(\frac{2}{3} + \phi\right) + \left(\frac{2}{3} + c'\right) * B + E_p \quad (63)$$

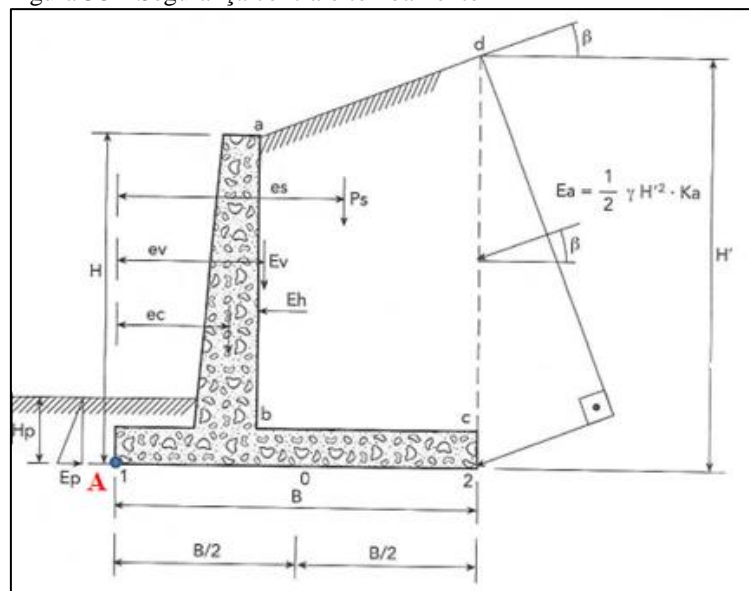
3.2.2 Tombamento

Domingues (1997) destaca que, para ser garantida a estabilidade estática da estrutura, em outras palavras, para que não ocorra o colapso da estrutura em um ponto na interseção do muro com o solo, a somatória dos momentos solicitantes precisa ser menor que os momentos resistentes. E, para isso, ainda deve ser levado em consideração um fator de segurança de pelo menos 1,5, conforme a equação 64:

$$FS_{tombam.} = \frac{\sum M_{resis.}}{\sum m_{solic.}} \geq \begin{cases} 1,5 & \text{solo não coesivo} \\ 2,0 & \text{solo coesivo} \end{cases} \quad (64)$$

A Figura 38 abaixo exemplifica melhor:

Figura 38 – Segurança contra o tombamento



Fonte: Das (2016), adaptada

De acordo com Das (2016), os momentos resistentes e solicitantes, podem ser definidos respectivamente como:

$$M_{resis.} = P_s * e_s + P_c * e_c + E_v * e_v \quad (63)$$

$$m_{solic.} = E_h * \frac{H'}{3} \quad (64)$$

Onde:

- e_s = Excentricidade em relação ao ponto A e o peso do solo (P_s);
- e_v = Excentricidade em relação ao ponto A e o esforço vertical (E_h);
- e_c = Excentricidade em relação ao ponto A e o esforço horizontal (E_h);

Existe outros autores como JUNIOR (2013), que consideram o fator de segurança contra o tombamento um valor maior ou igual a 2 (dois) e este é o valor indicado na tabela 4 da ABNT (NBR 11682:2009).

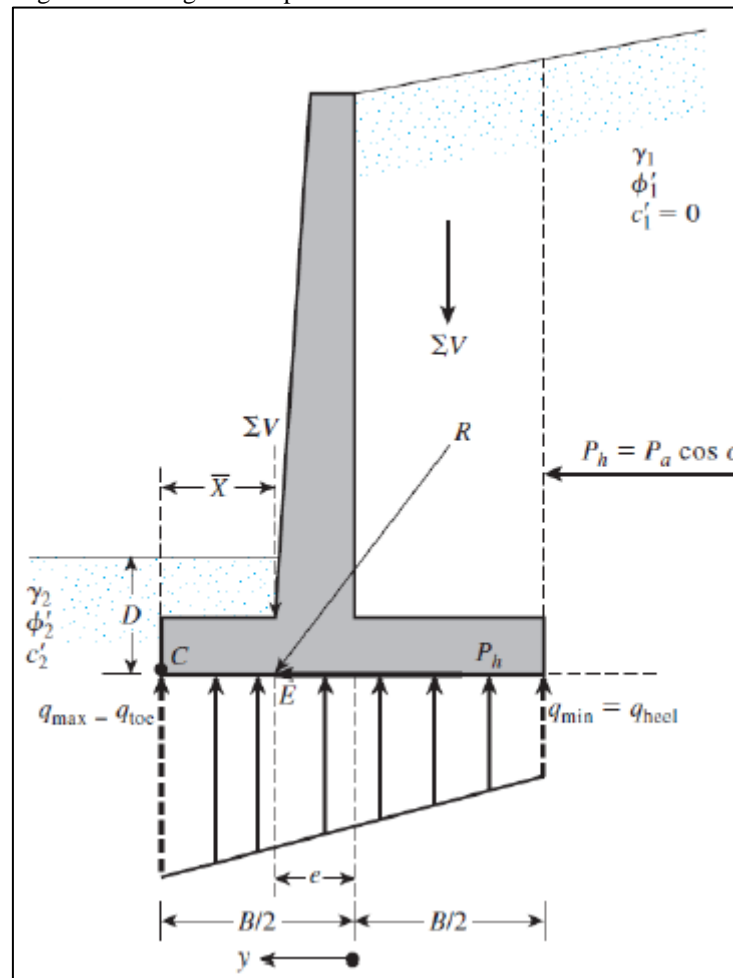
3.2.3 Tensões no solo (Capacidade de carga da fundação)

Conforme a ABNT (NBR 6122:2010), a área de uma fundação que está sendo solicitada por cargas que não apresentam excentricidade, ou seja, centradas, deve ser tal que as tensões transmitidas ao solo de fundação, consideradas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

Por outro lado, e ainda de acordo com a ABNT (NBR 6122:2010), considerando cargas excêntricas, as quais são provenientes de qualquer decomposição de forças que incluam ou gerem momentos, a área comprimida deve ser de no mínimo 2/3 da área total. Além disto, deve ser garantido que a tensão máxima de borda seja igual ou menor à tensão admissível ou de projeto.

A capacidade de carga, de acordo com Gerscovich (2010) resume-se na verificação da segurança contra a ruptura e deformações abundantes do terreno de fundação. Esta análise usualmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões lineares ao longo da base. Levando-se em conta que a resultante das forças atuantes no muro esteja localizada no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões terá formato trapezoidal e, por consequência, o terreno estará sofrendo compressão. Caso contrário, deverá ser levada em conta a excentricidade e o diagrama terá formato triangular em função da posição da resultante. A Figura 39 ilustra esta situação do diagrama trapezoidal.

Figura 39 – Diagrama trapezoidal na base



Fonte: Das (2016)

Das (2016), explica que a questão da excentricidade deve ser observada, e ela se subdivide em:

- $e = 0$, quando tem-se compressão centrada (Diagrama retangular para as tensões);
- $e > b/6$, quando surge tensões de tração numa borda da fundação (Diagrama bi-triangular);
- $e < b/6$, quando tem-se apenas tensões de compressão (Diagrama em forma trapezoidal, como na figura acima)

No que se refere a fatores de segurança a compressão, ABNT (NBR 6122:2010) determina que a verificação de segurança pode ser feita por fator de segurança global ou parciais, no entanto, obedecendo os valores contidos na Tabela 14.

Tabela 14 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração

Métodos de determinação de resistência última	Coeficientes de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos (a)	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos (b)	2,15	3,00
Semi-empíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00

Fonte: ABNT NBR (6122:2010), adaptado

Nota:

(a) Atendendo ao domínio de validade do terreno local.

(b) Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Para o cálculo da tensão de ruptura, deve ser utilizada a formula geral de ruptura de Terzaghi modificada por Vesic (1975 apud CINTRA; AOKI, 2010), equação 65:

$$\sigma_{rupt.} = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_y * S_y \quad (65)$$

Onde:

- c = coesão do solo em N/m²;
- q = carga distribuída em N/m²;
- γ = peso específico do solo em N/m³;
- B = menor dimensão da base do muro;
- N_c, N_q, N_y = adimensionais da solução de Terzaghi, apresentados na Tabela 15, abaixo;
- S_c, S_q, S_y = fatores de forma iguais a 1 para o caso de sapatas corridas.

Tabela 15 – Fatores de capacidade de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: Gerscovich (2010) apud Vesic (1975), adaptado

Assim, o fator de segurança da capacidade de carga na fundação será:

$$FS_{\text{capac.de carga}} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{\text{máx}}} \quad (66)$$

Onde:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (67)$$

A NBR 6122 (ABNT, 2010) afirma o seguinte:

$$\begin{cases} \sigma_{m\acute{a}x} = \text{tens\~{a}o de borda m\acute{a}xima} \leq 1,3\sigma_s \\ \sigma_{m\acute{i}n} = \text{tens\~{a}o de borda m\acute{i}nima} > 0 \end{cases}$$

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \leq \sigma_s \quad (68)$$

3.2.4 Ruptura global

Barros (2014) afirma que, al\em das formas de verifica\c{a}o de estabilidades de ruptura anteriormente citadas, existe ainda a possibilidade de ocorrer \a ruptura global do maci\c{o} ao longo de uma superf\i{c}ie de ruptura sem tocar a estrutura do arrimo. Isso pode ocorrer, principalmente, quando h\aa camadas ou zonas de solos com resist\ec{e}ncias inferiores abaixo da funda\c{a}o do muro de arrimo.

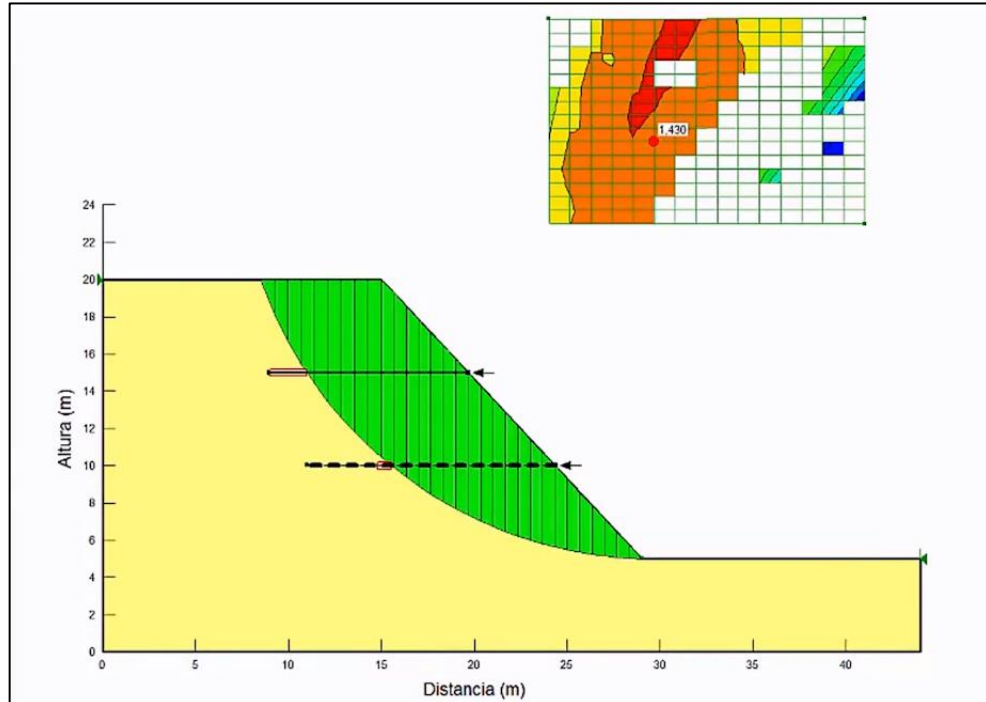
Segundo Gerscovich (2010), para a verifica\c{a}o de ruptura global, consiste em garantir um coeficiente de seguran\c{a}, de acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), adequado \a rota\c{a}o de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superf\i{c}ie cil\i{nd}rica, nesse caso:

$$FS_{global} = \frac{\sum M_{resis.}}{\sum m_{solic.}} \geq \begin{cases} 1,3 \text{ obras provis\~{o}rias} \\ 1,5 \text{ obras permanentes} \end{cases} \quad (69)$$

Este tipo de deslizamento \e semelhante ao que ocorre nos taludes, logo, os m\etodos utilizados em taludes podem aqui tamb\em ser utilizados. Gerscovich (2010) cita o m\etodo de fatias de Fellenius, como visto no referencial deste trabalho, que consiste em dividir o maci\c{o} em fatias e considerar as for\c{a}s atuantes em cada uma delas.

A Figura 40 abaixo representa um pré-dimensionamento de talude no *software* GeoStudio (*Geo-Slope International, 2012*) módulo Slope, no qual será trabalhado os estudos de caso de muros de arrimo deste trabalho, para determinação da estabilidade global.

Figura 40 – Pré-dimensionamento de talude no *software* GeoStudio módulo Slope – Ruptura global



Fonte: GeoStudio (*Geo-Slope International, 2012*)

3.3 Dimensionamento das armaduras de flexão

Moliterno (1994) afirma que para os projetos de muros de arrimo deve-se obedecer a sequência lógica chamada de marcha de cálculo:

- 1) Fixação das dimensões;
- 2) Verificação da estabilidade;
- 3) Determinação dos esforços internos na cortina e dimensionamento de armaduras;
- 4) Cálculo dos esforços internos nas sapatas e dimensionamento de armaduras.

Os muros de flexão, em concreto armado em perfil clássico, além de cumprir as etapas 1 e 2, devem cumprir as etapas 3 e 4 também, diferentemente dos outros tipos de muro de arrimo.

As armaduras de flexão para serem dimensionadas deve-se conhecer as vinculações do muro. No caso do muro CA em perfil clássico, sua vinculação é dada por engaste na base e livre na ponta. Moliterno (1994) relata que esse tipo de muro é dimensionado como uma laje

maciça e outra como laje em balanço, tendo uma distribuição de cargas decrescente à medida que se direciona para o topo do muro.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é estipulado valores mínimos para a espessura das lajes maciças que devem ser respeitadas. Essa norma ainda estabelece os coeficientes de ponderação de cálculo para as resistências características, baseada nos estados limites últimos. Esses coeficientes são para o aço e para o concreto, como mostra a Tabela 16:

Tabela 16 – Coeficientes de ponderação

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT (NBR 6118:2014)

As armaduras longitudinais que absorvem os esforços de flexão podem ser determinadas da mesma forma que se calculam armaduras de uma viga (CARVALHO E FILHO, 2014). Conforme as seguintes equações:

$$K_{md} = 0,68 * K_x - 0,272 * K_x^2 \quad (70)$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{bw * d^2 * fcd} \quad (71)$$

$$A_s = \frac{M_d}{Kz * d * fyd} \quad (72)$$

Onde:

- M_d = Momento de cálculo, que leva em consideração o coeficiente de ponderação;
- K_x = Aproveitamento da seção de concreto;
- bw = largura da base em análise;
- d = altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;
- fcd = resistência de cálculo do concreto, que leva em consideração γ_c ;
- A_s = área de aço;

- K_z = Valor adimensional, obtido pela subtração de 40% do valor de K_x de um unitário,
- f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$.

Marchetti (2007) demonstra que o valor do empuxo total, que se utiliza no cálculo da armadura, considera a altura do muro dividindo em seções de um metro. Esse cálculo é feito a partir da primeira seção no topo do muro em direção à base, fazendo o acúmulo de seções.

Além desse cálculo, de área de aço por metro de largura, proposto por Marchetti (2007), deve-se fazer a verificações da necessidade de armadura transversal, contra o cisalhamento.

É permitido dispensar o uso de armadura transversal, quando esta resiste aos esforços de tração devidos à força cortante, onde os critérios de ancoragem sejam atendidos e a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) seja menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}) (ABNT NBR 6118:2014).

A ABNT (NBR 6118:2014) informa as equações que determinam a força cortante resistente de cálculo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * bw * d \quad (73)$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 * f_{ctd} \quad (74)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c \quad (75)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (76)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bw * d} \leq 0,02 \quad (77)$$

3.3.1 Armaduras de distribuição e secundária de flexão

Carvalho e Filho (2014) demonstram que a quantidade de armadura positiva de distribuição, segunda a norma, é:

- $A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal e $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$;

- $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\text{mín.}}$

Além disto, para os casos de lajes armadas em duas direções, Carvalho e Filho (2014) ainda relatam que o item 20.1 da norma, impõe que as armaduras de distribuição, além de terem no mínimo 20% da armadura principal, ainda devem respeitar um espaçamento máximo entre barras de 33 cm.

3.3.2 Comprimento de ancoragem

O comprimento básico de ancoragem (l_b) é o comprimento necessário para ancorar a força limite $A_s * f_{yd}$ em uma barra de diâmetro ϕ , da armadura passiva, admitindo-se ao longo deste, tensão de aderência uniforme e igual à f_{bd} (ABNT BR 6118:2014).

Assim temos:

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (78)$$

O termo f_{bd} pode ser determinado pela equação 79:

$$f_{bd} = n1 * n2 * n3 * f_{cta} \quad (79)$$

Tendo para os coeficientes “n” usuais:

- $n1 = 2,25$ para CA50;
- $n2 = 0,7$ para zonas de má aderência;
- $n3 = 1$ para barras de diâmetro inferior a 32 mm.

3.3.3 Momento de fissuração

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o momento de fissuração (M_r), para a verificação do estado limite de deformação excessiva, é calculado pela equação abaixo:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{\gamma_t} \quad (80)$$

Onde:

- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;
- I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;
- $f_{ct,m}$ = Resistência média de tração do concreto;
- Y_t = Distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

A tabela 13.3 da ABNT (NBR 6118:2014) trata dos valores limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Impõe também que para a aceitabilidade sensorial, para a razão de limitação visual, o deslocamento limite total, a considerar é da ordem de $l/250$.

Ainda com relação à tabela 13.3 acima mencionada, deve-se atentar para a nota 1 da mesma, onde é feita a consideração sobre estruturas em balanço. O texto menciona que os valores limites de deslocamentos impostos na tabela são para vãos “1” suportados em ambas as extremidades por apoios imóveis. Para tanto, quando estiverem envolvidas na análise, estruturas em balanço, o vão equivalente a considerar, deverá ser o dobro do comprimento do balanço.

4. DIRETRIZES PARA O ESTUDO DE CASO

Conforme mencionado ao decorrer do trabalho, alguns autores recomendam alturas ideais para projeto de alguns tipos de muros de arrimo. No caso do muro de flexão em concreto armado com perfil clássico, Moliterno (1994) indica que estes devem ter alturas entre dois e quatro metros. Gerscovich (2010) afirma que é inviável esse tipo de muro para alturas superior a cinco metros.

Assim, o estudo de caso proposto para este trabalho será a análise de estabilidade global em muros de arrimo de flexão em concreto armado em perfil clássico para diferentes alturas, alturas estas que contrapõe o citado na literatura.

Para estas análises e avaliação da altura variante em relação ao dimensionamento, serão necessários que os parâmetros do solo sejam os mesmos. Com isso, para obtenção dos parâmetros do solo, utilizará um resultado real (exemplo) de um ensaio de SPT constado em anexo E, para os cálculos analíticos de dimensionamento, quanto as análises realizadas em meio computacional, será utilizada a tabela 17, de Jr (2013) para os parâmetros necessários.

As dimensões das contenções serão de 5, 6 e 7 metros, e o pré-dimensionamento de acordo com Marchetti (2007).

Como parâmetros adotados, teremos o ângulo β entre a superfície do aterro e a parte mais alta do muro igual a 0° (zero grau), no caso, a superfície apresentará nivelamento com a extremidade superior do muro, e apresentará uma sobrecarga distribuída de 20 kPa, cumprindo assim os requisitos normativos.

O concreto utilizado será um C30 com resistência característica à compressão de 30 MPa, além de uma classe de agressividade ambiental moderada. A escolha deste concreto, justifica-se com o objetivo de manter um padrão para todas as estruturas dimensionadas, manter o mesmo tipo de concreto, tanto para as cortinas quanto para as sapatas e também para, de certa forma, melhorar igualmente a rigidez das estruturas.

Vale ressaltar que os muros que serão dimensionados não trabalharão em nível d'água.

O *software* que será utilizado é o GeoStudio (*Geo-Slope International*, 2012) para a análise de estabilidade global e posteriormente em segundo momento a análise de tensão-deformação dos estudos de casos que serão apresentados. Esse *software* possui o acoplamento entre os módulos Slope/W e Sigma/W, e o estudo de estabilidade que ele realiza é baseado nos métodos de equilíbrio limite, e por tensão-deformação, gerando assim o comportamento geotécnico da estrutura em função de sua estabilidade global (valores de FS) e ainda gera os deslocamentos mobilizados (horizontais e verticais).

5. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ADOTADOS

5.1 Parâmetros adotados para cálculos manuais

Utilizando metodologias apresentadas no referencial teórico, os parâmetros do solo devem ser determinados na sequência, com o objetivo de apresentar valores próximos à realidade, e para a realização do cálculo manual. Para realizar o proposto nos objetivos deste trabalho, foi preciso adaptar os valores dos parâmetros de solo igualmente, independente da variação da altura. Com isso, para a altura máxima da contenção de 7 metros, obtém-se:

- N_{spt} (médio), segundo ensaio em anexo:

$$N_{spt} = \frac{14 + 6 + 7 + 9 + 10 + 11 + 11}{7} = 9,71$$

- Consistência do solo: Mediamente compacto;
- Silte arenoso pouco micáceo.

Para se determinar o peso específico do solo nesse talude consideram-se as tabelas 01 e 03, obtendo:

$$\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$$

- Ângulo de atrito:

Baseando-se na equação 03, o ângulo de atrito será:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * N_{spt} = 28^\circ + 0,4 * 9,71 = 31,88^\circ$$

- Coesão:

Baseando-se na equação 02, a coesão será:

$$c = 10 * N_{spt} = 10 * 9,71 = 97,1 \text{ kPa}$$

Para a determinação da tensão admissível, será estimado o bulbo de tensões em função da menor dimensão da sapata. Os muros serão dimensionados para larguras de 1 metro, esta dimensão será a menor da sapata se comparada aos pré-dimensionamentos já executados.

Portanto, para esta, os bulbos de tensões estimados terão largura de seis vezes a mesma, ou seja, seis metros de profundidade. Considerando uma cota de assentamento de aproximadamente noventa centímetros abaixo da superfície, tem-se para o ensaio utilizado, os seguintes N_{pt} 's: 13 a 27, os quais induzem a um N_{spt} (médio) de aproximadamente:

$$N_{spt} = \frac{13 + 19 + 21 + 23 + 25 + 27}{6} = 21,33$$

- Consistência do solo: Compacto;
- Silte arenoso com pedregulhos.

Para se determinar o peso específico do solo nesse talude consideram-se as tabelas 01 e 03, obtendo:

$$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

- Ângulo de atrito:

Baseando-se na equação 03, o ângulo de atrito será:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * N_{spt} = 28^\circ + 0,4 * 21,33 = 36,53^\circ$$

- Coesão:

Baseando-se na equação 02, a coesão será:

$$c = 10 * N_{spt} = 10 * 21,33 = 213,3 \text{ kPa}$$

Os valores para a coesão do solo podem ser considerados como cargas negativas, para o cálculo do empuxo. Moliterno (1994) aconselha nesse caso, desconsiderar a coesão do solo para o cálculo do empuxo, pois estas características podem se alterar em função de variações climáticas e grau de umidade. Assim, tem-se o aumento do fator de segurança. Por fim, para os estudos de caso, a coesão do solo será nula.

- Determinação da tensão no solo, seguindo a equação 65:
- Fatores de capacidade de carga, de acordo com a tabela 15, para $\phi = 36,53^\circ$:
 - $N_c = 53,44$;
 - $N_q = 40,71$;
 - $N_\gamma = 62,07$;
- Fatores de forma para sapata corrida:
 - $S_c = 1$;
 - $S_q = 1$;
 - $S_\gamma = 1$.

$$\sigma_{rupt.} = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma$$

$$\sigma_{rupt.} = [(0 * 53,44) * (1 + 20 * 40,71 * 1)] + \frac{1}{2} * 18 * 1 * 62,07 * 1 = 558,63 \text{ kPa}$$

Levando em consideração os valores contidos na Tabela 14, os quais foram extraídos da ABNT NBR (6122:2010), e a equação 66, a tensão admissível do solo de fundação será:

$$FS_{capac.de\ carga} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} \rightarrow \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_r}{FS} = \frac{558,63}{3} = 0,186 \text{ MPa}$$

5.2 Parâmetros dos solos para análise de estabilidade

Para utilizar o programa GeoStudio, módulo Slope/W para a análise de estabilidade global, foram adotados os seguintes parâmetros, conforme Tabela 17 retirada da obra

Fundações e contenções de edifício de Jr. (2013), para o solo do talude. Os solos propostos são do tipo: areia pouco siltosa e um segundo sendo, argila porosa vermelha. Os parâmetros de resistência efetivos, coesão e ângulo de atrito, são os de uso comum e generalizado na Mecânica dos Solos, seguindo assim ao critério de Mohr-Coulomb.

O *software* utiliza o princípio de equilíbrio limite e Morgenstern & Price para o cálculo do fator de segurança da contenção.

Tabela 17 – Parâmetros médios do solo

Tipo de solo	Faixa SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2	32	-
	19 - 41	8000 - 15000	2	2,1	35	-
	≥ 41	16000 - 20000	2	2,1	38	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2	30	0,75
	19 - 41	10000	2	2,1	32	1
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25	3
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24	2
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24	3
	20 - 30	3000 - 10000	2	2	25	4
Argila arenosa pouco siltosa	≥ 30	10000 - 15000	2	2	25	5
	0 - 2	500	1,5	1,7	15	1
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15	2
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20	5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	≥ 20	3500 - 5000	2	2	25	6,5
	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15	0,5
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15	1
	5 - 8	8000	1,8	1,9	25	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2	26	2
	19 - 41	15000	2	2	27	3
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28	5

Fonte: Jr. (2013), adaptado

Na Tabela 18 abaixo, apresento os estudos de caso para inserção no programa GeoStudio (2012), módulo Slope/W.

Tabela 18 – Parâmetros dos estudos dos solos

Altura muro (m)	Peso Específico do muro (kN/m ³)	Tipo de Solo	Faixa SPT	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito	Coesão (kN/m ²)	Sobrecarga
5	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
5	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
5	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
5	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa
6	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
6	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
6	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
6	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa
7	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
7	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
7	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
7	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa

Fonte: A autora

Para a análise de estabilidade via *software* GeoStudio 2012, módulo Slope/W acontece através da função “*entry and exit*”, onde as regiões de “início” (números de incrementos de entrada) e as regiões de “fim” (números de incrementos de saída) da superfície de ruptura a partir dos segmentos de reta passando por uma linha perpendicular intermediária, auxiliando na locação do raio da superfície circular (número de incrementos de raio). (PEREIRA, 2016)

No presente trabalho, os segmentos foram divididos em 30 incrementos (intervalos), como mostrado na Figura 41, gerando assim 31 pontos de pesquisa onde cada ponto é submetido a 961 (31 x 31) estudos de superfície de ruptura, totalizando 29.791 (31 x 31 x 31)

superfícies estudadas, onde o *software* escolhe a superfície que apresenta o menor fator de segurança.

Figura 41 – Entrada de dados do software para rotina de busca de superfícies de ruptura "entry and exit"

Fonte: GeoStudio (2012)

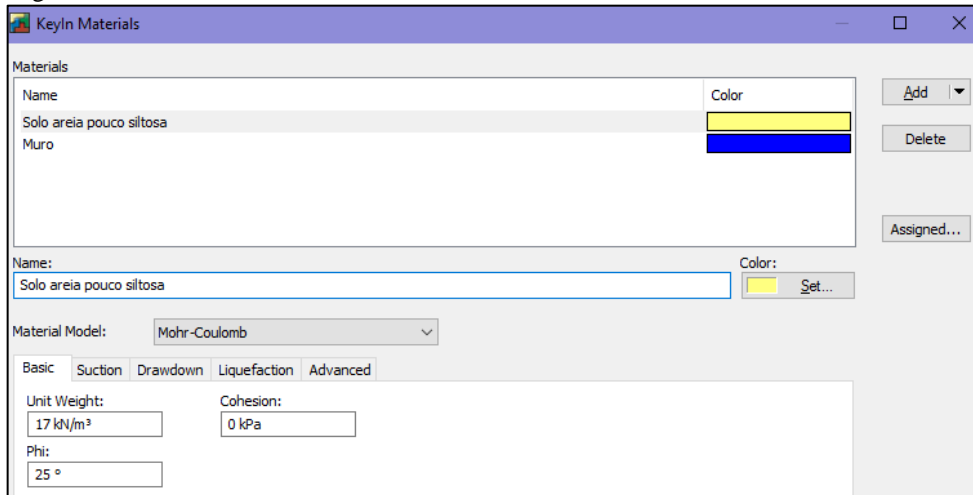
Para as entradas de dados do programa, além do apresentado na Figura 41, estão apresentadas as entradas nas imagens abaixo. Na Figura 42, para as análises foi desativado a otimização da superfície de ruptura em "Slip Surface", assim para o programa trabalhar somente com superfícies circulares de ruptura.

Figura 42 – Dados de entrada em "Slip Surface"

Fonte: GeoStudio (2012)

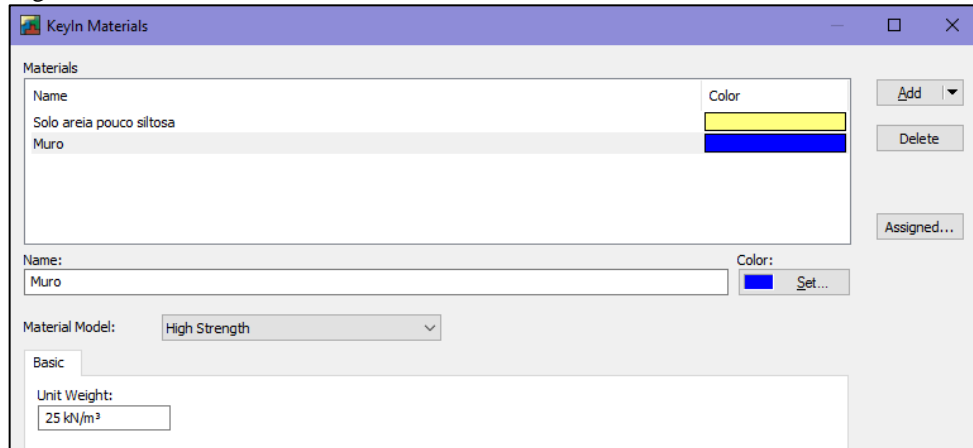
Para as entradas dos parâmetros relacionados ao solo e materiais em “*Materials*”, entramos com os valores (Figuras 43 e 44) de pesos específicos, ângulo de atrito e coesão. Além de o solo trabalhar com um “*Material Model*” em Mohr-Coulomb e o muro de arrimo em “*High Strength*”.

Figura 43 – Dados de entrada em “*Materials*”



Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 44 – Dados de entrada em “*Materials*”



Fonte: GeoStudio (2012)

5.3 Parâmetros adotados para análise tensão-deformação

Para os estudos de casos hipotéticos, foram considerados módulos de elasticidade de acordo com a Tabela 17, de Jr (2013), baseado em cada tipo de solo:

- Areia pouco siltosa – $E = 20000$ a 50000 KPa – adotado 30000 KPa
- Argila porosa vermelha – $E = 10000$ a 20000 KPa – adotado 10000 KPa

Coeficiente de Poisson para esses tipos de solos não foram encontrados, por conta disso, utilizou-se um de valor equivalente a 0,334, conforme Tabela 7, proposta por Aoki e Velloso (1975).

Parâmetros do Concreto Armado, foram utilizados de acordo com itens anteriores, onde foram calculados de acordo com a equação 57, para um concreto equivalente a 30 MPa.

Para este trabalho, em específico, como já fora mencionado, os parâmetros foram adotados para todos os estudos de caso, mesmo os muros tendo alturas diferentes. No caso de projetos reais, os parâmetros do solo, são baseados em resultados reais.

Para as análises tensão-deformação, utiliza-se do módulo Sigma/W do *software* GeoStudio (2012). Onde o SIGMA/W realiza análises elasto-plástico através de uma formulação à base do Método dos Elementos Finitos, a fim de obter resultados de tensões e deformações do maciço. A relação entre tensões e deformações faz com que o programa analise os materiais de forma abrangente, tornando possível solucionar, tanto problema simples, quanto complexos (FONSECA, 2013).

Inicialmente a partir do módulo Sigma/W do programa GeoStudio 2012, é criado a rotina “*In situ*”, gerando assim a modelagem inicial do problema, onde é introduzido os parâmetros efetivos do solo (Figuras 45 e 46) e as condições de contorno.

Figura 45 – Parâmetros efetivos do solo - Areia pouco siltosa

The screenshot shows the 'KeyIn Materials' dialog box with the following settings:

- Materials List:** A table with columns 'Name' and 'Color'. The first row is 'Solo areia pouco siltosa' with a yellow color swatch. The second row is 'Muro' with a blue color swatch.
- Name:** Solo areia pouco siltosa
- Color:** Yellow (with a 'Set...' button)
- Material Category:** Effective-Drained Parameters
- Material Model:** Elastic-Plastic (Effective)
- Effective E-Modulus (E'):**
 - Constant: 30.000 kPa
 - Function: (none)
- Eff. Cohesion (C'):** 0 kPa
- Unit Weight:** 25 kN/m³
- Eff. Phi (Phi'):** 25 °
- Dilation Angle:** 0 °
- Poisson's Ratio:** 0,334
- Activation PWP: 0 kPa
- Specify Insitu Ko: 0,5015015
- Hydraulic Properties (for C modification):**
 - Vol. Water Content Fn:** (none)
 - Use steady-state strength when liquefied
 - Steady-state strength (C_{ss}): 0 kPa
 - Collapse surface angle: 0 °

At the bottom, there are buttons for 'Undo', 'Redo', 'Show Legend', 'Properties...', and 'Close'.

Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 46 – Parâmetros efetivos do solo - Argila porosa vermelha

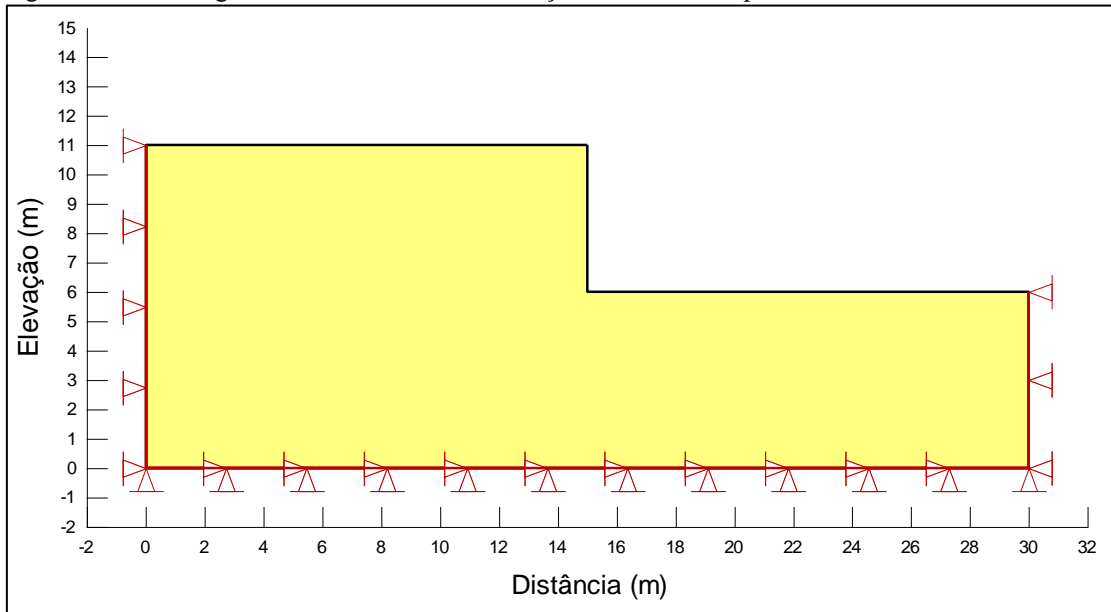
The screenshot shows the 'KeyIn Materials' dialog box with the following settings for the material 'Solo argila vermelha':

Property	Value
Material Category	Effective-Drained Parameters
Material Model	Elastic-Plastic (Effective)
Effective E-Modulus (E)	Constant: 10.000 kPa
Eff. Cohesion (C')	30 kPa
Eff. Phi (Phi')	25 °
Poisson's Ratio'	0,334
Specify Insitu Ko	0,5015015
Unit Weight	17 kN/m³
Dilation Angle	0 °
Activation PWP	0 kPa
Vol. Water Content Fn	(none)
Steady-state strength (C _{ss})	0 kPa
Collapse surface angle	0 °

Fonte: GeoStudio (2012)

As condições de contorno são necessárias para que seja impedido o deslocamento do maciço, na linha do limite inferior aplica-se apoios para impedir os deslocamentos nas direções X e Y, e nas linhas laterais (esquerda e direita) os apoios tem por objetivo impedir os deslocamentos horizontais (Figura 47).

Figura 47 – Modelagem na rotina “*In situ*” – Condições de contorno aplicadas



Fonte: GeoStudio (2012)

Posteriormente foi criada uma rotina chamada “Muro” (Figura 48), onde foi acrescida a sobrecarga ao topo do talude de 20 kPa e em seguida foi criado um elemento de viga (“parede” do muro), representando o muro, na qual é foi calculada sua inércia e área para uma extensão de 1 m, conforme equações 81 e 82.

$$S = b * h \quad (81)$$

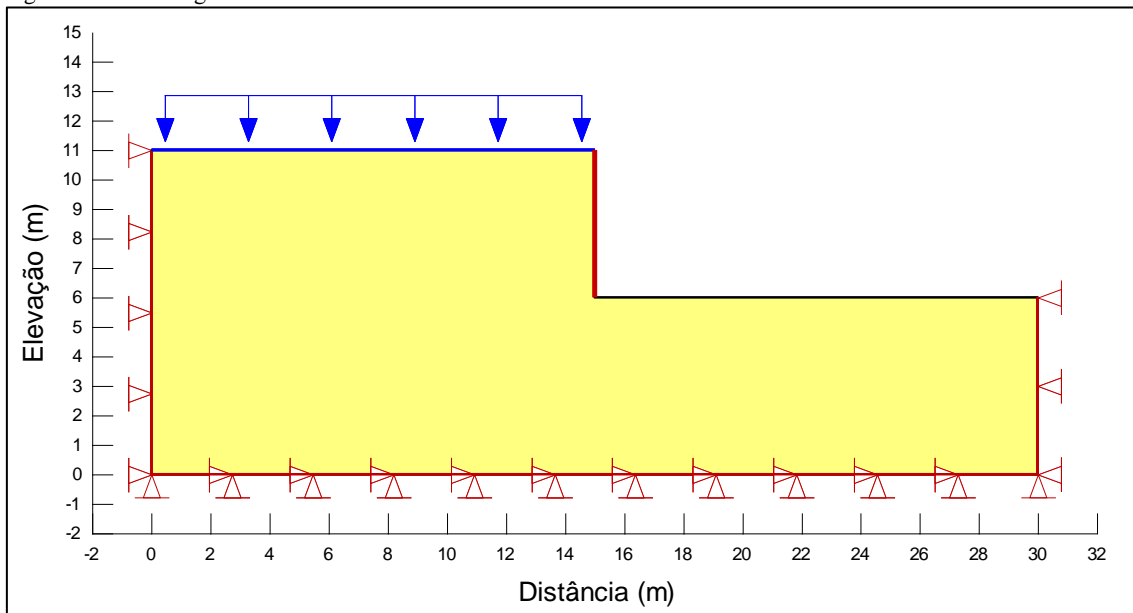
$$I = \frac{h * b^3}{12} \quad (82)$$

Onde:

- b = largura do muro (espessura), em metros;
- h = extensão e 1 metro.

Para o muro com altura de 5 metros, a espessura média é de 0,45 m, no caso obteve-se uma área de 0,45 m² e inércia de 0,00759375 m⁴. Quando a altura do muro foi de 6 metros e 7 metros, a área a partir da espessura média de 0,60 m, a área encontrada foi de 0,60 m² e inércia equivalente a 0,018 m⁴.

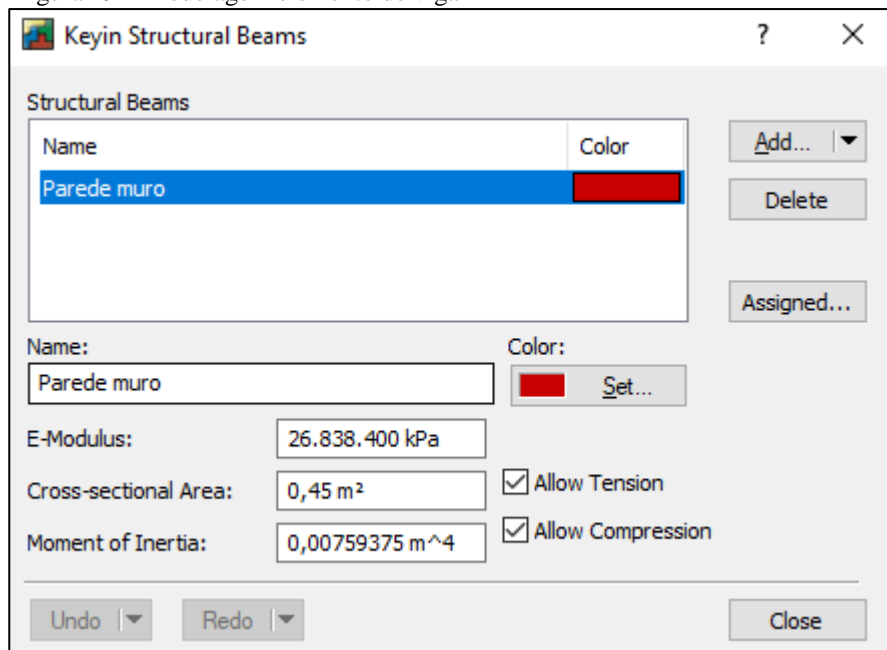
Figura 48 – Modelagem na rotina “Muro”



Fonte: GeoStudio (2012)

No caso desse elemento de viga imposto à parede do muro, a área de seção transversal e momento de inércia (Figura 49) variam de acordo com a espessura de cada muro adotadas para as análises de tensão deformação, e para 1m de extensão, porém o módulo de elasticidade secante é correspondente a um concreto de f_{ck} igual a 30 Mpa como citado anteriormente.

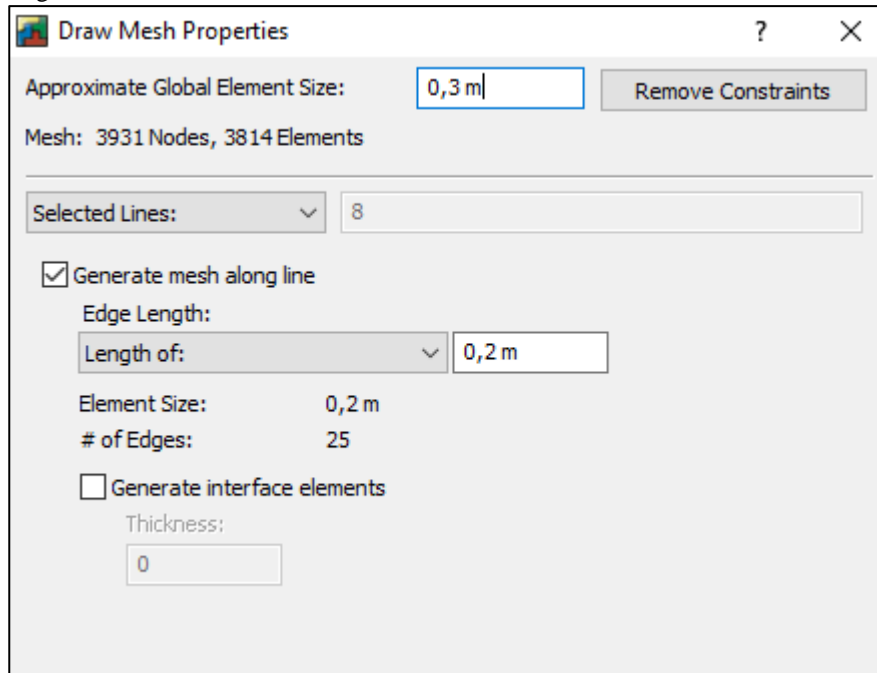
Figura 49 – Modelagem elemento de viga



Fonte: GeoStudio (2012)

Imposta uma malha de elementos finitos (Figura 50) para demonstrar a deformação do solo. A malha de elementos finitos é montada automaticamente a partir da entrada de dados de uma malha padrão, gerando assim 3931 nós e 3814 elementos, para um muro de altura de 5 metros.

Figura 50 – Malha elementos de elementos finitos



Fonte: GeoStudio (2012)

Para o muro de altura de 6 metros, a malha possui 4351 nós e 4320 elementos. Para o muro de altura de 7 metros, a malha possui 4773 nós e 4662 elementos.

6. MEMÓRIA DE CÁLCULO

6.1 Perfil clássico com $h = 5$ metros

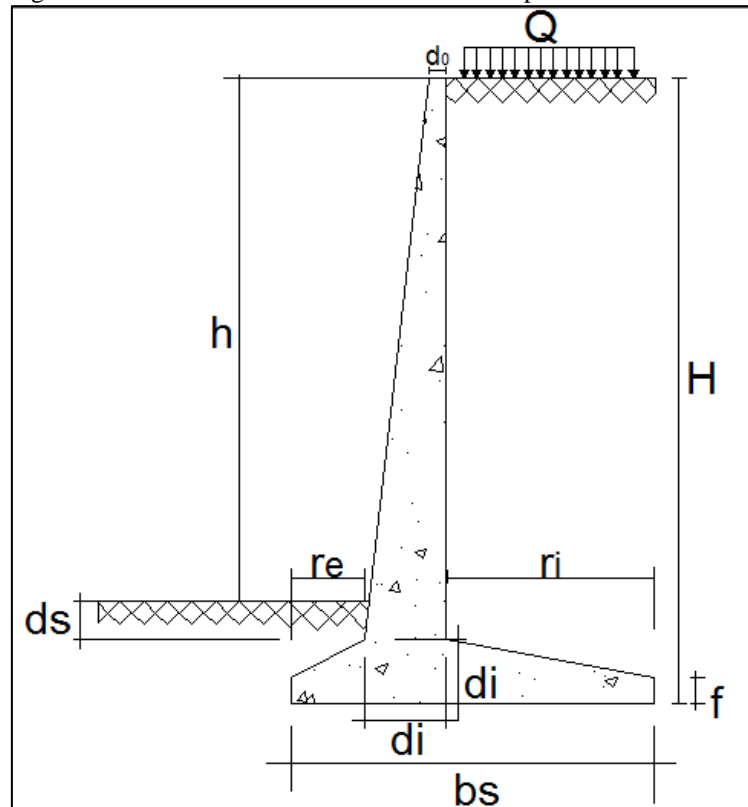
6.1.1 Modelo estrutural

Neste item a contenção será projetada para um muro de arrimo em perfil clássico, com uma altura de 5 metros. Estrutura esta que resiste aos esforços a partir das seguintes vinculações: engaste na base e livre no topo. A cortina dessa contenção apresenta dimensão variável ao longo de sua altura, onde sua base é mais espessa. A sapata, possui dimensões variáveis também, diminuindo a altura do elemento quanto mais se aproxima das extremidades (na direção do talude ou contrário a ele).

Esta estrutura é projetada para resistir a esforços horizontais na cortina, provenientes do empuxo gerado pelo solo a ser contido. Há também esforços gerados na sapata, provenientes do empuxo e do peso de solo acima e do peso próprio da estrutura.

A concepção estrutural acima mencionada pode ser mais bem visualizada na Figura 51, bem como a letra que representa cada região do muro em questão.

Figura 51 – Modelo estrutural muro de arrimo - perfil clássico



Fonte: A autora

6.1.2 Pré-dimensões

A Tabela 19 abaixo apresenta os valores do pré-dimensionamento do muro de arrimo em perfil clássico de 5 metros de altura, esses valores foram calculados a partir da recomendação de Marchetti (2007).

Tabela 19 – Pré-dimensionamento Perfil clássico - 5 m

Dados Geométricos	
h (m)	5,00
d ₀ (m)	0,30
d _i (m)	0,60
d _s (m)	0,20
r _i (m)	2,10
f (m)	0,35
r _e (m)	0,50
H (m)	5,80
Extensão (m)	1,00
b _s (m)	3,20

Fonte: A autora

6.1.3 Cálculo do empuxo

- Coeficientes, conforme as equações 27 e 29:

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{31,88}{2} \right) = 0,31$$

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{31,88}{2} \right) = 3,24$$

- Efeito da sobrecarga, altura equivalente, em concordância com a equação 42:

$$h_o = \frac{q_0}{\gamma} = \frac{20}{17} = 1,18 \text{ m}$$

Empuxos baseados nas equações 36 e 38:

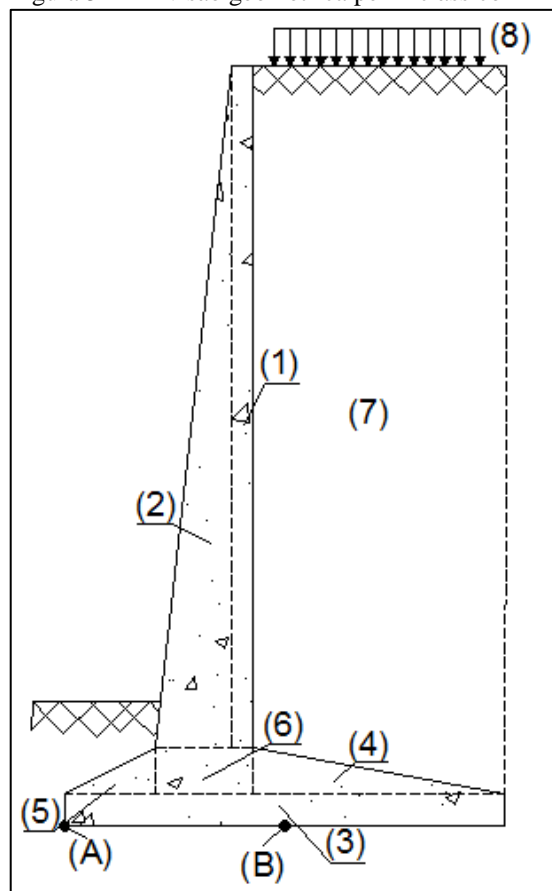
$$E_a = \frac{k_a * \gamma * (H - z_0)^2}{2} = \frac{0,31 * 17 * ((5,80 + 1,18)^2 - 1,18^2)}{2} = 124,71 \text{ kN/m}$$

$$E_p = \frac{k_p * \gamma * H^2}{2} = \frac{3,24 * 18 * (0,60 + 0,20)^2}{2} = 18,66 \text{ kN/m}$$

6.1.4 Verificação da estabilidade

Os componentes do muro foram divididos geometricamente conforme a Figura 52, e os valores de peso, braço de alavanca e momento de restituição estão apresentados na Tabela 20:

Figura 52 – Divisão geométrica perfil clássico



Fonte: A autora

Tabela 20 – Pesos e Mom. Restit. - Perfil clássico - 5 m (Ponto A)

Componente	Peso (kN/m)	Alavanca (m)	Mrestituição (Ponto A) (kN.m)
(1)	$0,30 \cdot (5+0,20) \cdot 25$	0,95	37,05
(2)	$0,30 \cdot 5,20 \cdot 0,5 \cdot 25$	0,65	12,68
(3)	$0,35 \cdot 3,20 \cdot 25$	1,60	44,80
(4)	$0,25 \cdot 2,10 \cdot 0,5 \cdot 25$	1,80	11,81
(5)	$0,50 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 25$	0,33	0,52
(6)	$0,60 \cdot (0,60-0,35) \cdot 25$	0,80	3,00
(7)	$2,10 \cdot 5,20 \cdot 18$	2,15	422,60
(8)	$2,10 \cdot 20$	2,15	90,30
Σ	336,93	-	622,76

Fonte: A autora

- Ao escorregamento:

$$F_{atuante} = Empuxo_{ativo} = 124,71 \text{ kN/m}$$

$$F_{resisten.} = P_{tot.} \cdot Coef_{atrito} + Emp_{passivo} = 336,93 \cdot 0,81 + 18,66 = 291,57 \text{ kN/m}$$

$$\frac{\Sigma F_{resis.}}{\Sigma F_{atuante}} \geq 1,5 \rightarrow \frac{291,57}{124,71} = 2,34 > 1,5 \rightarrow ok!$$

- Ao tombamento:

O ponto onde o empuxo ativo é aplicado, em função da sobrecarga, é dado por:

$$y = \frac{H}{3} \cdot \frac{2 \cdot h_o + H}{h_o + H} = \frac{5,80}{3} \cdot \frac{2 \cdot 1,18 + 5,80}{1,18 + 5,80} = 2,26 \text{ m}$$

$$Mom_{tombamento} = E_a \cdot y = 124,71 \cdot 2,26 = 281,85 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mom_{restituição}}{Mom_{tombamento}} \geq 1,5 \rightarrow \frac{622,76}{281,85} = 2,21 \rightarrow ok!$$

- A capacidade de carga da fundação:

Os momentos aplicados no centro da sapata, ponto B, de acordo com a figura 52, estão expressos na Tabela 21 abaixo:

Tabela 21 – Braço de alavanca e Mom. Fletor (Ponto B)

Componente	Peso (kN/m)	Alavanca (m)	Mrestituição (kN.m)
(1)	$0,30*(5+0,20)*25$	0,65	25,35
(2)	$0,30*5,20*0,5*25$	0,95	18,53
(3)	$0,35*3,20*25$	0	0
(4)	$0,25*2,10*0,5*25$	-0,20	-1,31
(5)	$0,50*0,25*0,5*25$	1,27	1,98
(6)	$0,60*(0,60-0,35)*25$	0,80	3,0
(7)	$2,10*5,20*18$	-0,55	-108,11
(8)	$2,10*20$	-0,55	-23,10
Σ	336,93	-	-83,66

Fonte: A autora

O valor da tensão no solo, em relação à flexo-compressão é:

$$Mom_{resistente}(W) = \frac{B * L^2}{6} = \frac{1 * 3,20^2}{6} = 1,71$$

$$\sigma_{m\acute{a}xima} = \frac{P_{total}}{\acute{A}rea} + \frac{Matuante}{W} = \frac{336,93}{3,20} + \frac{(281,85 - 83,66)}{1,71} = 221,19 \text{ kPa} \rightarrow ok!$$

$$\sigma_{m\acute{i}nima} = \frac{P_{total}}{\acute{A}rea} - \frac{Matuante}{W} = \frac{336,93}{3,20} - \frac{(281,85 - 83,66)}{1,71} = -10,61 \text{ kPa}$$

Como a tensão mínima  negativa, existe tensão de traço no solo, onde necessita da verificao da região comprimida, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$Regi\tilde{a}o_{comprimida} = \frac{Bs * \sigma_{m\acute{a}xima}}{\sigma_{m\acute{a}xima} + \sigma_{m\acute{i}nima}} = \frac{3,20 * 221,19}{221,19 + 10,61} = 3,05 \text{ m}$$

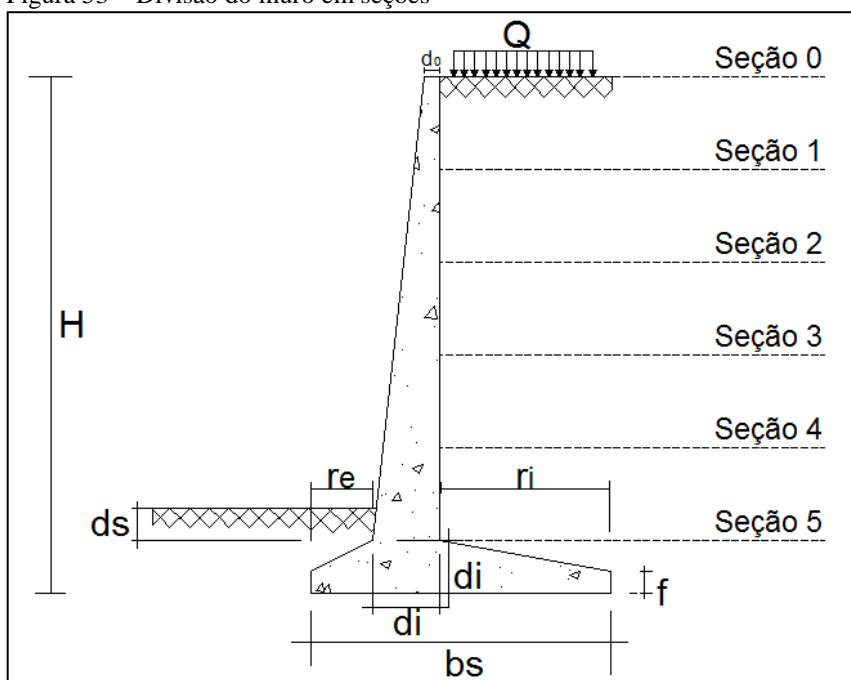
$$Regi\tilde{a}o_{comprimida} \geq \frac{2}{3} Areatotal \rightarrow 3,05 > 2,13 \rightarrow ok!$$

6.1.5 Verificao dos esforços no muro e cáculo de armaduras

Para a verificao dos esforços, foi realizada a divisão do muro em seoes, como demonstrado na Figura 53, as seoes foram divididas a cada 20%, onde a seo 1 representa

20% da altura, a seção 2 40% da altura, e assim sucessivamente, até chegar a seção 5 que corresponde à altura do muro total.

Figura 53 – Divisão do muro em seções



Fonte: A autora

- Seção 1: $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$$H_1 = 0,2 * (h + ds) = 0,2 * 5,20 = 1,04 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{ka * \gamma * ((H_1 + h_0)^2 - (h_0)^2)}{2}$$

$$E_a = \frac{0,31 * 17 * ((1,04 + 1,18)^2 - (1,18)^2)}{2} = 9,32 \text{ kN/m}$$

$$y = \frac{H_1}{3} * \frac{2 * h_0 + H_1}{h_0 + H_1} = \frac{1,04}{3} * \frac{2 * 1,18 + 1,04}{1,18 + 1,04} = 0,53 \text{ m}$$

$$Mom_{fletor} = E_a * y = 9,32 * 0,53 = 4,94 \text{ kN.m}$$

$$Mom_d = Mom_{fletor} * 1,4 = 6,92 \text{ kN.m}$$

$$d' = \text{cobrimento} + \frac{1}{2} \phi_{barra} = 3 + 0,8 = 3,8 \text{ cm} \rightarrow d = 0,322 \text{ m}$$

$$K_{md} = \frac{M_d}{bw * d^2 * fcd} = \frac{6,92}{1 * 0,322^2 * \left(\frac{30 * 10^3}{1,4}\right)} = 0,003$$

$$K_{md} = 0,68 * K_x - 0,272 * K_x^2 \rightarrow 0,003 = 0,68 * K_x - 0,272 K_x^2$$

$$K_x = 0,0044 \rightarrow ok!, \quad pois K_{xlimite} = 0,45$$

$$K_z = 1 - 0,4K_x = 1 - 0,4 * 0,015 = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z * d * fyd} = \frac{6,92}{0,998 * 0,322 * \left(\frac{500 * 10^3}{1,15}\right)} = 0,000050 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = \frac{\rho_{\min}}{100} * bw * h = \frac{0,15}{100} * 1 * 0,36 = 0,00054 \text{ m}^2/\text{m}$$

No caso, como a armadura mínima é superior à armadura calculada, adota-se a armadura mínima. Assim, serão aplicadas 8 barras de 8 mm de diâmetro ao longo de 1 metro de muro, de acordo com o afastamento mínimo entre as barras.

- Sapata: $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$

O momento no centro da sapata é dado por:

$$M_{centrosapata} = \frac{P_{total} * bs}{2} + M_{tombam.} - M_{restit.} = \frac{336,93 * 3,20}{2} + 281,85 - 622,76$$

$$M_{centrosapata} = 198,18 \text{ kN.m}$$

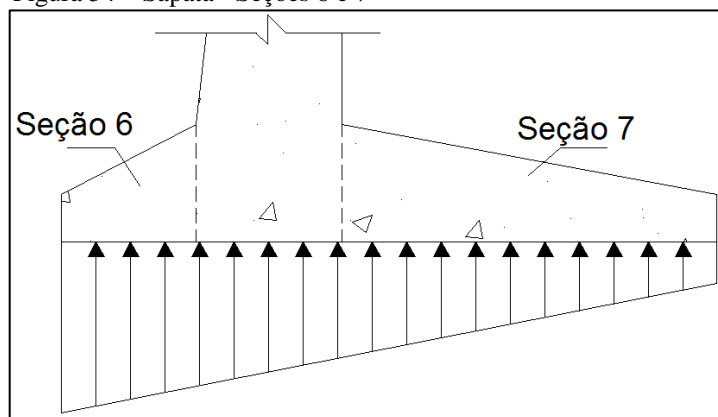
A excentricidade (e), e o núcleo central de inércia (NCI) são:

$$e = \frac{M_{centrosapata}}{P_{total}} = \frac{198,18}{336,93} = 0,59 \text{ m}$$

$$NCI = \frac{bs}{6} = \frac{3,20}{6} = 0,53 \text{ m}$$

Para a determinação dos esforços na sapata, esta foi dividida em seções, conforme ilustra a Figura 54, onde considerou a linha de eixo da cortina para fim de equilíbrio dos esforços:

Figura 54 – Sapata - Seções 6 e 7



Fonte: A autora

Como a tensão mínima é negativa existe uma região “x” nomeada como região comprimida (Já determinada anteriormente). Em função desta distância, as tensões no solo nas seções 6 e 7, são:

$$\sigma_{s6} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} * (x - (r_e + \frac{di}{2}))}{x} = \frac{221,19 * (3,05 - (0,50 + \frac{0,60}{2}))}{3,05} = 163,17 \text{ kPa/m}$$

$$\sigma_{s7} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} * (x - (r_e + di))}{x} = \frac{221,19 * (3,05 - (0,50 + 0,60))}{3,05} = 141,42 \text{ kPa/m}$$

Contudo o momento fletor nas seções 6 e 7 são:

$$M_{s6} = \left(\sigma_{s6} * \frac{(r_e + \frac{di}{2})^2}{2} \right) + \left((\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{s6}) * \frac{(r_e + \frac{di}{2})^2}{6} \right) - \left(PP_{sapata} * \frac{(r_e + \frac{di}{2})^2}{2} \right)$$

$$M_{s6} = \left(163,17 * \frac{\left(0,5 + \frac{0,6}{2}\right)^2}{2} \right) + \left((221,19 - 163,17) * \frac{\left(0,5 + \frac{0,6}{2}\right)^2}{6} \right) - \left(39,87 * \frac{\left(0,50 + \frac{0,60}{2}\right)^2}{2} \right) \rightarrow M_{s6} = 45,65 \text{ kN.m/m}$$

Por equilíbrio de momentos nos nós, o momento da seção 7 será:

$$M_{s7} = -M_{s5} + M_{s6} = -212,76 + 45,65 = -167,11 \text{ kN.m/m}$$

A Tabela 22, apresenta os parâmetros calculados para as outras seções do muro, além da sapata, conforme cálculos realizados para seção 1.

Tabela 22 – Dados de todas as seções - Perfil clássico - 5 m

Região	H (m)	Empuxo (kN/m)	y (m)	Cortante	Momento (kN.m)	e (m)	d (m)	Md (kN.m)
Seção 1	1,04	9,32	0,53	9,32	4,95	0,36	0,322	6,93
Seção 2	2,08	24,33	0,94	24,33	22,98	0,42	0,382	32,17
Seção 3	3,12	45,05	1,33	45,05	59,71	0,48	0,442	83,60
Seção 4	4,16	71,47	1,69	71,47	121	0,54	0,502	169,41
Seção 5	5,20	103,59	2,05	103,59	212,76	0,60	0,562	297,86
Sapata externa	-	-	-	125,33	45,65	0,35	0,312	63,91
Sapata interna	-	-	-	143,03	-167,11	0,475	0,437	-233,40

Fonte: A autora

A Tabela 23 apresenta as armaduras para cada seção:

Tabela 23 – Dados dos cálculos das armaduras em todas as seções

Região	kmd	kx	kz	Armadura longitudinal CA 50	
				As (m ² /m)	As min (m ² /m)
Seção 1	0,003	0,005	0,998	0,000050	0,00054
Seção 2	0,010	0,015	0,994	0,000195	0,00063
Seção 3	0,020	0,030	0,988	0,00044	0,00072
Seção 4	0,031	0,047	0,981	0,000791	0,00081
Seção 5	0,044	0,066	0,973	0,001252	0,00090
Sapata externa	0,031	0,046	0,982	0,000480	0,00053
Sapata interna	0,057	0,087	0,965	0,001276	0,00071

Fonte: A autora

Da mesma maneira que a seção 1 utilizou armadura mínima ao invés da armadura calculada, as outras seções entraram no mesmo quesito. No caso sendo 8 barras de 8 milímetros ao decorrer de 1 metro de muro.

6.1.6 Verificação de armadura da força cortante

- Seção 1:

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \rightarrow k = (1,6 - 0,322) = 1,278$$

$$f_{ct,m} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 0,30 * 30^{2/3} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 * f_{ct,m} = 0,70 * 2,896 = 2,027 \text{ MPa}$$

$$f_{cta} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,027}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 * f_{cta} = 0,25 * 1,448 = 0,362 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{0,00054}{1 * 0,322} = 0,0017 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * b_w * d$$

$$9,32 * 1,4 \leq [0,362 * 1,278 * (1,2 + 40 * 0,0017)] * 1 * 0,322 = 188,89 \text{ kN}$$

Nesse caso, a cortante de resistente de cálculo é maior que a cortante solicitante de cálculo, fazendo da verificação ok! Onde não será necessária a armação do elemento para resistir ao cisalhamento.

A Tabela 24 apresenta os dados para cada seção, e conclui-se que todas as demais seções não necessitaram de armadura de cisalhamento.

Tabela 24 – Verificação armadura de cisalhamento - Perfil clássico - 5 m

Região	Vsd	τ_{rd1} (MPa)	ρ_1	k	Vrd (kN)	Armadura?
Seção 1	13,05	0,362	0,0017	1,278	188,89	Não
Seção 2	34,07	0,362	0,0016	1,218	213,23	Não
Seção 3	63,07	0,362	0,0016	1,158	234,41	Não
Seção 4	100,06	0,362	0,0016	1,098	252,32	Não
Seção 5	145,02	0,362	0,0016	1,038	266,94	Não
Sapata externa	175,46	0,362	0,0017	1,288	184,36	Não
Sapata interna	200,24	0,362	0,0016	1,163	232,77	Não

Fonte: A autora

6.1.7 Armadura de distribuição

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), a armadura de distribuição será 1/5 da armadura principal ou 0,00025 m²/m., portanto, para a cortina, a maior armadura é de 0,001252 m²/m. considerando a utilização de barras CA50, com diâmetro de 8,0 mm e o espaçamento máximo entre as barras de 0,25 cm, tem-se 23 barras perpendiculares a armadura de flexão adotada. O mesmo acontece na sapata, portanto tem-se 13 de barras de 8,0 mm de diâmetro perpendiculares a armadura de flexão adotada.

6.1.8 Ancoragem das barras

$$f_{cab} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{cta} = 2,25 * 1 * 0,7 * 1,448 = 2,28 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,008}{4} * \frac{500}{2,28} = 0,38 \text{ m}$$

6.1.9 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração (M_r) será determinado na região mais crítica da estrutura, no caso, na junção entre a sapata e a cortina.

Este momento é dado pela equação 80:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t} = \frac{1,5 * 2896 * 0,018}{0,30} = 260,68 \text{ kN.m}$$

Como o momento que atua na seção 5 da cortina é de 212,76 kN.m e assim, menor que o momento de fissuração, considera-se verificado.

6.1.10 Quadro de ferro e armaduras

O quadro de ferro do muro de arrimo em perfil clássico, com dois metros de altura, está apresentado na Tabela 25, e o posicionamento das armaduras representado em anexo F (ROCHA, 2016).

Tabela 25 – Quadro de Ferro - Perfil clássico - 5 m

Barra	Quant.	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa (+10%) (kg)
N1	6	10	3,04	11,25	12,38
N2	2	10	5,12	6,32	6,95
N3	8	10	7,43	36,67	40,34
N4	15	10	7,36	68,12	74,93
N5	66	8	1,0	26,07	28,68
Σ	97		10,43	148,40	163,28

Fonte: A autora

6.1.11 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 5 metros

Tabela 26 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 5 m

Dados Geométricos		Estabilidade	
h (m)	5,0	Ao deslizamento	
d ₀ (m)	0,3	Fatuante (kN)	124,71
d _s (m)	0,2	Fresistente (kN)	291,57
d _i (m)	0,6	FS	2,34
f (m)	0,35	Ao tombamento	
r _e (m)	0,5	M _{tombamento}	281,85
H (m)	5,8	M _{restituição}	622,76
Extensão (m)	1	FS	2,21
b _s (m)	3,2	Capac. Carga fundação	
r _i (m)	2,1	σ _{máx} (kPa)	221,19
		σ _{mín} (kPa)	-10,61
Armadura longitudinal CA-50			
Seção	As (m ² /m)	As _{mín} (m ² /m)	As necessária (m ² /m)
1	0,000050	0,00054	0,00054
2	0,000195	0,00063	0,00063
3	0,00044	0,00072	0,00072
4	0,000791	0,00081	0,00081
5	0,001252	0,00090	0,001252
sap. Ext	0,000480	0,00053	0,00053
sap. Int.	0,001276	0,00071	0,001276
Flecha		Fissura	
Limite (l/250) (m)	0,010400	Matuante	214,09
Encontrada (m)	0,010400	Mr (kN.m)	260,68
Esforços Solicitantes			
Seção	Empuxo (kN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (kN.m)
1	9,32	9,32	4,95
2	24,33	24,33	22,98
3	45,05	45,05	59,71
4	71,47	71,47	121,00
5	103,59	103,59	212,76
sap. Ext	-	125,33	45,65
sap. Int.	-	143,03	-167,11
Armadura de Cisalhamento			
Seção	V _{sd}	V _{rd} (kN)	Armadura?
1	13,04	188,76	Não
2	34,07	213,23	Não
3	63,07	234,41	Não
4	100,06	252,32	Não
5	145,02	266,94	Não
sap. Ext	175,46	184,36	Não
sap. Int.	200,24	232,77	Não
Armadura de distribuição			
Região	Diâmetro (mm)	As necessária (m ² /m)	
Cortina	8	0,00025	
Sapata	8	0,00025	

Fonte: Rocha (2016), adaptado

6.1.12 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 6 metros

Tabela 27 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 6 m

Dados Geométricos		Estabilidade	
h (m)	6,0	Ao deslizamento	
d0 (m)	0,35	Fatuante (kN)	175,98
ds (m)	0,2	Fresistente (kN)	405,95
di (m)	0,85	FS	2,30
f (m)	0,65	Ao tombamento	
re (m)	0,65	Mtombamento	472,73
H (m)	7,05	Mrestituição	976,35
Extensão (m)	1	FS	2,06
bs (m)	3,80	Capac. Carga fundação	
ri (m)	2,30	$\sigma_{\text{máx}}$ (kPa)	263,80
		$\sigma_{\text{mín}}$ (kPa)	-20,58
Armadura longitudinal CA-50			
Seção	As (m ² /m)	Asmín (m ² /m)	As necessária (m ² /m)
1	0,000057	0,000675	0,000675
2	0,00022	0,000825	0,000825
3	0,00049	0,000974	0,000974
4	0,00087	0,001124	0,001124
5	0,001364	0,001275	0,001364
sap. Ext	0,000571	0,000597	0,000597
sap. Int.	0,001057	0,001125	0,001125
Flecha		Fissura	
Limite (l/250) (m)	0,0124	Matuante	337,37
Encontrada (m)	0,0110	Mr (kN.m)	523,17
Esforços Solicitantes			
Seção	Empuxo (kN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (kN.m)
1	11,83	11,83	7,27
2	31,82	31,82	34,76
3	59,97	59,97	92,25
4	96,28	96,28	189,74
5	140,79	140,79	337,37
sap. Ext	-	190,22	107,48
sap. Int.	-	214,38	-229,87
Armadura de Cisalhamento			
Seção	Vsd	Vrd (kN)	Armadura?
1	16,56	224,27	Não
2	44,55	255,02	Não
3	83,96	280,02	Não
4	134,82	325,64	Não
5	197,10	372,56	Não
sap. Ext	266,32	280,01	Não
sap. Int.	300,13	325,63	Não
Armadura de distribuição			
Região	Diâmetro (mm)	As necessária (m ² /m)	
Cortina	8	0,00027	
Sapata	8	0,000225	

Fonte: Rocha (2016), adaptado

6.1.13 Tabela Resumo Muro com perfil clássico – 7 metros

Tabela 28 – Tabela Resumo - Muro Perfil clássico - 7 m

Dados Geométricos		Estabilidade	
h (m)	7,0	Ao deslizamento	
d ₀ (m)	0,35	Fatuante (kN)	224,31
d _s (m)	0,2	Fresistente (kN)	570,38
d _i (m)	0,85	FS	2,34
f (m)	0,35	Ao tombamento	
r _e (m)	0,80	M _{tombamento}	672,66
H (m)	8,05	M _{restituição}	1557,72
Extensão (m)	1	FS	2,30
b _s (m)	4,50	Capac. Carga fundação	
r _i (m)	2,85	σ _{máx} (kPa)	273,05
		σ _{mín} (kPa)	0,77
Armadura longitudinal CA-50			
Seção	As (m ² /m)	As _{mín} (m ² /m)	As necessária (m ² /m)
1	0,000079	0,000675	0,000675
2	0,000314	0,000825	0,000825
3	0,000714	0,000975	0,000975
4	0,001287	0,001125	0,001287
5	0,002042	0,001275	0,002042
sap. Ext	0,000637	0,001200	0,001200
sap. Int.	0,001467	0,001238	0,001467
Flecha		Fissura	
Limite (l/250) (m)	0,0144	Matuante	499,81
Encontrada (m)	0,0130	Mr (kN.m)	523,16
Esforços Solicitantes			
Seção	Empuxo (kN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (kN.m)
1	14,50	14,50	10,09
2	40,01	40,01	49,55
3	76,52	76,52	133,80
4	124,06	124,06	278,61
5	182,60	182,60	499,82
sap. Ext	-	234,20	149,30
sap. Int.	-	258,90	-350,52
Armadura de Cisalhamento			
Seção	V _{sd}	V _{rd} (kN)	Armadura?
1	20,30	224,27	Não
2	56,02	255,01	Não
3	107,15	280,01	Não
4	173,69	328,00	Não
5	255,66	382,37	Não
sap. Ext	327,89	348,44	Não
sap. Int.	362,44	363,16	Não
Armadura de distribuição			
Região	Diâmetro (mm)	As necessária (m ² /m)	
Cortina	10	0,00041	
Sapata	10	0,00029	

Fonte: Rocha (2016), adaptado

7. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL – GEOSTUDIO (2012)

7.1 Muro perfil clássico – 5m

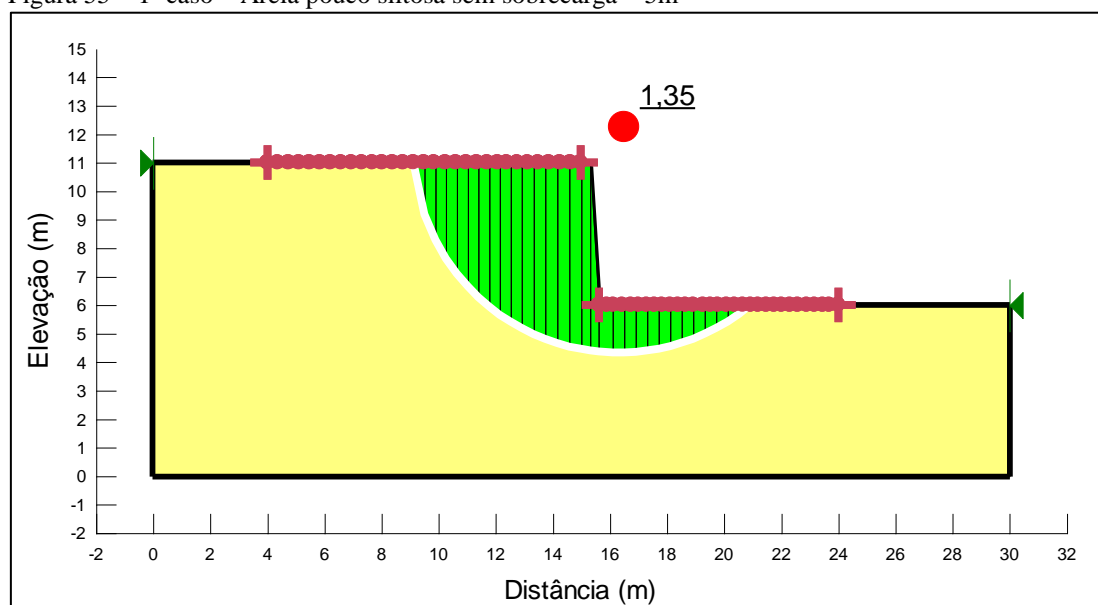
Para os muros de 5 metros, 4 resultados são demonstrados abaixo (Figuras 55, 56, 57 e 58), os critérios adotados são conforme Tabela 29.

Tabela 29 – Parâmetros das modelagens dos muros de 5 m

Caso	Altura muro (m)	Peso Específico do muro (kN/m ³)	Tipo de Solo	Faixa SPT	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito	Coesão (kN/m ²)	Sobrecarga
1°	5	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
2°	5	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
3°	5	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
4°	5	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa

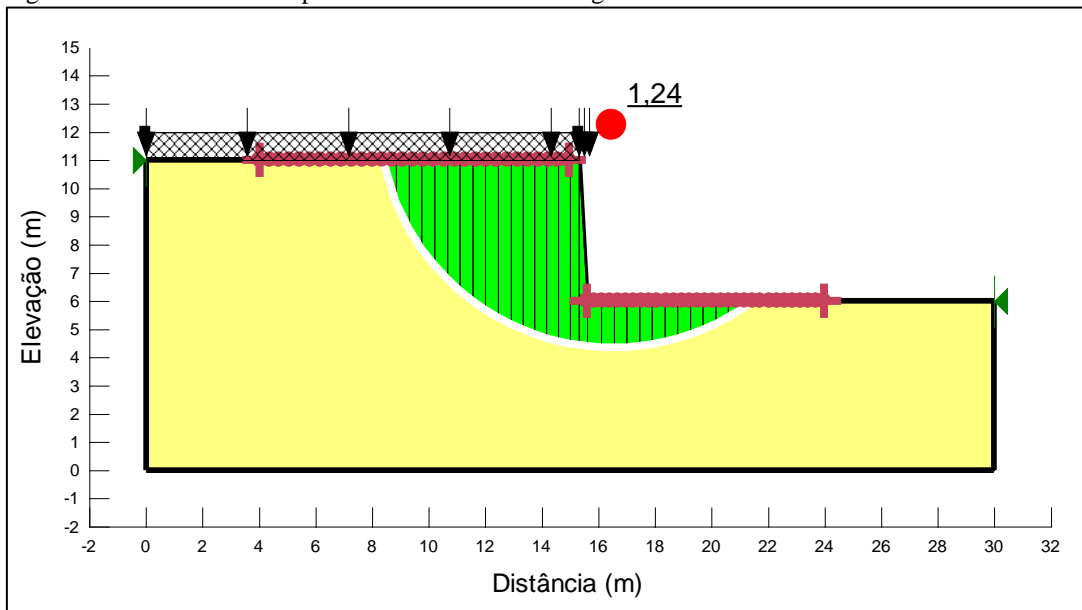
Fonte: A autora

Figura 55 – 1° caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 5m



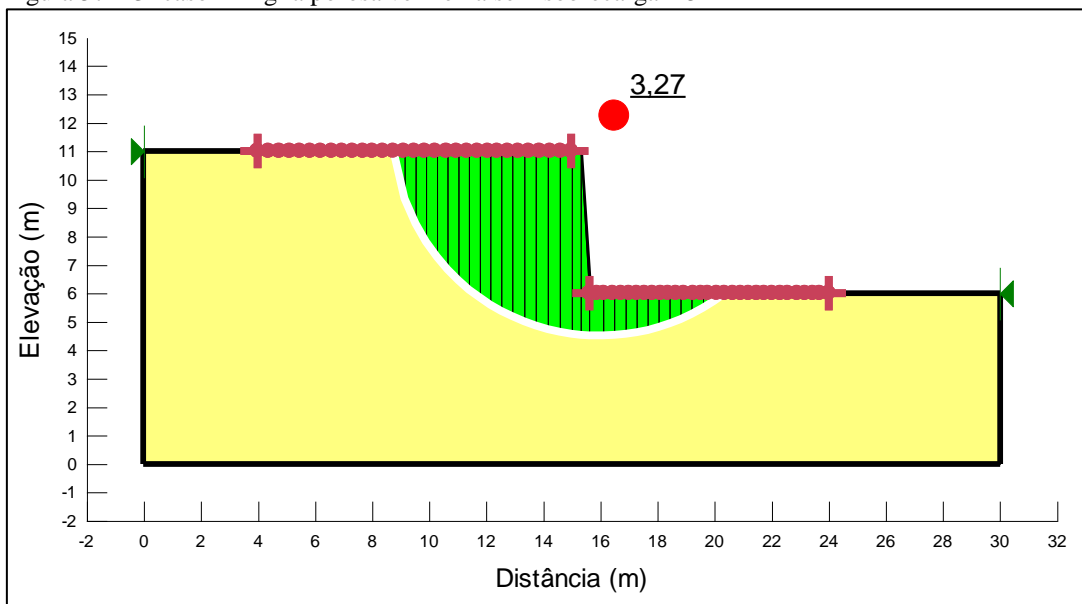
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 56 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 5m



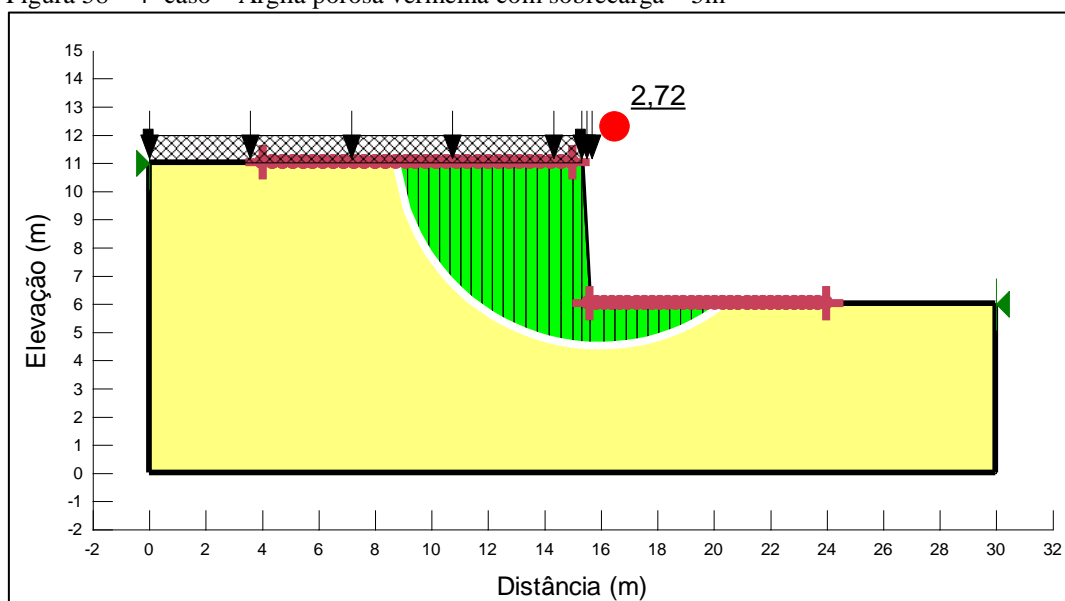
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 57 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 5m



Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 58 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 5m



Fonte: GeoStudio (2012)

7.2 Muro perfil clássico – 6m

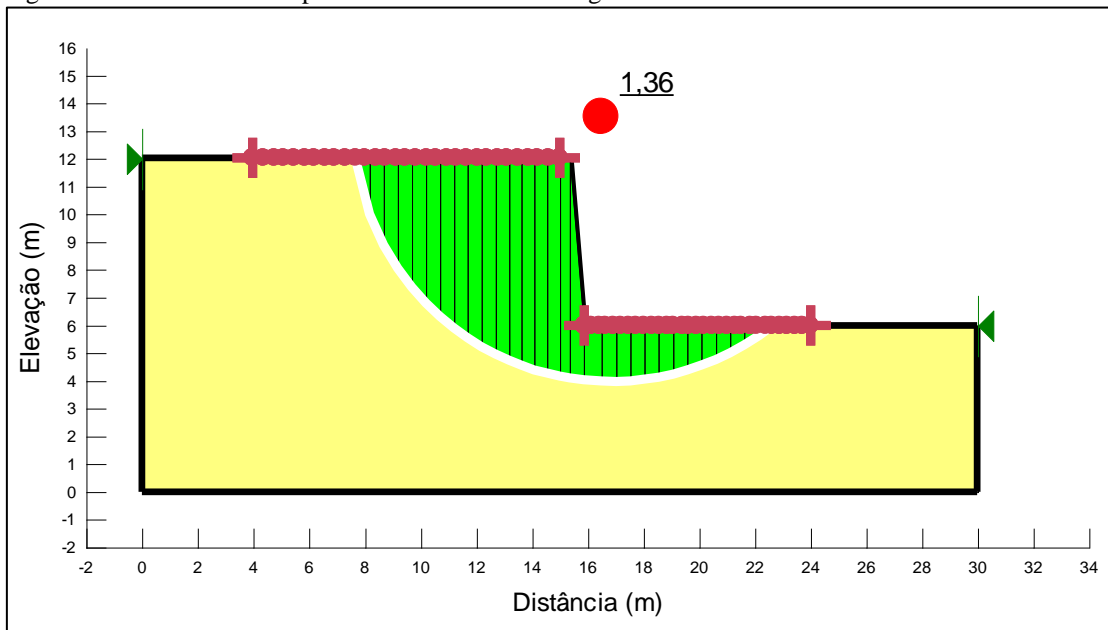
Para os muros de 6 metros, 4 resultados são demonstrados abaixo (Figuras 59, 60, 61 e 62), os critérios adotados são conforme Tabela 30.

Tabela 30 – Parâmetros das modelagens dos muros de 6 m

Caso	Altura muro (m)	Peso Específico do muro (kN/m ³)	Tipo de Solo	Faixa SPT	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito	Coesão (kN/m ²)	Sobrecarga
1º	6	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
2º	6	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
3º	6	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
4º	6	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa

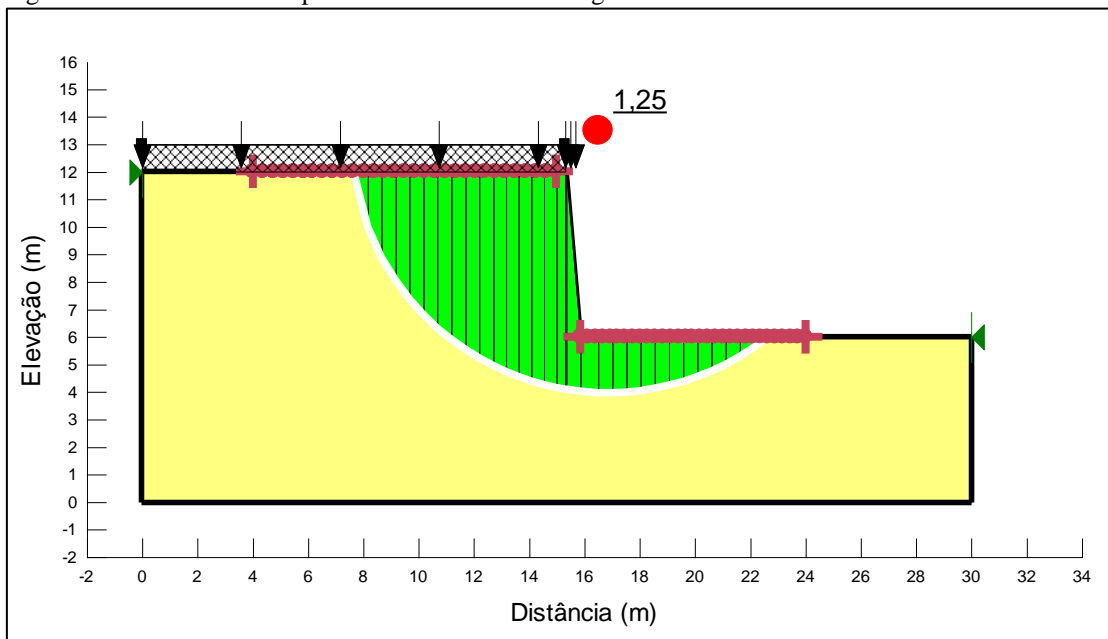
Fonte: A autora

Figura 59 – 1º caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 6m



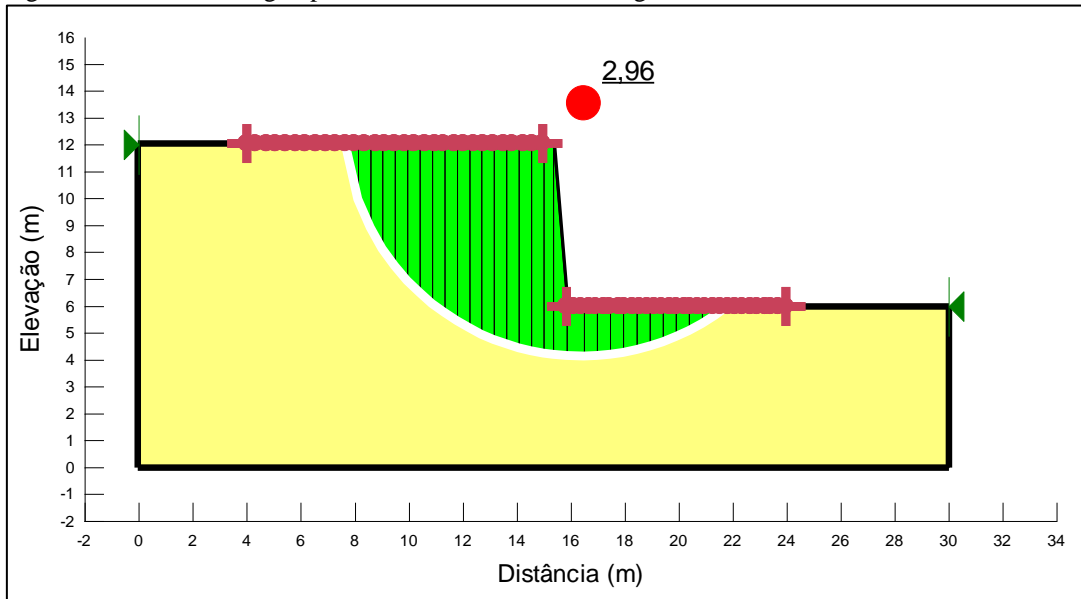
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 60 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 6m



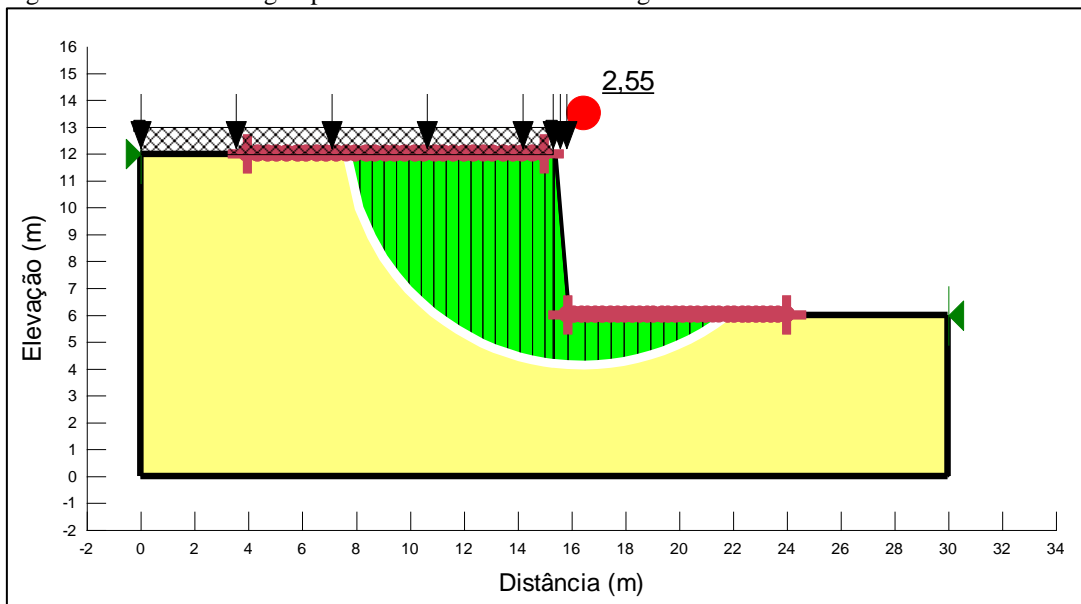
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 61 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 6m



Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 62 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 6m



Fonte: GeoStudio (2012)

7.3 Muro perfil clássico – 7m

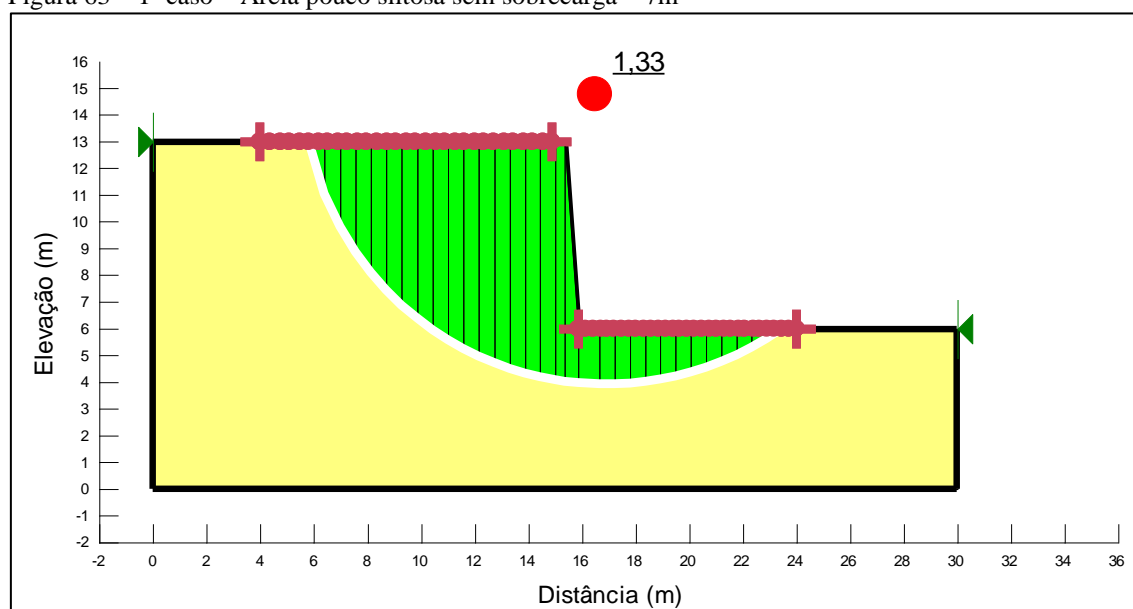
Para os muros de 7 metros, 4 resultados são demonstrados abaixo (Figuras 63, 64, 65 e 66), os critérios adotados são conforme Tabela 31.

Tabela 31 – Parâmetros das modelagens dos muros de 7 m

Caso	Altura muro (m)	Peso Específico do muro (kN/m ³)	Tipo de Solo	Faixa SPT	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito	Coesão (kN/m ²)	Sobrecarga
1°	7	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	0
2°	7	25	Areia pouco siltosa	0 - 4	17	25	0	20 kPa
3°	7	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	0
4°	7	25	Argila porosa vermelha	6 - 10	17	25	30	20 kPa

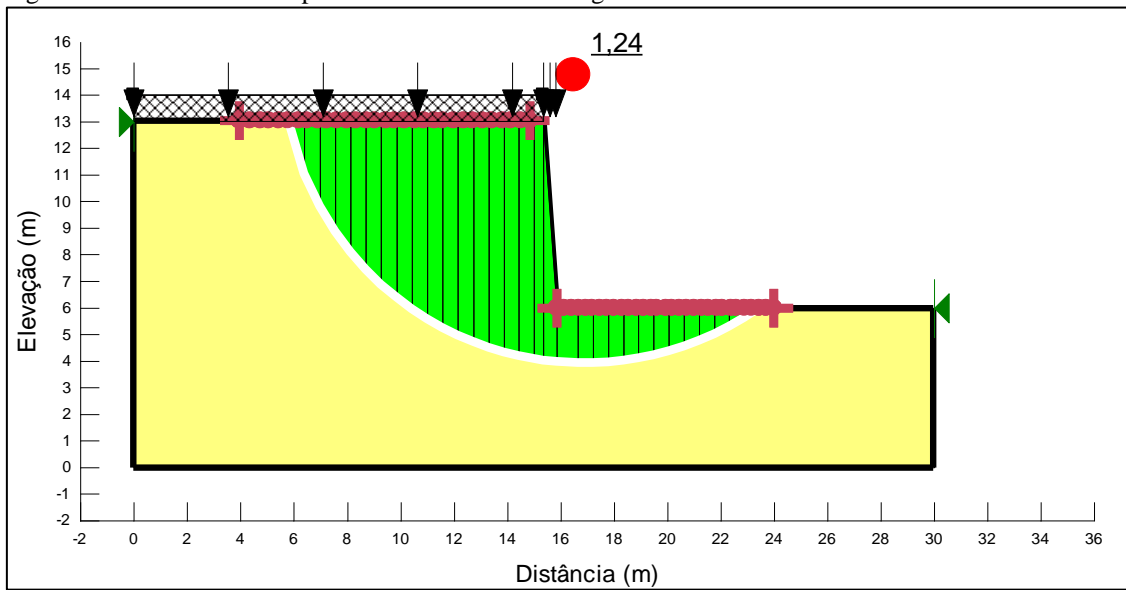
Fonte: A autora

Figura 63 – 1° caso – Areia pouco siltosa sem sobrecarga – 7m



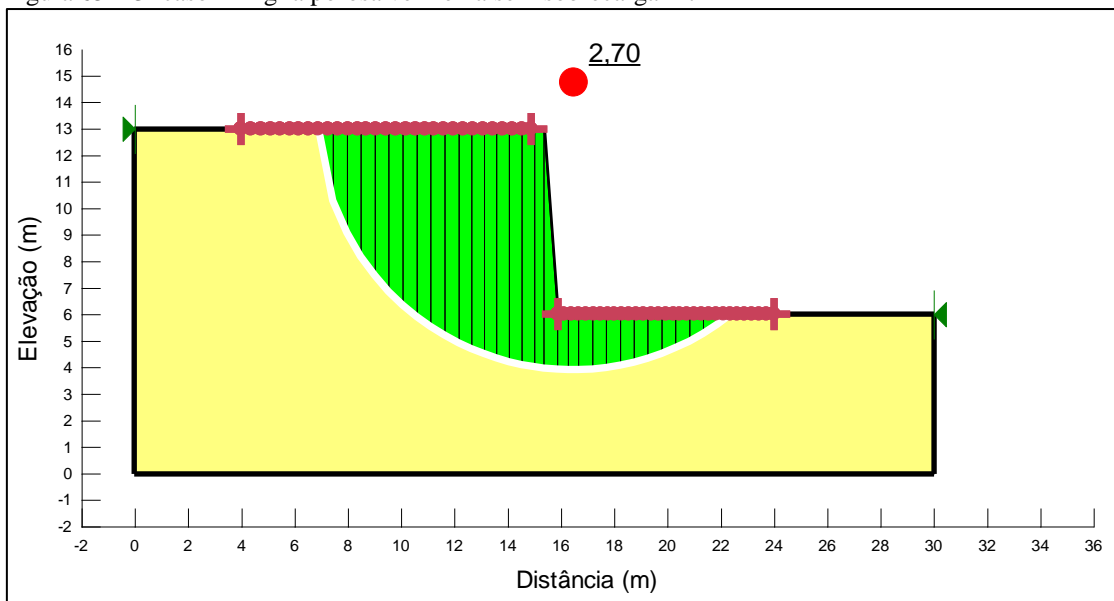
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 64 – 2º caso – Areia pouco siltosa com sobrecarga – 7m



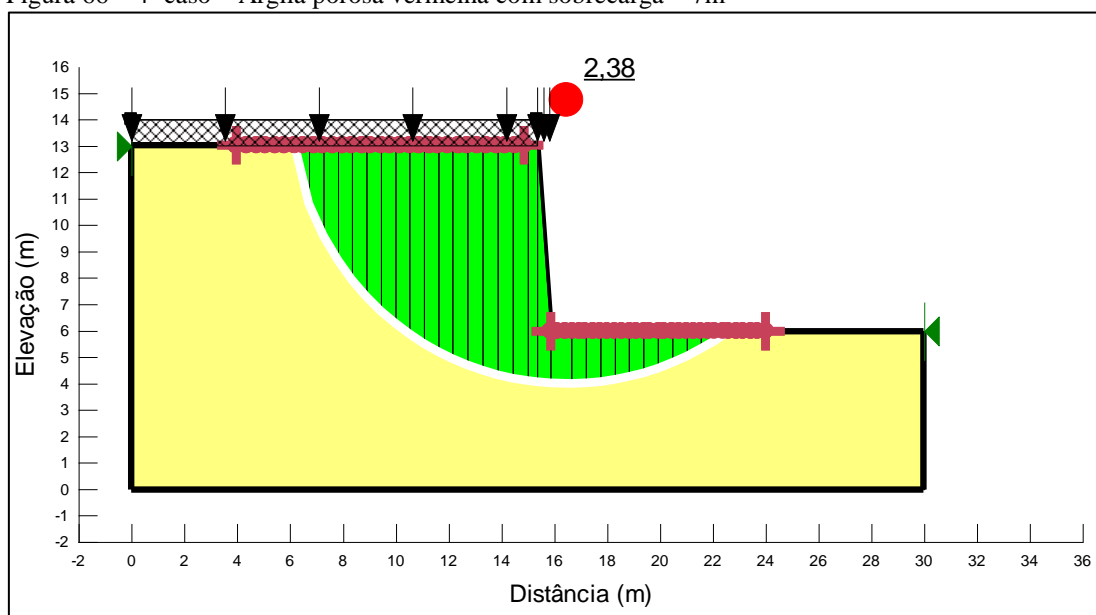
Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 65 – 3º caso – Argila porosa vermelha sem sobrecarga – 7m



Fonte: GeoStudio (2012)

Figura 66 – 4º caso – Argila porosa vermelha com sobrecarga – 7m



Fonte: GeoStudio (2012)

7.4 Discussão das análises de estabilidade global – GeoStudio (2012)

A partir dos resultados obtidos da análise de estabilidade realizada pelo *software* GeoStudio, módulo Slope/W, por meio do método de equilíbrio limite – Morgenstern e Price, nenhum dos muros dimensionados em perfil clássico de solo areia pouco siltosa, com as seguintes alturas de 5, 6 e 7 metros passou na análise de estabilidade, apenas os muros em argila porosa vermelha, pois de acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), o fator de segurança deveria ser igual ou superior a 1,5. Isso também se dá ao fato de o dimensionamento de muros em concreto armado (flexão) serem inviáveis para alturas superiores a 5 metros, e ao mesmo tempo os muros em perfil clássico serem viáveis para alturas entre 2 e 4 metros. Vale ressaltar que para o dimensionamento no ELU foi satisfatório, assim como para as demais verificações, porém somente para a estabilidade global que não.

Relacionando os valores encontrados com os parâmetros dos solos diferentes podemos perceber que nos solos do tipo areia pouco siltosa obteve-se um fator de segurança menor que o do solo tipo argila vermelha porosa, por conta de o fator de coesão da areia ser zero, enquanto a argila apresenta um pouco de coesão, no caso um valor de 30 kPa. Esse fato do fator de segurança de um solo com coesão diferente de zero ser maior do que um solo com coesão nula se relaciona ao significado de coesão, que é a resistência do solo ao cisalhamento, o solo possui uma maior consistência.

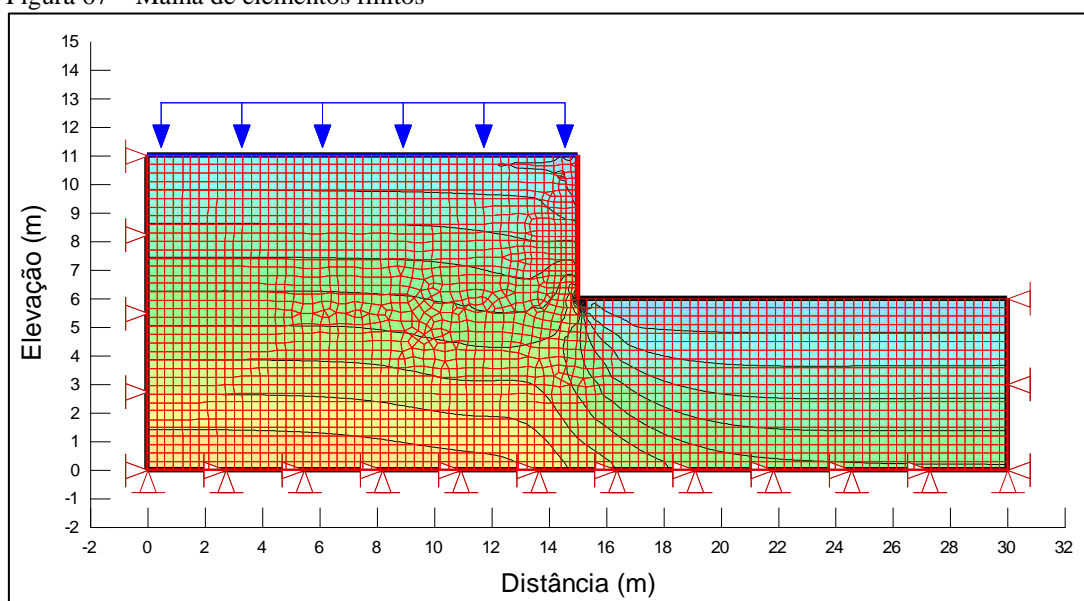
Quando empregado a sobrecarga de 20 kPa, acontece a mesma relação do fator de coesão. Quando não temos sobrecarga o fator de segurança é menor em relação quando impomos uma sobrecarga no solo.

8. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO – GEOSTUDIO (2012)

8.1 Muro 5 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga)

A malha de elementos finitos, tem por objetivo demonstrar a deformação gerada em relação aos empuxos entre solo e muro. Nota-se que a região onde há maior deformação do maciço é aquela pressionada pelo muro.

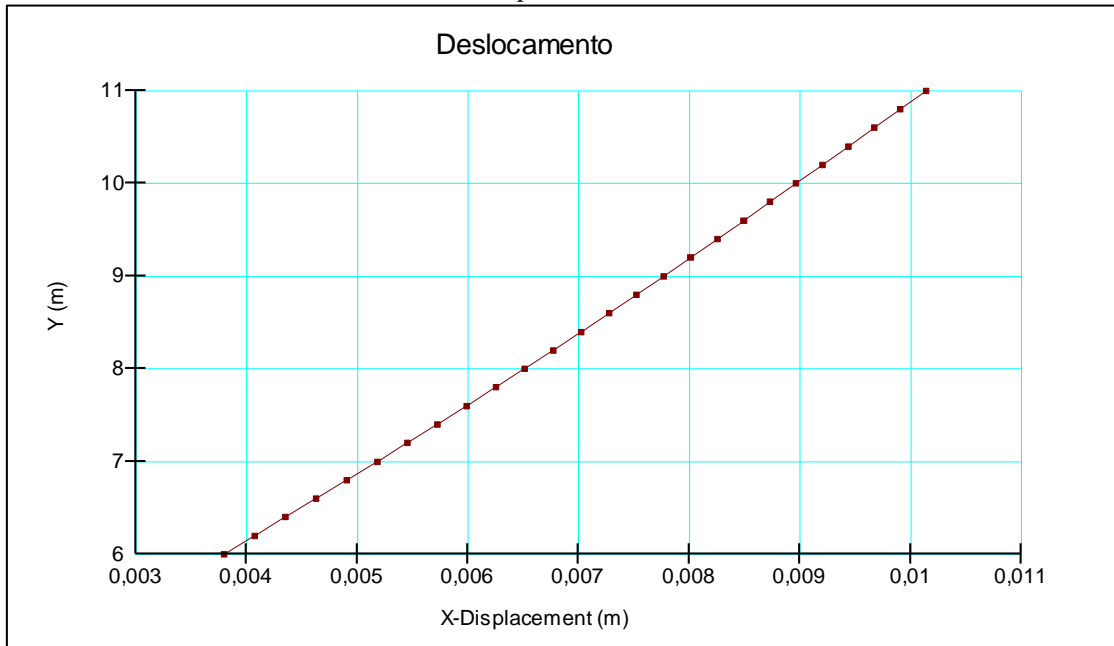
Figura 67 – Malha de elementos finitos



Fonte: GeoStudio (2012)

O gráfico 01, gerado em relação ao deslocamento horizontal e a altura do muro, possui um deslocamento com aumento gradativo de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de aproximadamente $0,010 \text{ m} = 1 \text{ cm}$.

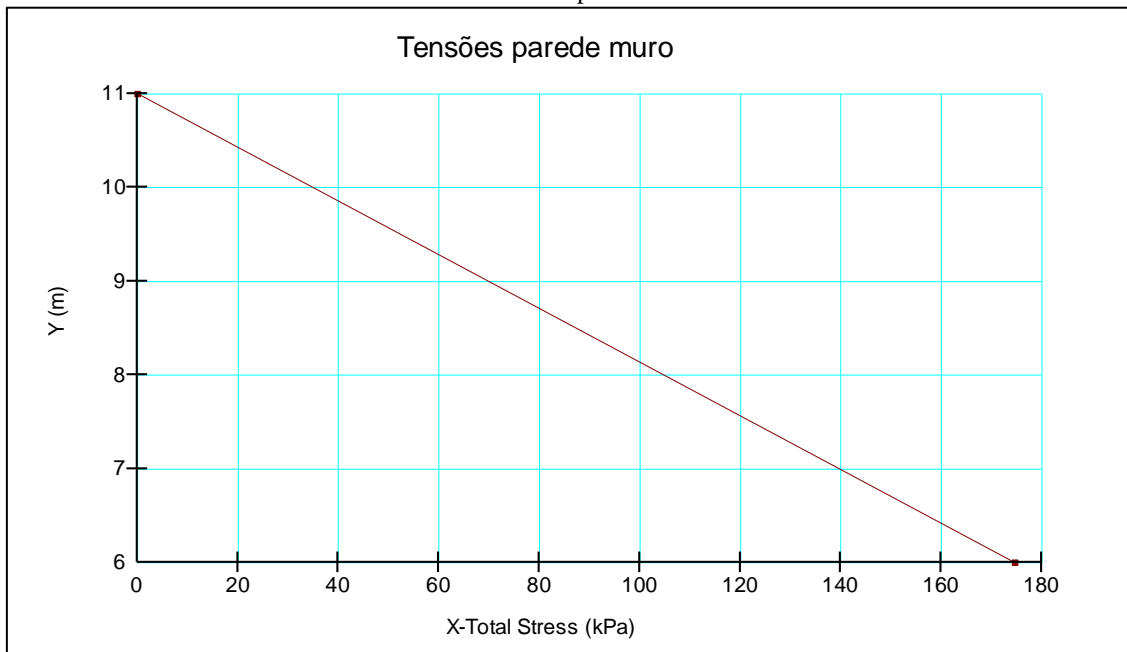
Gráfico 01 – Deslocamento – Muro 5m – Areia pouco siltosa



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 02) é a relação entre a tensão horizontal e a altura deste, onde a tensão é menor no topo do muro e sendo máxima próxima a sua base, com um valor de 174,711 kPa em sua base.

Gráfico 02 – Tensões horizontais – Muro 5m – Areia pouco siltosa

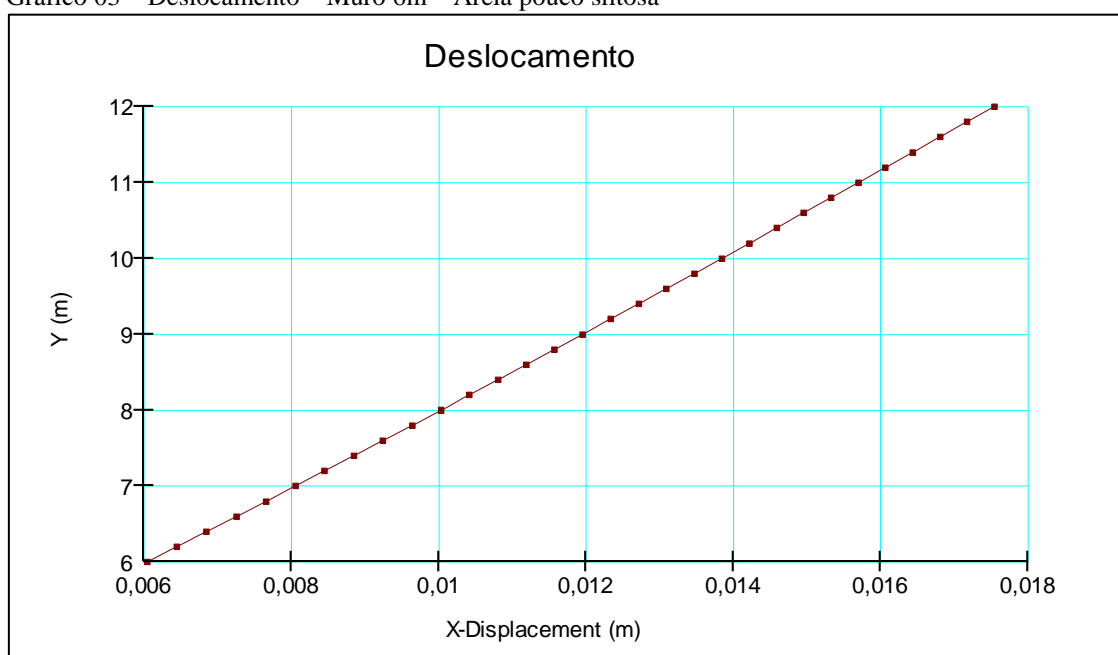


Fonte: GeoStudio (2012)

8.2 Muro 6 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga)

No gráfico 03, mostra o deslocamento com aumento gradativo de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de 0,0175 m = 1,75 cm.

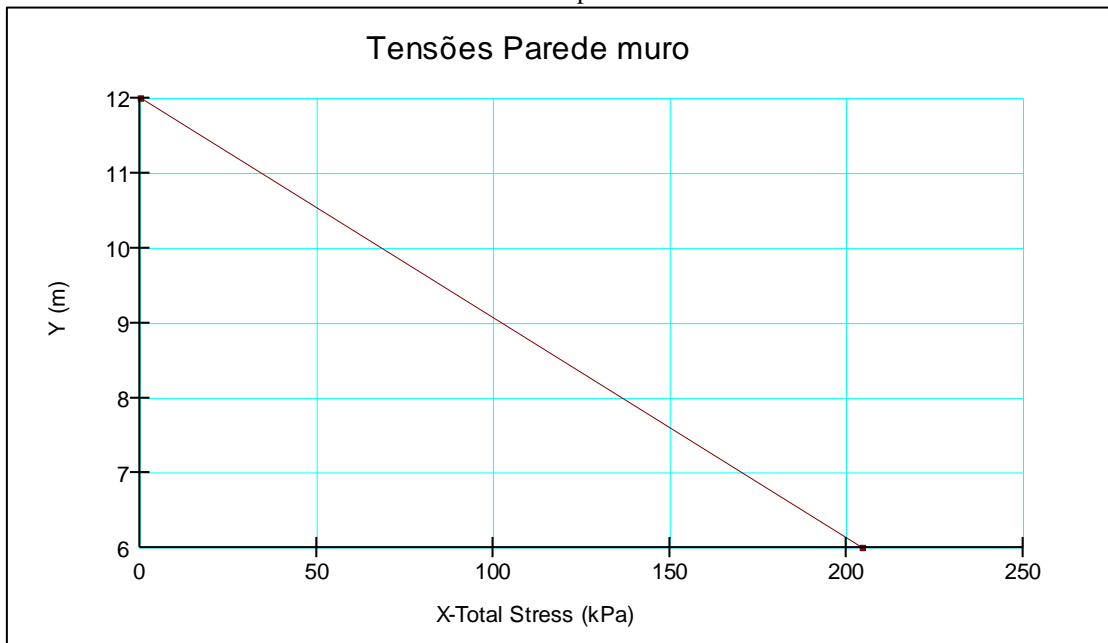
Gráfico 03 – Deslocamento – Muro 6m – Areia pouco siltosa



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 04) é a relação entre a tensão horizontal e a altura deste, onde a tensão máxima na base do muro é de 204,56 kPa.

Gráfico 04 – Tensões horizontais – Muro 6m – Areia pouco siltosa

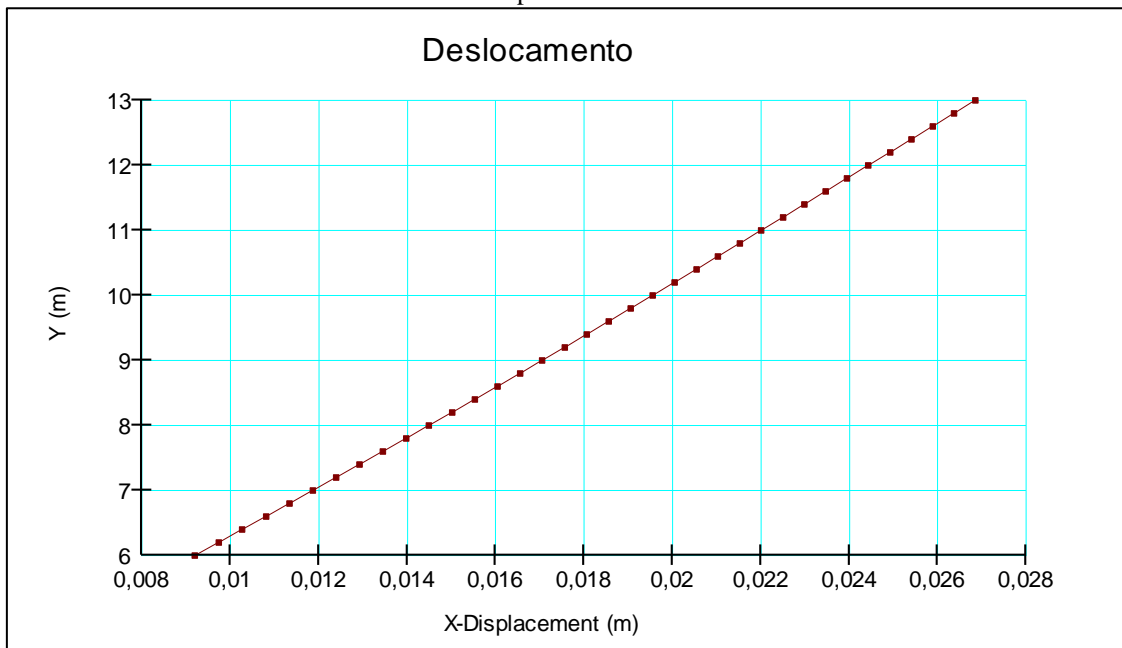


Fonte: GeoStudio (2012)

8.3 Muro 7 metros – Areia pouco siltosa (com sobrecarga)

Deslocamento com aumento gradativo (Gráfico 05) de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de $0,027 \text{ m} = 2,7 \text{ cm}$.

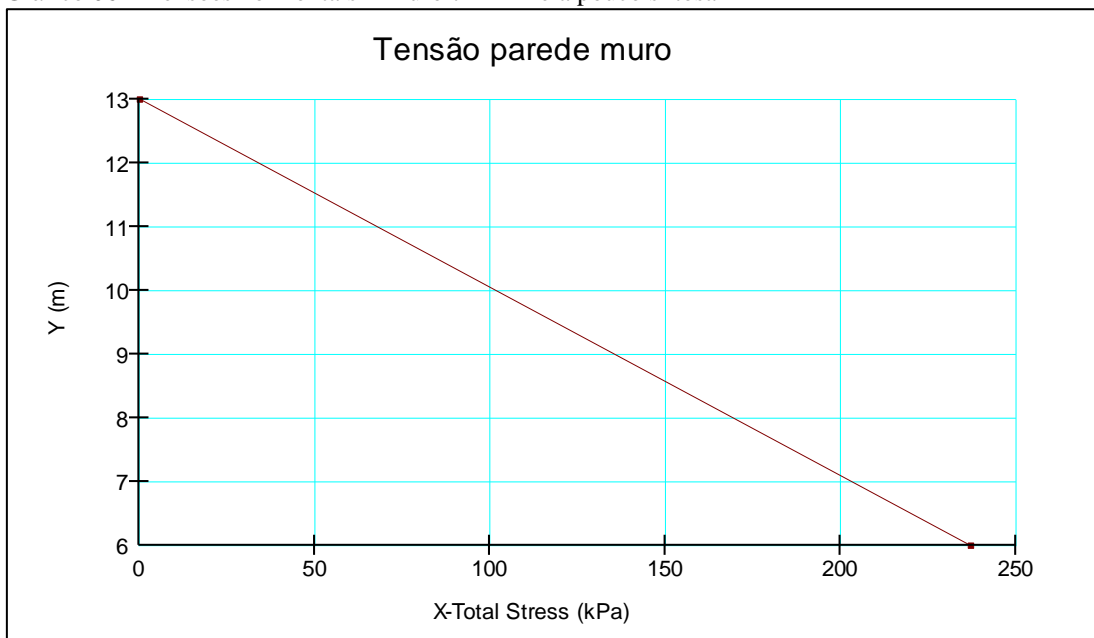
Gráfico 05 – Deslocamento – Muro 7m – Areia pouco siltosa



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 06) é a relação entre a tensão horizontal e a altura deste, onde a tensão máxima é de 237,15 kPa na base.

Gráfico 06 – Tensões horizontais – Muro 7m – Areia pouco siltosa

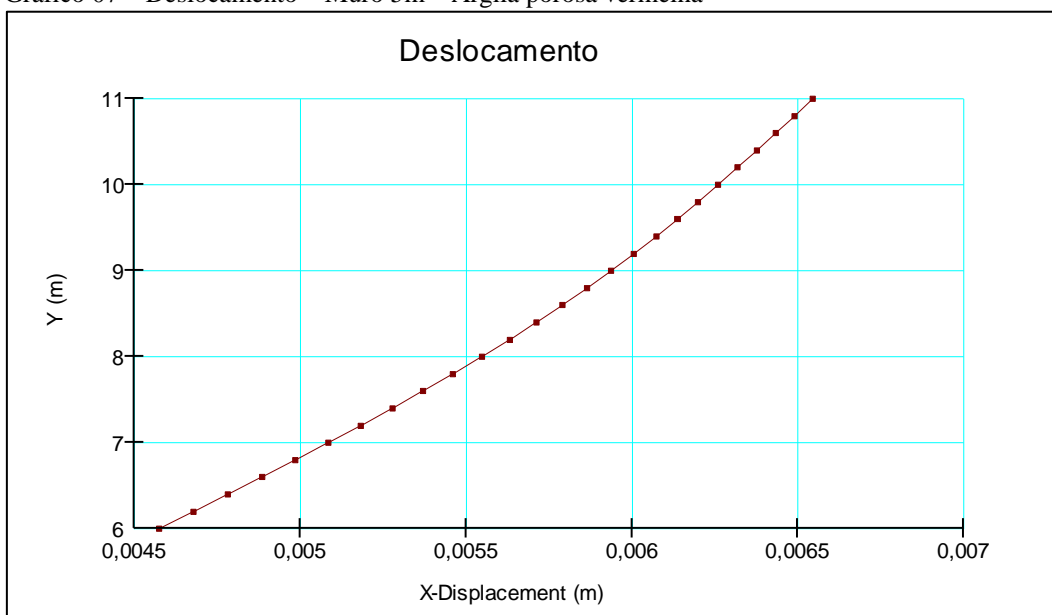


Fonte: GeoStudio (2012)

8.4 Muro 5 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga)

Deslocamento (Gráfico 07) com aumento gradativo de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de 0,0065 m, sendo 0,6 cm.

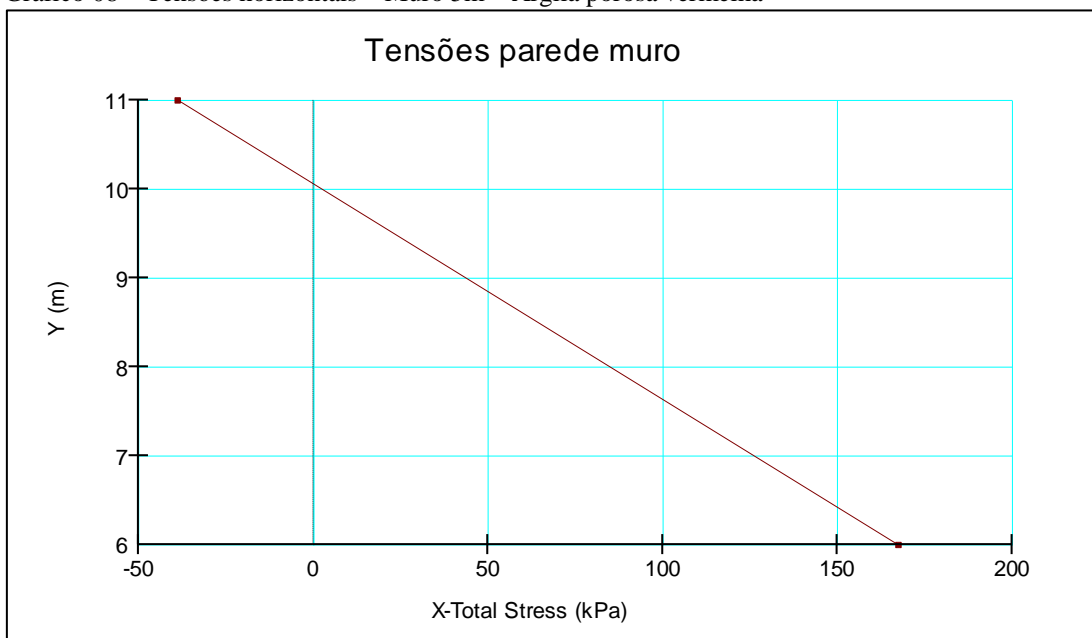
Gráfico 07 – Deslocamento – Muro 5m – Argila porosa vermelha



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 08) é a relação entre a tensão horizontal e a altura deste, onde a tensão máxima é de 167,46 kPa, e uma tensão negativa no topo do muro de -38,91 kPa.

Gráfico 08 – Tensões horizontais – Muro 5m – Argila porosa vermelha

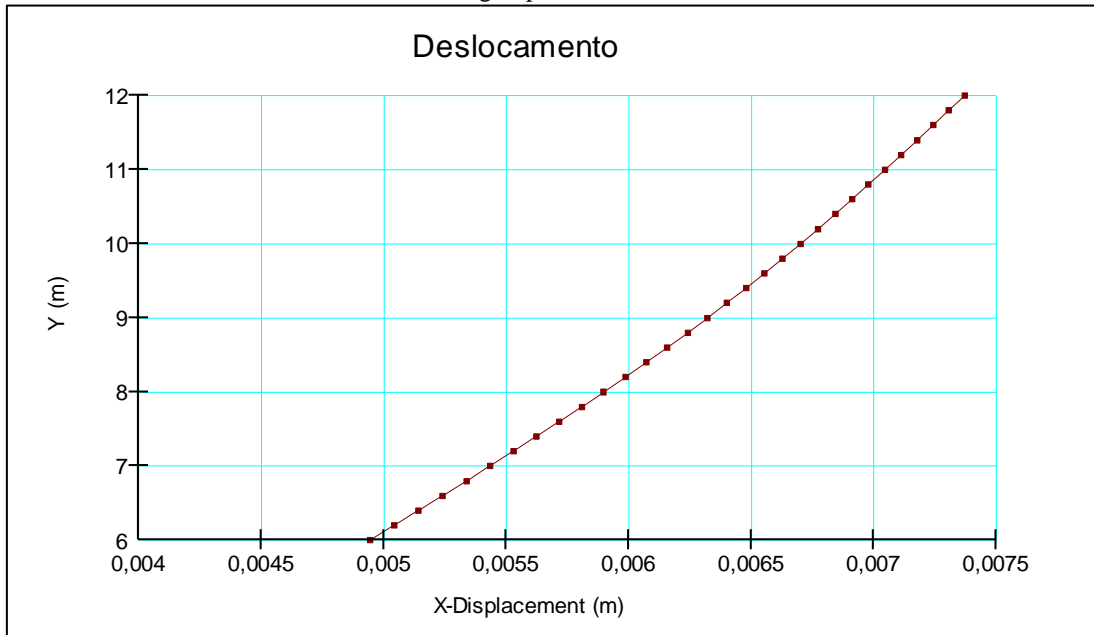


Fonte: GeoStudio (2012)

8.5 Muro 6 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga)

Deslocamento (Gráfico 09) com aumento gradativo de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de 0,0074 m, sendo 0,74 cm.

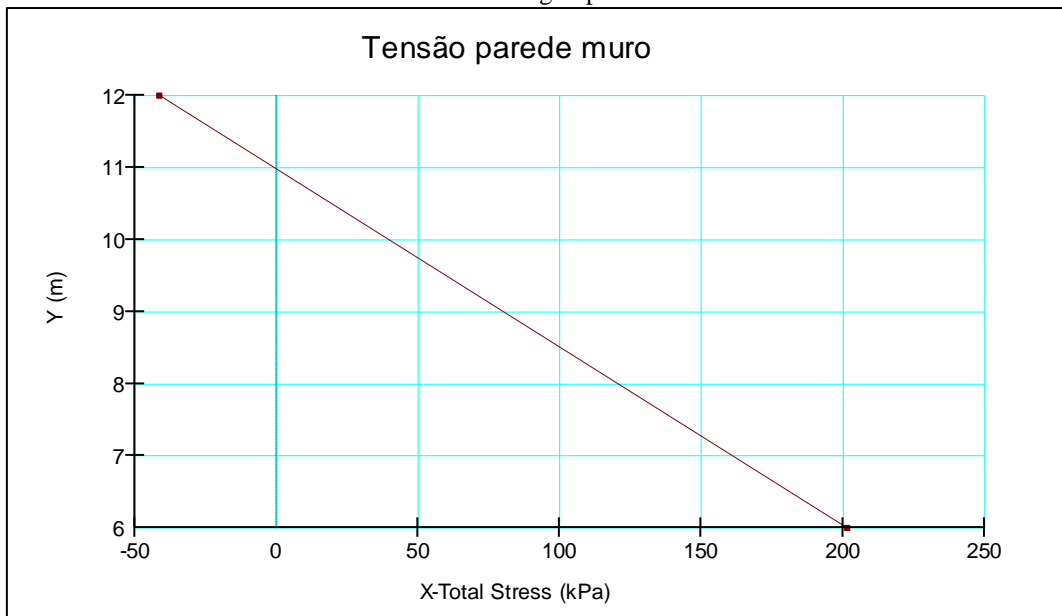
Gráfico 09 – Deslocamento – Muro 6m – Argila porosa vermelha



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 10) é a relação entre a tensão (horizontal) na parede do muro e a altura deste, onde a tensão em toda sua altura varia, atingindo uma tensão máxima de 201,47 kPa, e uma tensão mínima de -41,49 kPa.

Gráfico 10 – Tensões horizontais – Muro 6m – Argila porosa vermelha

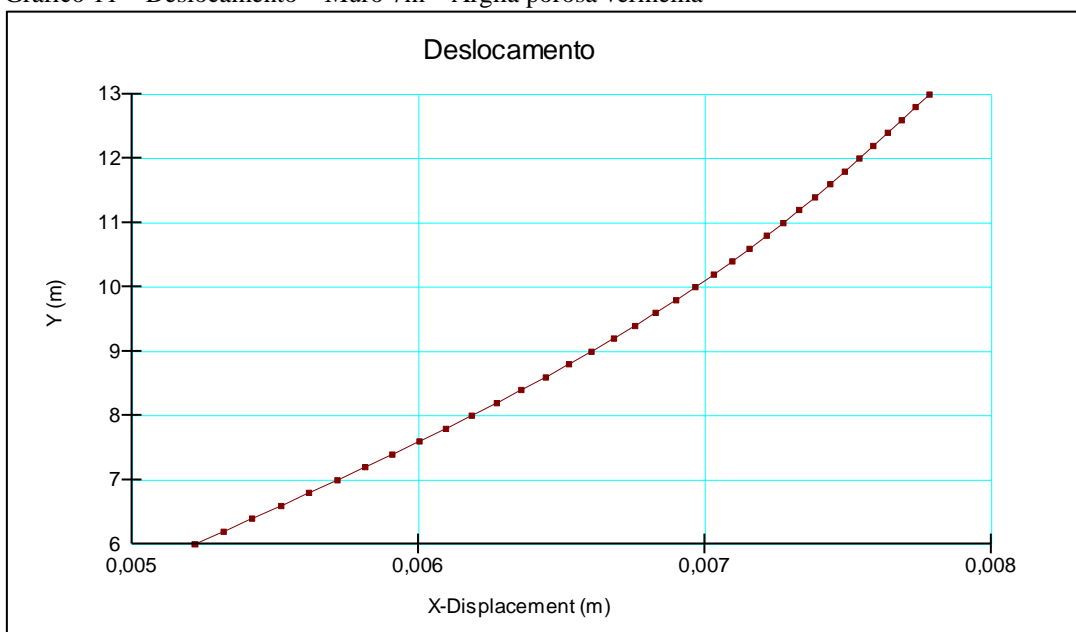


Fonte: GeoStudio (2012)

8.6 Muro 7 metros – Argila porosa vermelha (com sobrecarga)

Deslocamento (Gráfico 11) com aumento gradativo de acordo com a altura do muro (da base ao topo), tendo um deslocamento máximo de 0,0078 m, sendo 0,78 cm.

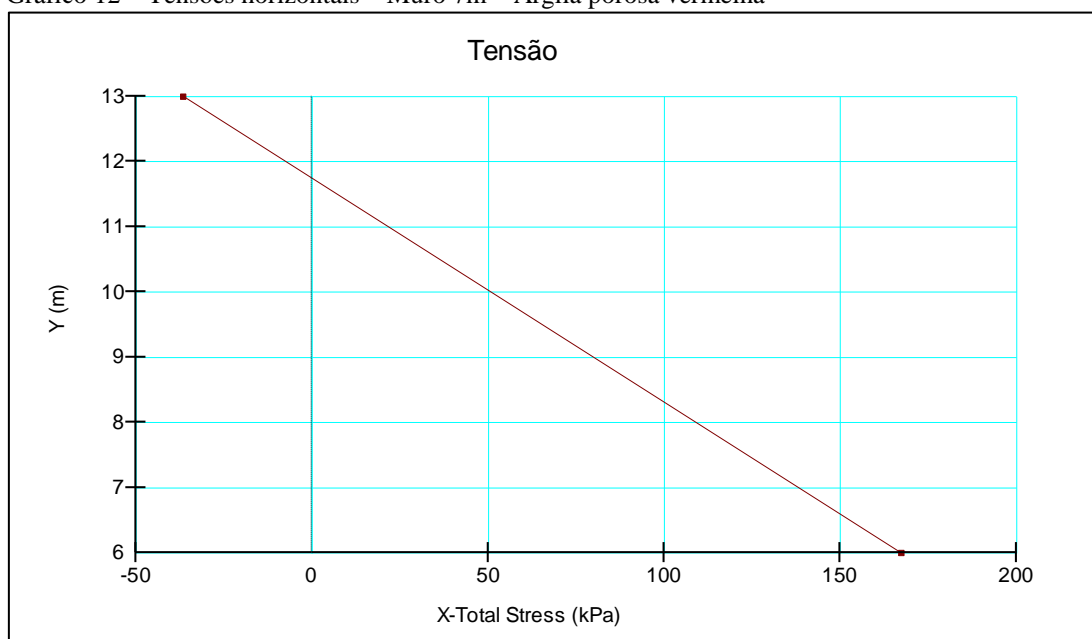
Gráfico 11 – Deslocamento – Muro 7m – Argila porosa vermelha



Fonte: GeoStudio (2012)

Nesse segundo gráfico (Gráfico 12) é a relação entre a tensão (horizontal) na parede do muro e a altura deste, onde a tensão atinge uma máxima de 167,15 kPa e uma tensão mínima no topo do muro de -36,64 kPa.

Gráfico 12 – Tensões horizontais – Muro 7m – Argila porosa vermelha



Fonte: GeoStudio (2012)

8.7 Discussões das análises

A partir dos resultados obtidos, verifica-se a diferença entre os deslocamentos em relação aos muros em solo arenoso e em solo argiloso, e também em relação à altura dos muros. Essa diferença dá-se necessariamente em relação ao módulo de elasticidade dos solos característicos e a diferença da coesão que eles possuem. No caso, para os solos areia pouco siltosa o módulo de deformação é de 30.000 kPa, enquanto o da argila porosa vermelha é de apenas 10.000 kPa. Quanto mais alto o módulo de elasticidade do solo, maior sua rigidez, porém quando este possui uma coesão significativa esta rigidez aumenta, ajudando assim para o deslocamento da estrutura ser baixo.

Relacionando ao concreto, este não teria influência significativa, pois para todos os muros de alturas variáveis e tipos de solos também variáveis, este é constante. O que interfere diretamente seria o módulo de elasticidade de cada tipo de solo, como já citado, onde o valor do módulo de elasticidade é alto, a deformação é mais baixa, quando presente a coesão.

Para o modelo analítico (para dimensionamento dos muros) apresentado neste trabalho, foi realizado com características de solos diferentes das adequadas às modelagens realizadas, no caso, não se baseou na tabela de Jr (2013), conforme fiz anteriormente.

Contudo, as flechas máximas permitidas para os muros de 5, 6 e 7 metros, são de respectivamente 0,0104 m, 0,0124m e 0,0144 m, estas calculadas em método analítico. Para as modelagens realizadas o único muro em solo areia pouco siltosa que não atingiu o limite da

flecha, foi o muro de 5 metros em areia pouco siltosa, na qual sua flecha máxima (no topo do muro) foi de 0,01 m. Já para os muros em solo argila porosa vermelha, todos ficaram abaixo do limite da flecha máxima, sendo o motivo principal a presença da coesão nas partículas nesse tipo de solo, diferentemente do solo em areia pouco siltosa que apresenta coesão nula.

Para as tensões geradas pelo programa GeoStudio (2012), módulo Sigma/W, estas foram menores que a capacidade de carga da fundação estipulada pelo modelo analítico, estando assim apta em relação a fundação. Além das tensões obtidas estarem bem próximas aos valores calculados, o que vale ressaltar que nem todos os parâmetros usados no software foram equivalentes aos do método analítico.

9. CONCLUSÃO

Os estudos realizados através do método de equilíbrio limite, presente no *software* GeoStudio (2012), módulo Slope/W, para a análise de estabilidades foram discrepantes, em alguns casos, ao que se recomenda a norma técnica. Esses fatores se deram ao fato das alturas dos muros e o tipo de dimensionamento dos mesmos, não respeitarem o que seriam viável perante a literatura técnica referenciada, e às propriedades do solo.

Desta maneira, pode-se concluir que os parâmetros do solo, como peso específico, coesão e ângulo de atrito, quando presentes de forma significativa, influenciam na rigidez do maciço e possuem relação direta com as análises de equilíbrio limite no ELU. Vale ressaltar que os parâmetros que foram impostos aos solos, são parâmetros reais, apesar de nos estudos de caso estes serem hipotéticos.

A sobrecarga quando imposta a estrutura gera um efeito de perda de fator de segurança (que possui valor limite), diferenciando quando uma estrutura não está propensa à sobrecarga, ou quando está é quase zero.

Para as análises tensão-deformação geradas pelo módulo Sigma/W do programa GeoStudio (2012), estas tiveram algumas divergências quando comparadas aos cálculos analíticos realizados. Porém a capacidade de carga que a fundação suportaria passou em relação a esse comparativo proposto. Para as deformações encontradas, vale ressaltar que a presença ou não da coesão (associada aos demais parâmetros) é muito significativa, pois esta fornece uma maior rigidez ao solo quando presente, fazendo com que as deformações sejam menores. O módulo de elasticidade de um determinado tipo de solo, este associado aos demais parâmetros, influem diretamente no estudo de tensão-deformação, pois o módulo de elasticidade é uma grandeza proporcional a rigidez do material quando este é submetido a uma tensão externa.

Enfim, para a análise de tensões e deformações dos muros propostos, não estariam em comum acordo de execução, os muros de 6 e 7 metros em areia pouco siltosa. Porém, vale destacar que os casos são hipotéticos e se utilizou de tabelas padronizadas por alguns autores, que nem sempre se adequam em todos os locais, por isso nada mais seguro e indispensável que a realização de ensaios para dados verídicos. Pode-se concluir assim, que todo o solo se deforma, e essa deformação é alta ou não, dependendo de suas propriedades. Lembra-se também que para um projeto de um muro de arrimo, por mais bem dimensionado que esteja, este carece da análise de estabilidade global, para identificar se aquela estrutura atenderá o requisito normativo de um fator de segurança maior que 1,5.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **Caracterização Física e Classificação dos solos**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005. 145 p. Faculdade de Engenharia e Departamento de Transportes.

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

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificações. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BARROS, P. L. A. **Obras de Contenção – Manual Técnico**. Jundiaí/SP: Maccaferri, 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro/RJ: JC Editora, 1996. 234 p.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2015. 415 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações diretas**: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. Ed. São Paulo/SP: Ligia Cosmo Cantarelli, 2007. 562 p. Tradução da sexta edição Norte Americana.

DAS, Braja M. **Princípios de Engenharia de Fundações**. 8. Ed. São Paulo/SP: heinle Cengage Learning, 2016. Tradução da oitava edição Norte Americana.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. 1997. 97 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1997.

FREDLUND, D. G., KRANHN, J. *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, 1997.

GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD. 2012. **GeoStudio 2012**, módulos computacionais Sigma/W e Slope/W.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção – Muro de Arrimo**. 48 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 160 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. **Modelos Constitutivos**. 19 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 2010.

GOMES, R. **Aula 1 – Taludes e movimentos de massa**. Disponível em:<<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/estabilidade.pdf>>. Postado em: 04 de abril de 2011.

JIMÉNEZ, A. G. N. **Análise tensão-deformação de estruturas de solo grampeado**. 2008. 117p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, 2008.

JR., Ivan Joppert. **Fundações e contenções de edifício: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1. ed. São Paulo/SP: PINI, 2013. 222 p.

JÚNIOR, José Geraldo de Souza. **Influência da compactação nas condições de estabilidade de muros de peso em gabião**. 2013. 82 p. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, 2013.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1. ed. São Paulo/SP: Edgar Blucher, 2007. 152 p.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2 ed. São Paulo/SP: Edgard Blucher, 1994.

PEREIRA, Armando Belato. **Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solo grampeado [manuscrito]**. 2016. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2016.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007. 380 p.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo/SP: Oficina de textos, 2006.

PORTO, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2010.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ROCHA, Alisson Roberto Alves. **Estudo comparativo de muros de arrimo executados em concreto armado, quando dimensionados para alturas diferentes**. 2016. TCC (Trabalho de Conclusão de Curso do curso de Engenharia Civil) – Centro Universitário do Sul de Minas, UNIS/MG, Varginha, 2016.

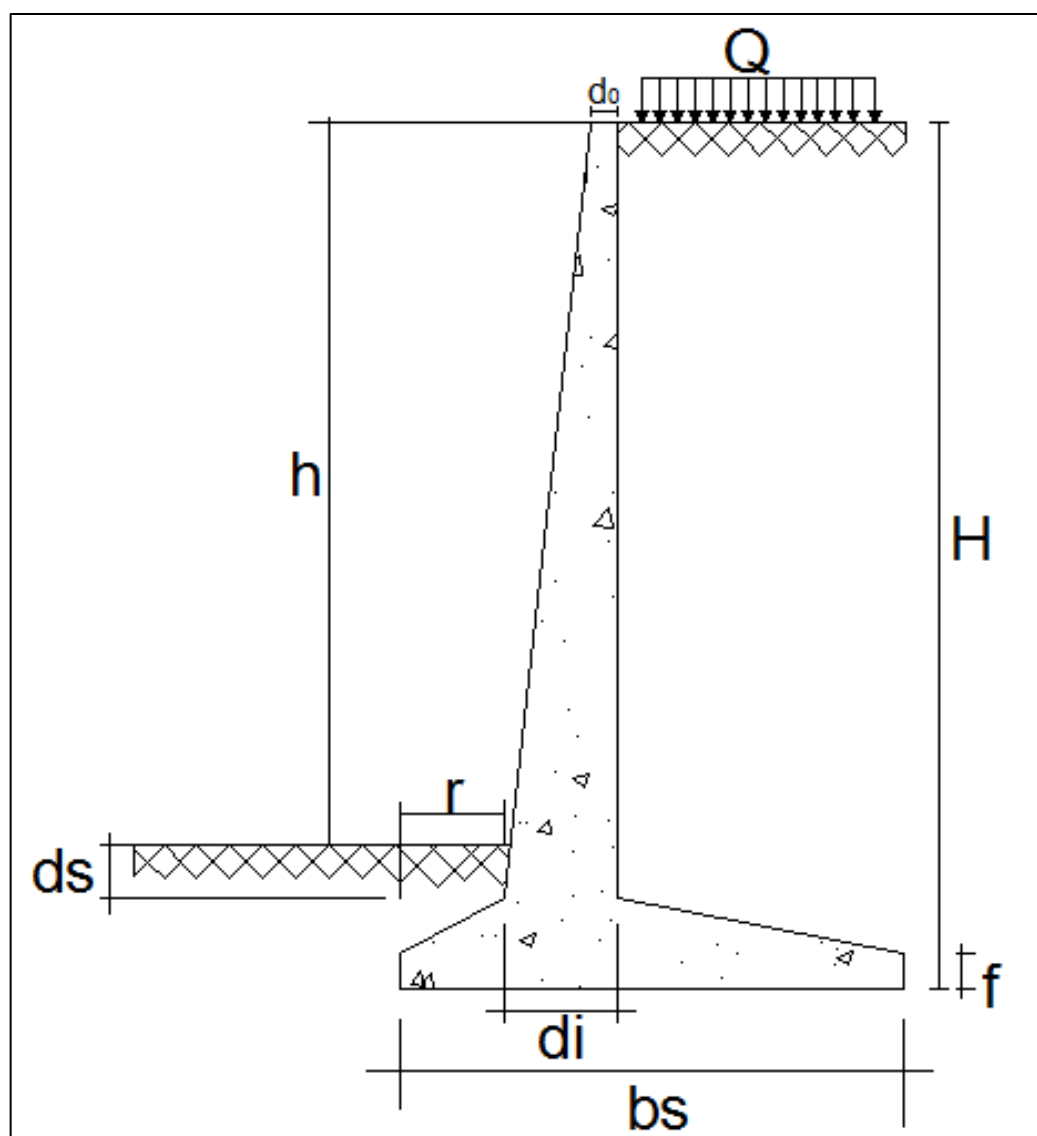
SÃO PAULO (Estado). DER – Departamento de Estradas de Rodagem. Secretaria dos Transportes (Org.). **Projeto de Muro de arrimo: Instrução de Projeto**. São Paulo, 2005. 27 p.

SILVA, João Paulo Moreira. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. Dissertação (Mestrado) – Departamento de

Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal
2011.

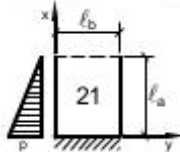
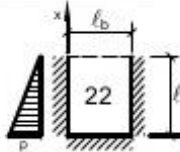
ZHU, D. J. *Investigation on the accuracy of the simplified Bishop method*. Landslides and Engineered Slopes, Chen et al. (eds.), pp. 1055-1057, Taylor & Francis Group, London, 2008.

APÊNDICE A – Pré-dimensionamento perfil clássico



Altura "h" do muro (m)	do (cm)	f (cm)	di (m)	bs (m)	r (m)	ds (cm)	H (m)
5	30	35	0,60	3,20	0,50	20	5,80
6	35	65	0,85	3,80	0,65	20	7,05
7	35	80	0,85	4,50	0,80	20	8,05

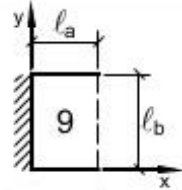
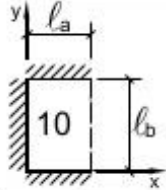
ANEXO A – Momentos flectores em lajes com carga triangular

Tipo											Tipo
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
< 0,30	-4,17	16,67	0,33	1,67	-4,17	16,67	0,78	2,67	5,33	9,22	< 0,30
0,30	-1,67	15,04	0,33	1,67	-0,89	13,69	0,78	2,67	5,33	9,22	0,30
0,35	-0,81	14,23	0,64	2,12	-0,32	12,58	1,05	2,83	5,14	8,71	0,35
0,40	0,06	13,42	0,94	2,56	0,25	11,47	1,31	3,00	4,94	8,19	0,40
0,45	0,49	12,50	1,17	2,82	0,53	10,32	1,42	2,86	4,81	7,25	0,45
0,50	0,92	11,58	1,40	3,08	0,80	9,16	1,52	2,72	4,68	6,23	0,50
0,55	1,10	10,81	1,58	3,24	0,97	8,22	1,58	2,51	4,56	5,47	0,55
0,60	1,28	10,03	1,75	3,39	1,14	7,28	1,64	2,31	4,44	4,61	0,60
0,65	1,37	9,34	1,86	3,35	1,18	6,47	1,65	2,09	4,28	3,98	0,65
0,70	1,45	8,64	1,96	3,31	1,22	5,65	1,65	1,88	4,12	3,35	0,70
0,75	1,48	8,05	2,01	3,22	1,22	5,09	1,64	1,71	3,94	2,89	0,75
0,80	1,50	7,46	2,07	3,13	1,22	4,53	1,63	1,55	3,77	2,44	0,80
0,85	1,47	7,01	2,05	2,98	1,16	4,22	1,55	1,39	3,56	2,07	0,85
0,90	1,43	6,55	2,03	2,83	1,10	3,90	1,47	1,22	3,36	1,70	0,90
0,95	1,39	6,15	2,00	2,67	1,01	3,68	1,38	1,09	3,18	1,45	0,95
1,00	1,35	5,74	1,97	2,51	0,91	3,45	1,29	0,95	3,01	1,19	1,00
1,05	1,40	5,93	2,14	2,60	0,90	3,52	1,34	0,92	3,13	1,14	1,05
1,10	1,45	6,12	2,31	2,70	0,89	3,50	1,39	0,89	3,24	1,10	1,10
1,15	1,49	6,30	2,48	2,79	0,88	3,67	1,43	0,85	3,36	1,05	1,15
1,20	1,54	6,49	2,65	2,88	0,86	3,74	1,48	0,82	3,47	1,00	1,20
1,25	1,57	6,65	2,78	2,88	0,83	3,80	1,52	0,79	3,53	0,96	1,25
1,30	1,59	6,80	2,95	2,88	0,80	3,86	1,55	0,76	3,59	0,91	1,30
1,35	1,61	6,96	3,10	2,88	0,77	3,92	1,59	0,73	3,65	0,87	1,35
1,40	1,64	7,11	3,24	2,88	0,74	3,98	1,62	0,69	3,70	0,83	1,40
1,45	1,66	7,27	3,39	2,88	0,71	4,04	1,66	0,66	3,76	0,78	1,45
1,50	1,69	7,43	3,54	2,88	0,68	4,10	1,69	0,63	3,82	0,74	1,50
1,55	1,68	7,53	3,65	2,86	0,66	4,13	1,72	0,61	3,85	0,71	1,55
1,60	1,67	7,64	3,76	2,84	0,64	4,17	1,75	0,59	3,88	0,68	1,60
1,65	1,66	7,74	3,87	2,82	0,62	4,21	1,76	0,56	3,91	0,66	1,65
1,70	1,65	7,85	3,98	2,80	0,60	4,25	1,78	0,54	3,94	0,63	1,70
1,75	1,64	7,95	4,09	2,78	0,58	4,29	1,80	0,52	3,97	0,60	1,75
1,80	1,64	8,06	4,19	2,75	0,56	4,33	1,82	0,50	4,00	0,57	1,80
1,85	1,63	8,16	4,30	2,73	0,54	4,37	1,84	0,48	4,03	0,54	1,85
1,90	1,62	8,27	4,41	2,71	0,52	4,40	1,87	0,45	4,06	0,52	1,90
1,95	1,61	8,38	4,52	2,69	0,50	4,44	1,89	0,43	4,09	0,49	1,95
2,00	1,60	8,48	4,63	2,67	0,48	4,48	1,91	0,41	4,12	0,46	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

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

ANEXO B – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tipo											Tipo
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,50	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 (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

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

ANEXO C – Flechas em lajes com carga triangular

$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	Tipo								$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
	19		20		21		22		
	α	α_B	α	α_B	α	α_B	α	α_B	
< 0,30	-	-	-	-	15,31	40,00	15,31	40,00	< 0,30
0,30	73,83	123,05	46,33	75,28	13,03	30,40	11,58	24,61	0,30
0,35	57,30	95,65	33,24	52,53	11,33	26,42	9,46	19,18	0,35
0,40	40,77	68,25	20,15	29,77	9,62	22,44	7,33	13,74	0,40
0,45	32,30	53,08	15,33	21,92	8,75	19,38	6,01	11,00	0,45
0,50	23,83	37,90	10,51	14,07	7,88	16,32	4,69	8,25	0,50
0,55	19,38	30,04	8,47	10,66	7,06	14,13	4,11	6,71	0,55
0,60	14,93	22,17	6,42	7,24	6,24	11,94	3,53	5,16	0,60
0,65	12,45	18,00	5,19	5,58	5,52	10,15	3,09	4,05	0,65
0,70	9,96	13,82	3,96	3,91	4,79	8,35	2,64	2,93	0,70
0,75	8,45	11,31	3,27	3,02	4,29	7,17	2,28	2,31	0,75
0,80	6,93	8,79	2,58	2,12	3,78	5,98	1,92	1,69	0,80
0,85	6,01	7,28	2,17	1,65	3,38	5,13	1,62	1,36	0,85
0,90	5,08	5,77	1,75	1,18	2,97	4,27	1,32	1,02	0,90
0,95	4,37	4,86	1,49	0,93	2,66	3,67	1,14	0,82	0,95
1,00	3,65	3,94	1,23	0,67	2,34	3,06	0,95	0,62	1,00
1,05	3,83	3,96	1,26	0,64	2,55	3,16	1,01	0,60	1,05
1,10	4,02	3,98	1,28	0,62	2,76	3,26	1,08	0,58	1,10
1,15	4,20	4,00	1,31	0,59	2,96	3,36	1,14	0,56	1,15
1,20	4,38	4,02	1,33	0,56	3,17	3,46	1,20	0,54	1,20
1,25	4,52	3,98	1,35	0,53	3,34	3,46	1,23	0,52	1,25
1,30	4,66	3,95	1,36	0,51	3,51	3,45	1,26	0,50	1,30
1,35	4,80	3,91	1,38	0,48	3,68	3,45	1,29	0,47	1,35
1,40	4,94	3,87	1,39	0,46	3,86	3,45	1,31	0,45	1,40
1,45	5,07	3,84	1,41	0,43	4,03	3,44	1,34	0,43	1,45
1,50	5,21	3,80	1,42	0,41	4,20	3,44	1,37	0,41	1,50
1,55	5,31	3,76	1,42	0,40	4,34	3,42	1,38	0,40	1,55
1,60	5,42	3,71	1,42	0,39	4,48	3,39	1,38	0,39	1,60
1,65	5,52	3,67	1,43	0,38	4,62	3,37	1,39	0,38	1,65
1,70	5,62	3,62	1,43	0,37	4,76	3,34	1,40	0,37	1,70
1,75	5,73	3,58	1,43	0,36	4,90	3,32	1,41	0,36	1,75
1,80	5,83	3,54	1,43	0,35	5,04	3,30	1,41	0,35	1,80
1,85	5,93	3,49	1,43	0,35	5,18	3,27	1,42	0,35	1,85
1,90	6,03	3,45	1,44	0,34	5,32	3,25	1,43	0,34	1,90
1,95	6,14	3,40	1,44	0,33	5,46	3,22	1,43	0,33	1,95
2,00	6,24	3,36	1,44	0,32	5,60	3,20	1,44	0,32	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$$

b = largura da seção ℓ_x = menor vão E_c = módulo de elasticidade
p = carga uniforme ℓ_y = maior vão I = momento de inércia

ANEXO D – Flechas em lajes com carga uniforme

$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	Tipo								$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
	7		8		9		10		
	α	α_B	α	α_B	α	α_B	α	α_B	
< 0,30	-	-	-	-	53,13	150,00	53,13	150,00	< 0,30
0,30	215,71	412,59	134,64	231,63	41,98	110,02	37,64	97,00	0,30
0,35	163,97	309,59	95,26	164,37	37,48	96,70	31,65	78,05	0,35
0,40	122,22	206,59	55,88	97,11	32,98	83,37	25,65	59,09	0,40
0,45	88,76	160,99	41,73	71,35	29,06	71,61	20,89	46,71	0,45
0,50	65,29	115,39	27,58	45,59	25,14	59,85	16,13	34,33	0,50
0,55	52,96	92,40	21,35	34,38	22,12	51,42	13,22	27,07	0,55
0,60	40,63	69,40	15,11	23,16	19,09	42,98	10,31	19,81	0,60
0,65	33,58	56,48	12,07	18,03	16,80	37,00	8,53	15,96	0,65
0,70	26,52	43,56	9,03	12,89	14,50	31,01	6,74	12,11	0,70
0,75	22,14	35,64	7,41	10,31	12,79	26,67	5,63	9,82	0,75
0,80	17,75	27,71	5,78	7,73	11,08	22,33	4,52	7,53	0,80
0,85	15,23	23,54	4,82	6,32	9,78	19,25	3,84	6,19	0,85
0,90	12,71	19,37	3,86	4,90	8,47	16,16	3,15	4,84	0,90
0,95	10,92	16,48	3,26	4,08	7,49	13,96	2,71	4,04	0,95
1,00	9,13	13,58	2,66	3,25	6,50	11,76	2,26	3,24	1,00
1,05	9,46	13,85	2,71	3,26	6,91	12,19	2,34	3,26	1,05
1,10	9,79	14,11	2,76	3,28	7,32	12,60	2,42	3,27	1,10
1,15	10,12	14,38	2,81	3,29	7,72	13,01	2,49	3,29	1,15
1,20	10,45	14,64	2,86	3,30	8,13	13,46	2,57	3,30	1,20
1,25	10,69	14,77	2,88	3,31	8,46	13,72	2,61	3,31	1,25
1,30	10,93	14,91	2,90	3,31	8,80	13,97	2,64	3,31	1,30
1,35	11,18	15,04	2,93	3,32	9,13	14,23	2,68	3,32	1,35
1,40	11,42	15,17	2,95	3,33	9,46	14,48	2,71	3,33	1,40
1,45	11,66	15,31	2,97	3,33	9,80	14,74	2,75	3,33	1,45
1,50	11,90	15,44	2,99	3,34	10,13	14,99	2,78	3,34	1,50
1,55	12,04	15,50	3,00	3,34	10,35	15,09	2,79	3,34	1,55
1,60	12,18	15,55	3,00	3,34	10,57	15,19	2,80	3,34	1,60
1,65	12,31	15,61	3,01	3,35	10,79	15,29	2,81	3,35	1,65
1,70	12,45	15,66	3,01	3,35	11,01	15,39	2,82	3,35	1,70
1,75	12,59	15,72	3,02	3,35	11,23	15,50	2,83	3,35	1,75
1,80	12,73	15,78	3,02	3,35	11,44	15,60	2,84	3,35	1,80
1,85	12,87	15,83	3,03	3,35	11,66	15,70	2,85	3,35	1,85
1,90	13,00	15,89	3,03	3,36	11,88	15,80	2,86	3,36	1,90
1,95	13,14	15,94	3,04	3,36	12,10	15,90	2,87	3,36	1,95
2,00	13,28	16,00	3,04	3,36	12,32	16,00	2,88	3,36	2,00
∞	15,63	16,00	3,13	3,36	15,63	16,00	3,13	3,36	∞

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$a_s = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$$

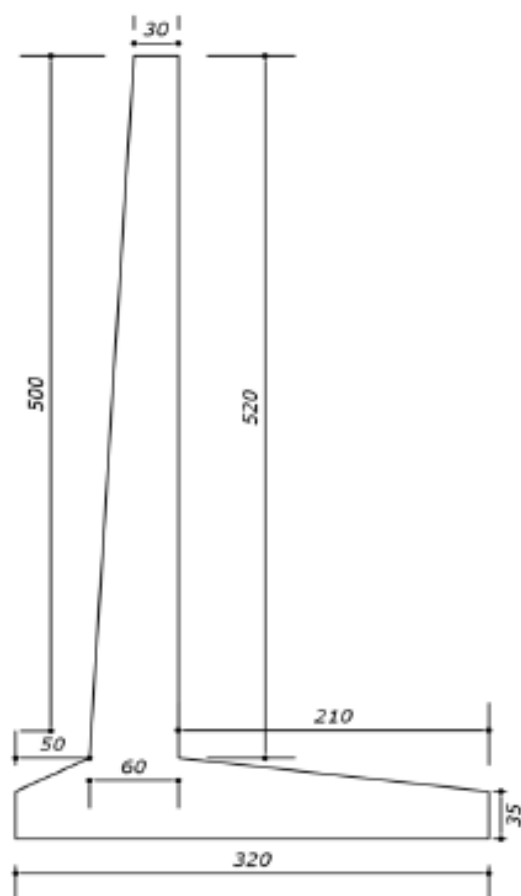
b = largura da seção ℓ_x = menor vão E_c = módulo de elasticidade
p = carga uniforme ℓ_y = maior vão I = momento de inércia

ANEXO E – Relatório de sondagem de solo SPT (exemplo)

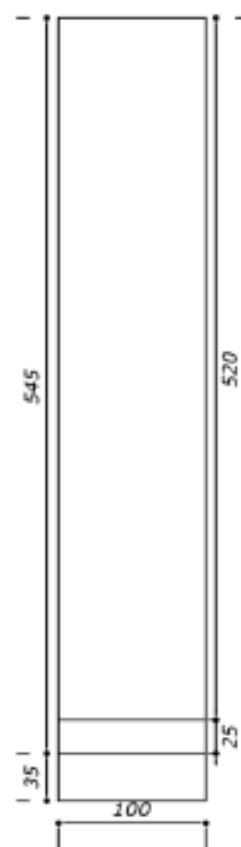
SONDA MIR			RELATÓRIO DE SONDAGEM - SPT				02/03				
			CLIENTE:				REF: 198,09				
Furo			OBRA:				FURO SP 02				
							REVEST. 2,00				
							COTA 98,65				
Prof.	INICIAL 1° e 2°	FINAL 2° e 3°	Nível D'água	SOLO/PROF.	CLASSIFICAÇÃO	GOLPES					
						0	10	20	30	40	50
1	13	14	17,5	2,20	Argila arenosa com pedregulhos, de consistência média cor marrom						
2	6	6									
3	6	7		9,30	Silte arenoso pouco micáceo, pouco compacto a compacto medianamente compacto, cor roxa						
4	8	9									
5	10	10									
6	11	11									
7	12	11									
8	12	11									
9	12	13									
10	16	19									
11	17	21		17,45	Silte arenoso com pedregulhos e traços de alteração de rocha, medianamente compacto a muito compacto						
12	19	23									
13	21	25									
14	23	27									
15	26	29									
16	33	37									
17	37	42									
18	42	49									
19			Limite do furo - limite da sondagem								
20			lavagem 10 min								
21			lavagem 10 min								
22			lavagem 10 min								
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											

DATA:	Amostrador	Martelo	----- GOLPES INICIAIS
INICIO: 16/03/2009	Ø interno 1 3/8 "	Queda 75,0 cm	— GOLPES FINAIS
TERMINO: 18/03/2009	Ø externo 2 "	Peso 65,0 kg	

ANEXO F – Projeto perfil clássico 5 metros

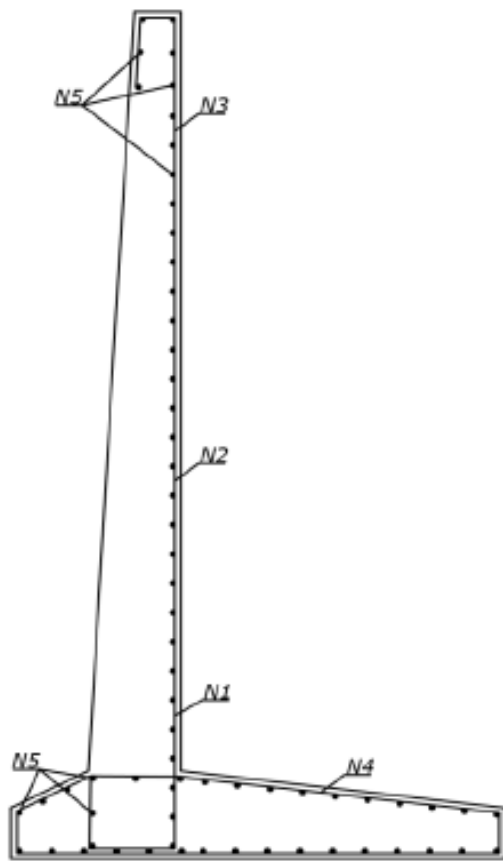


DETALHE GEOMÉTRICO SEÇÃO TRANSVERSAL

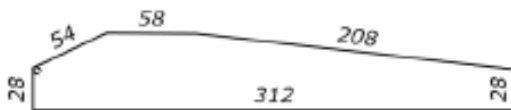


DETALHE GEOMÉTRICO VISTA FRONTAL

Quadro de ferro					
Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	6	10	3,04	11,25	12,38
N2	2	10	5,12	6,32	6,95
N3	8	10	7,43	36,67	40,34
N4	15	10	7,36	68,12	74,93
N5	66	8	1	26,07	28,68
Σ =	97		23,95	148,4	163,28



DETALHE ARMADURAS SEÇÃO TRANSVERSAL



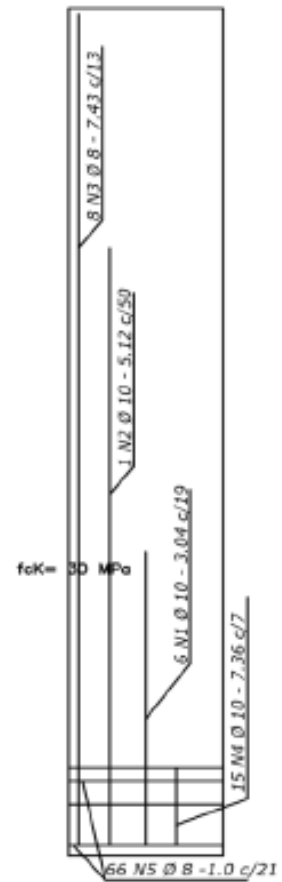
DETALHE ARMADURAS FLEXÃO SAPATA

NOTAS GERAIS

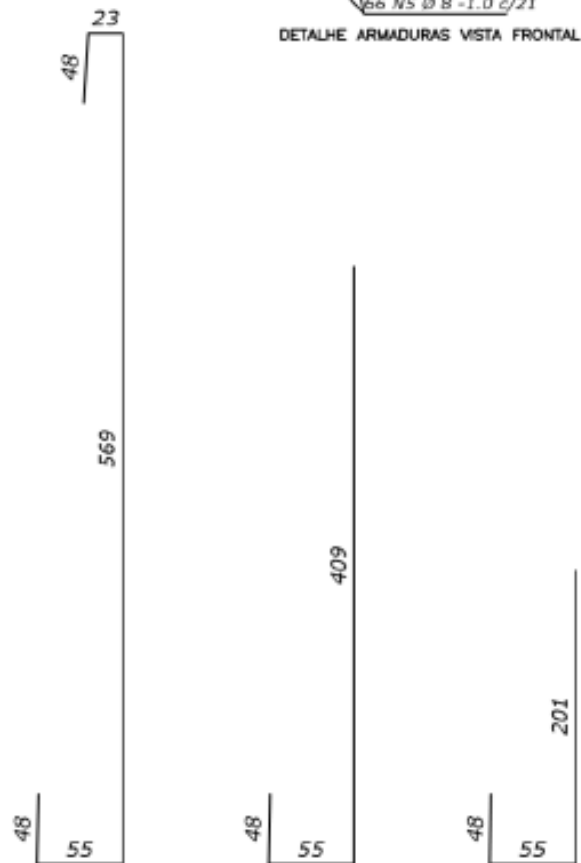
- 1 - COTAS EM CENTÍMETRO
- 2 - COBRIMENTO DAS ARMAÇÕES C= 3 cm,
- 3 - FORMAS DE ACORDO COM A NORMA ABNT NBR7203
- 4 - CONCRETO ARMADO, NORMA DA ABNT NBR-6118

MÓDULO DE ELASTICIDADE E= 27 GPa
 AGREGADO GRAUDD (GRANITO) COM DIÂMETRO MENOR
 OU IGUAL A 19 CM, BRITA 01

- 5 - AÇO ARMADURA LONGITUDINAL CA-50 (fyk=500MPa)
- 6 - VALORES REFERENTES A 1 MÓDULO DE MURO
- 7 - SLUMP DO CONCRETO IDEAL EM 8,5 CM

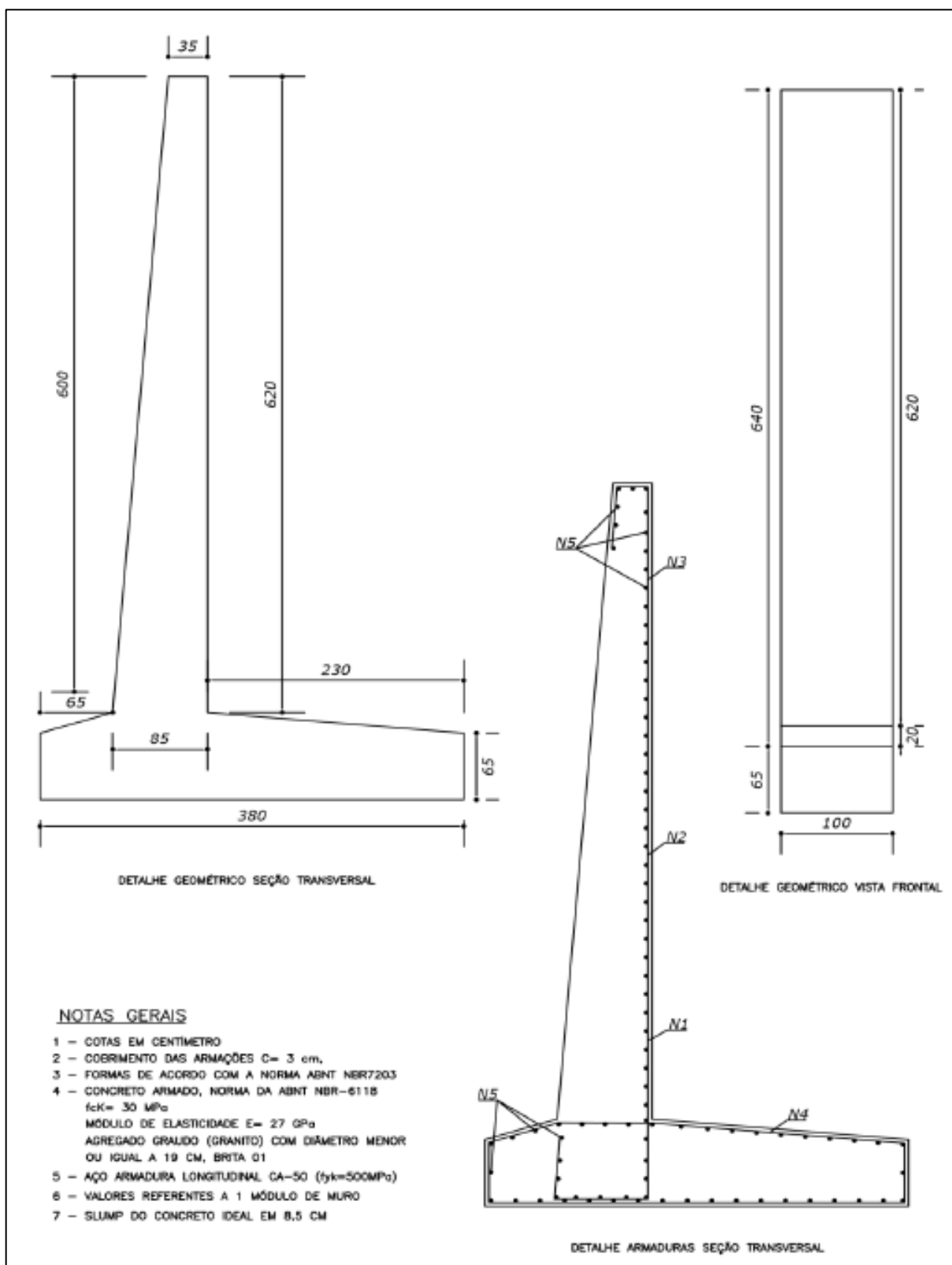


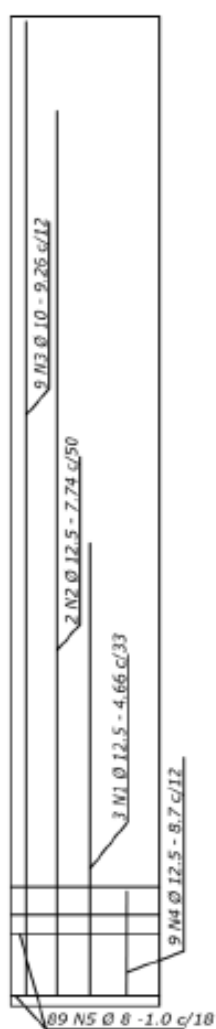
DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL



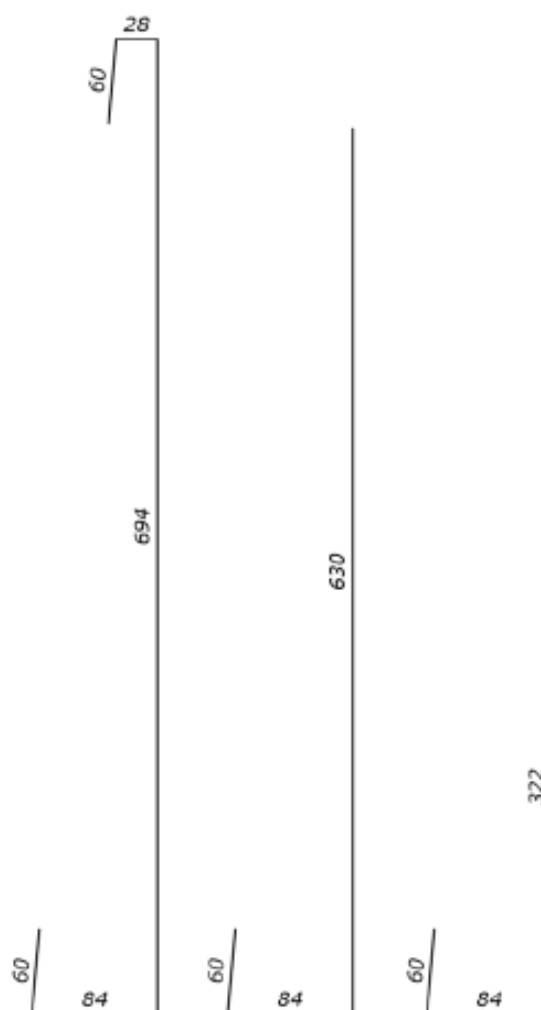
DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO

ANEXO G – Projeto perfil clássico 6 metros





DETALHE ARMADURAS VISTA FRONTAL



DETALHE GEOMÉTRICO ARMADURAS DE FLEXÃO



DETALHE ARMADURAS FLEXÃO SAPATA

Quadro de ferro

Barra	Quantidade	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa C/ 10% (kg)
N1	3	12,5	4,66	13,46	14,81
N2	2	12,5	7,74	14,91	16,40
N3	9	10	9,26	51,42	56,56
N4	9	12,5	8,7	75,40	82,94
N5	89	8	1	35,16	38,67
Σ -	112		31,36	190,3	209,38

ANEXO H – Projeto perfil clássico 7 metros

