



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS – UFAL  
UNIDADE ACADÊMICA CENTRO DE TECNOLOGIA – CTEC  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM PEDRA  
ARGAMASSADA COM PERFIL ESCALONADO – ESTUDO DE CASO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Sandrielly Lino da Silva

Maceió, 2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS – UFAL  
UNIDADE ACADÊMICA CENTRO DE TECNOLOGIA – CTEC  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

## **DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM PEDRA ARGAMASSADA COM PERFIL ESCALONADO – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao colegiado do curso de  
Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Alagoas como parte integrante dos requisitos  
para obtenção de título de Engenheira Civil

---

Juliane Andréia Figueiredo Marques

---

Lucas Yuri Lopes de Souza

Trabalho de Conclusão de Curso

Sandrielly Lino da Silva

Maceió, 2022

.

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**

Bibliotecária: **Helena Cristina Pimentel do Vale – CRB-4/661**

S586d Silva, Sandrielly Lino da.  
Dimensionamento de muro de arrimo em pedra argamassada com perfil  
escalonado : estudo de caso /Sandrielly Lino da Silva. - 2022.  
115 f. : il. color.

Orientadora: Juliane Andréia Figueiredo Marques.

Coorientador: Lucas Yuri Lopes de Souza.

Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) –  
Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2022.

Bibliografia: f. 103-105.

Anexos: f. 106-115.

1. Muro de arrimo. 2. Contenções. 3. Pedra Argamassada. 4. Empuxo.  
I. Título.

CDU: 624.012-033.21

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, que com sua infinita bondade e misericórdia, me sustentou ao longo da minha história e me abençoa mais uma vez com a conclusão deste curso. A Ele seja dada toda honra, glória e louvor.

Aos meus pais, Heleno e Gilvanete, meus primeiros e maiores mentores, por serem minha fortaleza e por todo apoio, amor e confiança que sempre depositaram em mim. Por toda dedicação e abdição que fizeram em prol dos meus sonhos, meu muito obrigado.

Ao meu companheiro, Israel D'Aquino, por ser meu abrigo, por todos os momentos de consolo e por todo amor e carinho, não só durante a realização deste trabalho, mas durante toda nossa história.

A professora Juliane, por toda paciência, disposição e acessibilidade na realização deste estudo e pela oportunidade de estágio que me deu. Sua confiança foi o primeiro passo na construção da minha carreira profissional.

Ao Eng Lucas Yuri, por toda dedicação e paciência com a minha compreensão do projeto apresentado neste trabalho, além de todo conhecimento me passado ao longo do estágio em que trabalhamos juntos.

A toda equipe da AGM Geotécnica: Eng. Sanmara Alcântara, Eng. Ricardo Marques, Eng. Abel Galindo, Patrícia Prazeres e Josenildo. Por todo apoio, ensinamentos e momentos compartilhados.

Aos meus colegas de graduação, em especial a Gleide Karolayne, Matheus Amâncio e Luiz Elias, por todo companheirismo e momentos de descontração ao longo destes 5 anos de formação. A companhia de vocês tornou mais leve e divertida esta jornada.

Aos professores da Universidade Federal de Alagoas, pela base teórica da minha formação.

E aos demais, que infelizmente não foram citados, mas que de alguma forma contribuíram com a minha graduação, deixo aqui o meu muito obrigado.

## **RESUMO**

A crescente ocupação dos espaços para uso urbano tem intensificado a necessidade de estruturas de contenção, dentre as muitas existentes, como cortinas de estacas, gabião e estruturas em concreto armado. Os muros de arrimo de gravidade, ou de peso, surgem como uma alternativa econômica e de fácil execução, indicado a projetos horizontais e desníveis intermediários. Neste contexto, este trabalho apresenta um caso prático de muro de arrimo por gravidade, junto do embasamento teórico para concepção do projeto, apresentam-se os estudos de empuxo de Coulomb e Rankine e as verificações de estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, dentro de seus coeficientes de segurança para um dimensionamento seguro das estruturas. O muro em questão foi executado em pedra argamassada e perfil escalonado, na cidade de Maceió-AL, situado à beira de vale, na fronteira de uma reserva de mata atlântica e contém o aterro do estacionamento de 2 residenciais. Executado em solo da Formação Barreiras, este muro possui 12 trechos com altura de até 6,30m e está assentado sobre estacas de 80 cm de diâmetro, dimensionadas para trabalharem conjuntamente com o muro na prevenção de deslizamentos do maciço e possível agressão a reserva ambiental. A partir da experiência de projetistas consagrados na região, este trabalho utiliza-se do estudo de projeto para apresentar os aspectos relevantes no dimensionamento seguro de uma estrutura de contenção em pedra argamassada.

**Palavras-chave: Muro de arrimo, Contenções, Pedra Argamassada, Empuxo.**

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
2	OBJETIVO.....	16
2.1	Objetivo geral .....	16
2.2	Objetivos específicos .....	16
3	JUSTIFICATIVA.....	16
4	MÉTODO DE PESQUISA.....	17
5	REFERENCIAL TEÓRICO.....	18
5.1	TIPOS DE MUROS DE ARRIMO .....	18
5.1.1	Muros de gravidade .....	18
5.1.2	Muros de flexão.....	20
5.2	EMPUXOS DE TERRA.....	21
5.2.1	Teoria de Coulomb (1776) .....	22
5.2.2	Teoria de Rankine (1857).....	25
5.3	DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO .....	27
5.3.1	Pré-Dimensionamento .....	28
5.3.2	Verificações.....	30
5.4	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO – STANDARD PENETRATION TEST (SPT).....	36
5.5	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS – MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978).....	39
6	ESTUDO DE CASO DE MURO DE ARRIMO EM PEDRA ARGAMASSADA COM PERFIL ESCALONADO EXECUTADO EM MACEIÓ-AL.....	42
6.1	ANÁLISE GEOTÉCNICA DO SOLO.....	46
6.2	DIVISÃO DOS TRECHOS DO MURO .....	49
6.3	DIMENSIONAMENTO .....	57
6.3.1	Pré-dimensionamento .....	57

6.3.2	Verificações .....	64
6.4	DRENAGEM.....	99
	CONCLUSÃO.....	101
7	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS .....	103
ANEXO 1 -	FURO DE SONDAGEM SPT – SP-3 .....	106
ANEXO 2 -	FURO DE SONDAGEM SPT – SP-01 .....	107
ANEXO 3 -	FURO DE SONDAGEM SPT – SP-6.....	109
ANEXO 4 -	FURO DE SONDAGEM SPT – SP-2 .....	110
ANEXO 5 -	FURO DE SONDAGEM SPT – SP-4 .....	111
ANEXO 6 -	PROJETO TOPOGRÁFICO .....	112
ANEXO 7 -	VISTA DO MURO DE ARRIMO.....	113
ANEXO 8 -	MUROS M1, M8 E M12 .....	114
ANEXO 9 -	PROJETO DO MURO DE ARRIMO .....	115

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIGURA 1 -</b> Materiais de muros de arrimo (a) muro em concreto ciclópico (b) muro em pedra argamassada (c) muro em gabião .....	19
<b>FIGURA 2 -</b> Perfis típicos de muro de arrimo (a) perfil trapezoidal (b) perfil retangular (c) perfil escalonado.....	19
<b>FIGURA 3 -</b> Muro de flexão em concreto armado .....	20
<b>FIGURA 4 -</b> Muro com contraforte .....	20
<b>FIGURA 5 -</b> Empuxo ativo, passivo e no repouso .....	21
<b>FIGURA 6 -</b> Empuxo ativo segundo a teoria de Columb .....	23
<b>FIGURA 7 -</b> Empuxo passivo segundo a teoria de Columb .....	24
<b>FIGURA 8 -</b> Sobrecarga no empuxo.....	25
<b>FIGURA 9 -</b> Teoria de Rankine. (a) Empuxo ativo (b) Empuxo passivo.....	26
<b>FIGURA 10 -</b> Muro de arrimo com perfil retangular.....	28
<b>FIGURA 11 -</b> Perfil trapezoidal com lado inclinado e lado reto.....	28
<b>FIGURA 12 -</b> Perfil trapezoidal com ambos os lados inclinados .....	29
<b>FIGURA 13 -</b> Perfil escalonado .....	29
<b>FIGURA 14 -</b> Tombamento de muros de arrimo .....	30
<b>FIGURA 15 -</b> Verificação do deslizamento .....	31
<b>FIGURA 16 -</b> Distribuição das pressões na base do muro de arrimo .....	32
<b>FIGURA 17 -</b> Ruptura global do maciço. (a) Método das cunhas (b) Método das fatias (Bishop).....	33
<b>FIGURA 18 -</b> Diagrama de corpo livre da fatia .....	35
<b>FIGURA 19 -</b> Sondagem SPT .....	37
<b>FIGURA 20 -</b> Teoria de Meyerhof.....	37
<b>FIGURA 21 -</b> Muro de arrimo em estudo .....	42
<b>FIGURA 22 -</b> Vista geral do empreendimento em Maceió-AL .....	43
<b>FIGURA 23 -</b> Projeto do muro de arrimo .....	43
<b>FIGURA 24 -</b> Ancoragem das estacas no muro de contenção .....	45
<b>FIGURA 25 -</b> Detalhe em planta do início da cortina de estacas.....	45
<b>FIGURA 26 -</b> Croqui de sondagem.....	46
<b>FIGURA 27 -</b> Furos de sondagem utilizados no projeto.....	47
<b>FIGURA 28 -</b> Perfil do trecho de contenção para o terreno natural e acabado .....	51
<b>FIGURA 29 -</b> Definição do trecho do muro M1 .....	52

<b>FIGURA 30 -</b>	Determinação de altura e extensão do muro M7 .....	53
<b>FIGURA 31 -</b>	Determinação de altura e extensão do muro M9 .....	54
<b>FIGURA 32 -</b>	Determinação das extensões do muro a partir da projeção .....	55
<b>FIGURA 33 -</b>	Alinhamento do muro entre o P27 e P-30 .....	56
<b>FIGURA 34 -</b>	Vista do muro de arrimo.....	57
<b>FIGURA 35 -</b>	Muros M1, M8 e M12 .....	57
<b>FIGURA 36 -</b>	Grade para pré-dimensionamento .....	60
<b>FIGURA 37 -</b>	Perfil do muro M1 .....	61
<b>FIGURA 38 -</b>	Perfil do muro M8 .....	61
<b>FIGURA 39 -</b>	Perfil do muro M12.....	62
<b>FIGURA 40 -</b>	Perfis dos trechos do muro de contenção .....	63
<b>FIGURA 41 -</b>	Análise do momento gerado pelas ações verticais (MA).....	64
<b>FIGURA 42 -</b>	Análise do momento gerado pelo empuxo (M1).....	66
<b>FIGURA 43 -</b>	Análise geométrica do muro M1 .....	67
<b>FIGURA 44 -</b>	Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M1.....	68
<b>FIGURA 45 -</b>	Análise geométrica do muro M8.....	69
<b>FIGURA 46 -</b>	Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M8.....	71
<b>FIGURA 47 -</b>	Análise geométrica do muro M12.....	72
<b>FIGURA 48 -</b>	Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M12....	74
<b>FIGURA 49 -</b>	Deslizamento em muros escalonados.....	77
<b>FIGURA 50 -</b>	Carga do muro transferida a estaca .....	81
<b>FIGURA 51 -</b>	Furo de sondagem SP-4.....	89
<b>FIGURA 52 -</b>	Passo 1 – Tela inicial - GEO5 – Muros de Gravidade .....	90
<b>FIGURA 53 -</b>	Passo 2 – Definição do método de análise da segurança - GEO5 – Muros de Gravidade.....	90
<b>FIGURA 54 -</b>	Passo 3 – Tela inicial da geometria do muro – GEO5 – Muros de Gravidade.....	91
<b>FIGURA 55 -</b>	Passo 4 – Definição da geometria do muro a partir de coordenadas– GEO5 – Muros de Gravidade .....	91
<b>FIGURA 56 -</b>	Passo 5 – Definição do material do muro de arrimo– GEO5 – Muros de Gravidade.....	92
<b>FIGURA 57 -</b>	Passo 6 – Definição das espessuras das camadas estatigráficas– GEO5 – Muros de Gravidade .....	93

<b>FIGURA 58 -</b>	Passo 7 – Definição dos características dos solos de cada camada– GEO5 – Muros de Gravidade .....	93
<b>FIGURA 59 -</b>	Passo 7 - Camadas de solo definidas – GEO5 – Muros de Gravidade.....	94
<b>FIGURA 60 -</b>	Passo 8 – Atribuição dos tipos de solo as camadas estatigráficas – GEO5 – Muros de Gravidade .....	94
<b>FIGURA 61 -</b>	Passo 9 – Definição da fundação – GEO5 – Muros de Gravidade .....	95
<b>FIGURA 62 -</b>	Passo 10 – Definição do aterro – GEO5 – Muros de Gravidade.....	96
<b>FIGURA 63 -</b>	Passo 11 – Definição da inclinação do terreno – GEO5 – Muros de Gravidade.....	96
<b>FIGURA 64 -</b>	Passo 12 – Definição da inclinação do terreno após a contenção – GEO5 – Muros de Gravidade .....	97
<b>FIGURA 65 -</b>	Passo 13 – Anáise da ruptura global – GEO5 – Muros de Gravidade .....	98
<b>FIGURA 66 -</b>	Vista do sistema de drenagem do muro de arrimo .....	99
<b>FIGURA 67 -</b>	Detalhe do sistema de drenagem do muro de arrimo .....	100
<b>FIGURA 68 -</b>	Coeficientes de segurança .....	101

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 -	Propriedades de solos moles segundo $n_{spt}$ .....	39
TABELA 2 -	Propriedades de solos granulares segundo $n_{spt}$ .....	39
TABELA 3 -	Coefficiente característico do solo de Décourt (C(kPa)).....	41
TABELA 4 -	Coefficiente da resistência de ponta de Décourt ( $\alpha$ ).....	41
TABELA 5 -	Coefficiente da resistência lateral de Décourt ( $\beta$ ).....	41
TABELA 6 -	Comparação das resistências dos furos de sondagem segundo a profundidade.....	47
TABELA 7 -	Comparação das resistências dos furos de sondagem segundo a cota topográfica.....	48
TABELA 8 -	Parâmetros geotécnicos do solo.....	49
TABELA 9 -	Desníveis do muro.....	50
TABELA 10 -	parâmetros de locação do muro.....	56
TABELA 11 -	Cálculo da base dos muros.....	58
TABELA 12 -	Quantidade de degraus de cada muro.....	59
TABELA 13 -	$x_{muro}$ e $x_{solo}$ ,.....	65
TABELA 14 -	Verificação quanto ao tombamento da contenção.....	76
TABELA 15 -	Força normal na base do muro ( $F_N$ ).....	77
TABELA 16 -	Força de atrito ( $F_a$ ).....	78
TABELA 17 -	Verificação do deslizamento.....	79
TABELA 18 -	Excentricidade da força resultante vertical ( $e'$ ).....	82
TABELA 19 -	Verificação dos esforços de tração na base do muro.....	83
TABELA 20 -	Tensões extremas na base do muro de arrimo ( $\sigma_1$ e $\sigma_2$ ).....	83
TABELA 21 -	Análise da resistência da estaca ao peso do muro.....	85
TABELA 22 -	$N_{SPT}$ médio das camadas do furo SP-4.....	89
TABELA 23 -	Ângulo do terreno após a contenção.....	97
TABELA 24 -	Verificação da ruptura global.....	98

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{x}_{muro}$  – Distância horizontal do ponto A ao centroide do muro;

$\bar{x}_{solo}$  – Distância horizontal do ponto A ao centroide da área de solo acima do muro;

$h_i$  – Altura da faixa  $i$  do perfil do muro de arrimo;

$A_{M1}$  – Área do perfil do muro  $M_i$ ;

$A_p$  – Área de ponta da estaca;

$A_l$  – Área da lateral da estaca;

$A_{solo}$  – Área de solo acima do muro de arrimo;

CBF – Cota da boca do furo de sondagem;

$E_p$  - Empuxo passivo;

$F_N$  - Somatório de forças verticais atuando sob o muro;

$F_a$  - Força de atrito na base do muro;

$K_0$  - Empuxo no repouso;

$K_a$  - Coeficiente do empuxo ativo;

$K_p$  - Coeficiente do empuxo passivo;

$N_L$  – SPT médio ao longo do fuste;

$N_p$  – SPT médio na ponta da estaca;

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  - Fatores de capacidade de carga da teoria de Meyerhof;

$P_r$  – Pressão de Ruptura segundo Meyerhof;

$R_T$  – Resistência total da estaca;

$W_S$  – Peso do volume de solo acima do muro;

$W_{estaca}$  – Carga vertical transferida à estaca;

$b_0$  - Comprimento do topo do muro;

$d_c, d_q$  e  $d_\gamma$ , - Coeficientes de profundidade da teoria de Meyerhof;

$i_c, i_q$  e  $i_\gamma$  - Coeficientes de inclinação da teoria de Meyerhof;

$r_l$  – Atrito lateral unitário;

$r_p$  – Resistência de ponta;

$s_c, s_q$  e  $s_\gamma$  - Fatores de forma da fundação da teoria de Meyerhof;

$\alpha_d$  – Coeficiente da resistência de ponta de Décourt;

$\beta_d$  – Coeficiente da resistência lateral de Décourt;

$\sigma'_a$  – Tensão horizontal ativa efetiva;

$\sigma'_p$  – Tensão horizontal passiva efetiva;

$\sigma_1$  - Tensão máxima na base do muro de arrimo;

$\sigma_2$  - Tensão mínima na base do muro de arrimo;

$\sigma_{80cm}$  – Tensão na base do muro a 80cm do ponto A;

$\sigma_{adm}$  - Capacidade de carga da fundação do muro;

$\sigma_v$  - Tensão vertical do solo;

$c$  – Coesão do solo;

$E_a$  – Empuxo ativo;

$P$  – Peso próprio da cunha de solo;

$R$  – Reação do maciço;

$\sigma$  - Tensão normal que age sob a superfície de ruptura;

$C$  – Coeficiente característico do solo;

$FS$  - Fator de segurança;

$H$  - Altura da contenção/muro de arrimo;

$M1$  - Momento de tombamento devido ao empuxo;

$MA$  - Somatório dos momentos devido às ações verticais;

$T$  - Força tangencial do empuxo;

$W$  – Peso próprio do muro;

$b$  - Comprimento da base do muro de arrimo;

$d$  - Altura de embutimento do muro de arrimo;

$e$  - Distância horizontal do ponto médio da base do muro ao ponto de aplicação de  $F_N$

$e'$  - Distância horizontal da Extremidade externa inferior do muro ao ponto de aplicação de  $F_N$ ;

$i$  - Ângulo de inclinação do terreno adjacente

$q$  - Taxa de sobrecarga sob o terreno;

$t$  - Comprimento extra da base de muros de formato trapezoidal;

$z$  - Profundidade;

$\alpha$  - Ângulo formado entre a superfície interna do muro e a horizontal;

$\gamma$  - Peso específico aparente do solo;

$\delta$  - Ângulo de atrito solo-estrutura;

$\mu$  - Coeficiente de atrito;

$\rho$  - Ângulo que a superfície da cunha de ruptura forma com a horizontal;

$\sigma$  - Pressão admissível do solo;

$\varphi$  - Superfície de ruptura;

$\varphi$  - Ângulo de atrito interno do solo;

# 1 INTRODUÇÃO

O crescimento das cidades tem levado a ocupação de áreas com topografia cada vez mais desafiadoras. Encostas, morros e vales têm sido utilizados para a construção de edificações comerciais, residenciais e obras de transporte. Diante disso, os projetos de engenharia exigem tecnologias e soluções inovadoras para permitir a urbanização segura desses espaços.

Nesse contexto, as obras de contenções aplicam-se em regiões de desnível, com a finalidade de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. Tais estruturas permitem a planificação das regiões a montante de encostas e sua utilização segura.

Os registros mais antigos de obras de contenção apontam para muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da Mesopotâmia (Iraque) a cerca de 3000 anos antes de Cristo. Obras construídas seguindo preceitos de engenharia moderna começaram a surgir apenas no início do século 18, a partir de trabalhos de engenheiros franceses (RANZINI & NEGRO Jr, 2012).

As estruturas de contenções classificam-se como muros de contenção, cortinas de estacas, solos grampeados, escoramentos e paredes-diafragma, estes, são determinados para cada obra civil segundo o estudo de viabilidade técnica do projeto e execução.

Dentre estes, destacam-se os muros de arrimo, definidos por Gerscovich (2008), como estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais.

Este trabalho faz a análise de um projeto de contenção de grande porte executado em Maceió-AL, e apresenta o procedimento de cálculo e dimensionamento de muros de arrimo em pedra argamassada, as características e elementos especiais envolvidos na concepção da estrutura para um ótimo desempenho.

O muro objeto de estudo deste trabalho, protege a beira de um vale, no perímetro de uma reserva de mata atlântica, são 102m de extensão e desnível de até 6m. A montante do vale estão 3 residenciais de interesse social, destinados ao programa nacional brasileiro, “Casa Verde e Amarela”, financiados pela Caixa Econômica Federal®.

A obra em questão foi orçada e licitada em 2018, período pré pandemia do corona vírus, pandemia tal que causou um aumento médio de 23,26% dos preços dos materiais de construção

civil (CBIC, 2021). A combinação dos percentuais de lucro abaixo do mercado das habitações de interesse social (MORAES, 2018), com o aumento expressivo do custo dos materiais trouxe a construtora o desafio da construção de uma grandiosa obra de contenção, segura, com baixo custo e com a mão de obra disponível no estado de Alagoas, a partir disto, decidiu-se pela construção do muro de alvenaria de pedra e apresentar-se-á a análise de sua concepção e dimensionamento estrutural.

## **2 OBJETIVO**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Apresentar a comunidade acadêmica o estudo de um caso prático de contenção de encostas, um muro de gravidade em pedra argamassada com 120m de extensão assentado sob a Formação Barreiras, em Maceió-AL.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Buscou-se disponibilizar um memorial de cálculo detalhado da concepção de um muro de arrimo de grandes extensões, que possa servir de orientação a futuros profissionais de engenharia.

Além disto, trazer toda a base teórica envolvida no dimensionamento de muros de arrimo, de modo a reunir o embasamento necessário para o projeto de muros de peso de diversos materiais e geometrias.

Por fim, apresentar a rotina do dimensionamento de muros de arrimo de pedra argamassada assentados sob a formação Barreiras, mostrando as adoções comumente tomadas por projetistas do estado.

## **3 JUSTIFICATIVA**

A bibliografia da engenharia de contenções ainda é escassa quanto ao dimensionamento de muros de arrimo de peso, poucos são os materiais disponíveis na web e em geral apresentam apenas os requisitos a serem atendidos e poucos detalhes de seu cálculo, deixando uma lacuna quanto ao passo-a-passo do dimensionamento.

Este material, busca fornecer aos engenheiros um manual prático para o cálculo de muros de arrimo com perfil escalonado em pedra argamassada, estrutura econômica e de crescente utilização com a ocupação de encostas resultantes da urbanização.

## **4 MÉTODO DE PESQUISA**

O trabalho foi desenvolvido a partir de revisão bibliográfica, utiliza-se a teoria desenvolvida por Moliterno (1980) para as análises de segurança estrutural quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global.

Além disso, utilizou-se o acervo técnico do objeto de estudo deste trabalho, um projeto de muro de arrimo em Maceió, sob solo característico da Formação Barreiras.

Ademais, a partir da orientação de um dos projetistas envolvidos na concepção da obra, embasou-se do processo de construção do projeto.

Por fim, utilizou-se softwares de planilhas eletrônicas e de verificação de estabilidade de muros de arrimo para realizar o montante de cálculos necessários.

## **5 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **5.1 TIPOS DE MUROS DE ARRIMO**

Os muros de arrimo ou contenção são estruturas verticais, ou quase verticais, corridas apoiadas em fundações diretas ou profundas destinadas a conter o empuxo lateral de maciços em regiões de desnível quando a inclinação do talude não oferece segurança ou quando cortes e/ou aterros são necessários.

Os muros de contenção podem ser classificados quanto ao material, ao perfil geométrico ou a forma de resistência ao empuxo do solo. A decisão acerca de cada um desses fatores é de responsabilidade do projetista e leva em consideração três fatores básicos: as características físicas do projeto e a topografia do terreno, o perfil geotécnico do solo e os fatores econômicos (BARROS, 2015).

As características físicas, determinam a altura da estrutura de contenção, define as regiões de corte e aterro e delimita a área disponível para locação do muro. O perfil geotécnico do solo fornece a capacidade de carga do terreno, o tipo de solo e a profundidade ou ausência de lençóis freáticos. Por fim, o fator econômico, leva em consideração a mão-de-obra necessária, o custo de materiais e o tempo de execução do projeto.

Assim, dentro da área disponível, busca-se definir um perfil geométrico para a seção característica do muro, utilizando-se de materiais e métodos construtivos que estabilizem a encosta com o menor custo.

Os muros de arrimo dividem-se em muros de gravidade – construído em concreto ciclópico, pedras, gabiões ou pneus - e muros de flexão, que são elementos de concreto armado com ou sem contrafortes.

#### **5.1.1 Muros de gravidade**

Os muros de arrimo por gravidade são aqueles que combatem os esforços solicitantes com seu peso próprio. Eles podem ser construídos com os mais diversos tipos de materiais e perfis, sendo os materiais mais conhecidos o concreto ciclópico, pedra argamassada e gabiões (Figura 1), e os perfis mais comuns, o trapezoidal, retangular e escalonado (Figura 2).

**FIGURA 1** -Materiais de muros de arrimo (a) muro em concreto ciclópico (b)muro em pedra argamassada (c) muro em gabião



(a)

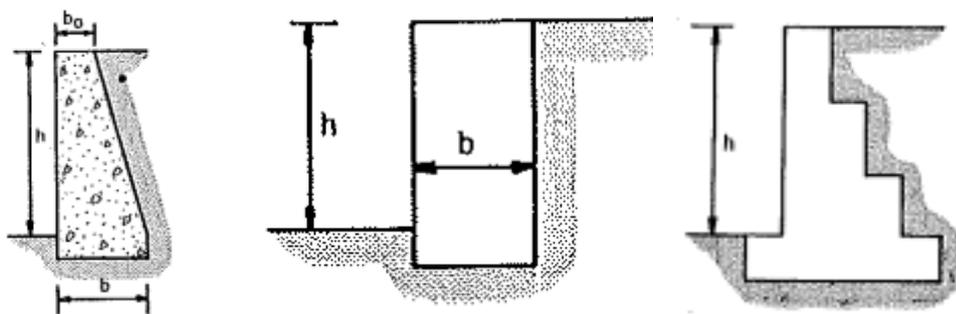
(b)



(c)

Fonte: (a) e (b) Gerscovich (2008), (c) Marinho (2009)

**FIGURA 2** -Perfis típicos de muro de arrimo (a) perfil trapezoidal (b) perfil retangular (c) perfil escalonado



(a)

(b)

(c)

Fonte: Moliterno (1980)

A partir do material e o perfil do muro, faz-se o pré-dimensionamento de modo que a resistência as tensões laterais sejam garantidas. Além disso, os muros devem ser executados em solos que possuam boa capacidade de carga e serem dimensionados de modo que não apresentem tensões de tração (DOMINGUES, 1997).

### 5.1.2 Muros de flexão

Os Muros de Flexão são estruturas esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio (Figura 3) (GERSCOVICH, 2008).

**FIGURA 3** -Muro de flexão em concreto armado



Fonte: Andrade (2018)

Estas estruturas, em regra são construídas em concreto armado, e se tornam muito onerosas em alturas superiores a 7m e recomenda-se a utilização de contrafortes em alturas superiores a 5 m, para aumentar a estabilidade contra o tombamento (Figura 4) (GERSCOVICH, 2008). Outras alternativas para aumentar a estabilidade do muro é a utilização de tirantes ou chumbadores de modo a ancorar o muro em solos muito resistentes ou rocha.

**FIGURA 4** -Muro com contraforte



Fonte: Gerscovich (2008)

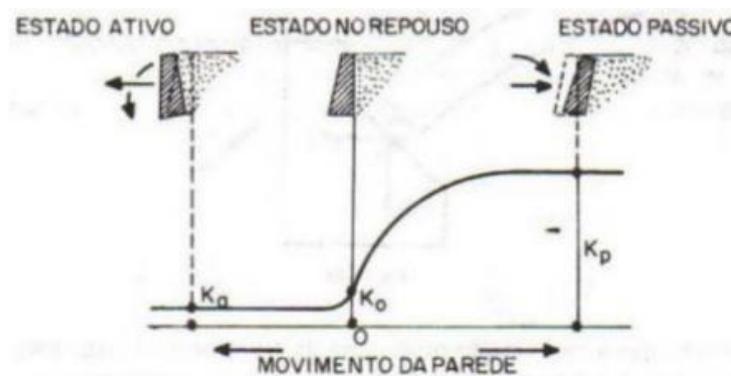
Esta solução de projeto é recomendada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade (GERSCOVICH, 2008).

## 5.2 EMPUXOS DE TERRA

Empuxo é a força resultante de pressões laterais, de terra e/ou água exercidas contra o muro e sua determinação depende de diversos fatores, como a profundidade, ângulo de atrito interno, coesão e peso específico do solo, permeabilidade e fluxo de água, configuração geométrica da estrutura de contenção, entre outros (DOMINGUES, 1997).

As observações de Terzaghi (1929, *apud* CAPUTO, 1987) mostraram que as intensidades das pressões laterais que atuam sobre a estrutura de arrimo variam em função das translações dadas à estrutura, quando a estrutura de arrimo é afastada do terrapleno, as pressões diminuem gradativamente até um valor mínimo, este é chamado empuxo passivo, já se a estrutura de arrimo é empurrada contra o maciço, as pressões aumentam até um valor máximo, empuxo ativo, conforme apresentado no gráfico a seguir (Figura 5) (DOMINGUES, 1997).

**FIGURA 5** -Empuxo ativo, passivo e no repouso



Fonte: Caputo (1987)

Coulomb e Rankine são os pioneiros no cálculo do empuxo, suas teorias surgiram em 1776 e 1857, respectivamente. Coulomb baseou suas fórmulas a partir da análise da cunha de deslizamento do solo, já Rankine apoiou-se nas equações de equilíbrio interno do maciço. Em seguida, surgiram as teorias modernas, como a de Resal, Caquot e Boussinesq, baseadas na teoria da elasticidade e suas contribuições aperfeiçoaram as teorias \*de Coulomb e Rankine trazendo mais precisão aos resultados.

A determinação da magnitude e distribuição do empuxo é, estaticamente, indeterminada e faz-se necessária a tomada de hipóteses entre a relação entre as tensões e as deformações do solo para quantificação desta força (BARROS, 2015).

As teorias clássicas da geotecnia para determinação do empuxo adotam uma relação do tipo rígido-plástica entre as tensões e deformações do solo, na qual o critério de plastificação é predominantemente o critério de Mohr-Coulomb, onde a tensão cisalhante “ $\tau$ ” ao longo de uma superfície de ruptura deve se igualar a resistência “ $s$ ” (BARROS, 2015). A superfície de ruptura é representada pela Equação 1.

$$s = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (1)$$

onde “ $\sigma$ ” é a tensão normal que age sobre a superfície de ruptura e “ $c$ ” e “ $\varphi$ ” são constantes características do solo, a coesão e ângulo de atrito interno.

A solução da Equação 1 é feita a partir da discretização da cunha e da contenção, em fatias unitárias, tornando o problema bidimensional, esta abordagem simplifica a resolução do problema e, em geral, é mais conservativa que a análise tridimensional.

O empuxo no repouso, foi determinado por Jàky (1944) a partir de análises em laboratório, como dado pela Equação 2.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2)$$

### 5.2.1 Teoria de Coulomb (1776)

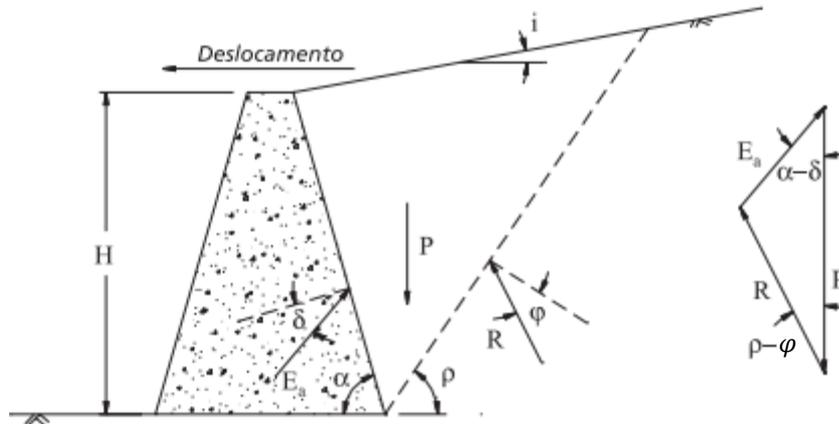
Como dito, o empuxo varia segundo a movimentação da estrutura de arrimo, essa movimentação, conseqüentemente, provoca deformações no solo, baseado nisto, estima-se o valor da pressão lateral do solo, admitindo-se que no instante da mobilização total da resistência do solo, formam-se superfícies de ruptura no interior do maciço, sendo estas as curvas limitantes da cunha de deslizamento ou ruptura do solo.

A cunha de deslizamento é a parte do maciço que se deslocaria junto a estrutura de contenção com o movimento desta, a cunha, é delimitada pelas curvas críticas ao longo do volume. As curvas são o ponto de partida para definição da geometria do volume deslocado e o peso deste volume é definido como o empuxo.

Coulomb considerou a cunha de deslizamento como um corpo rígido, considerando planas as superfícies de ruptura e o empuxo como a força atuante na mais crítica das superfícies de ruptura planas.

A solução do autor é dada a partir do equilíbrio de forças que agem sobre a cunha de solo, onde a superfície potencial de ruptura é linear e atua sob um ângulo “ $\rho$ ” com a horizontal, e as forças atuantes estão apresentadas na Figura 6.

**FIGURA 6** -Empuxo ativo segundo a teoria de Columb



Fonte: Barros (2015)

As forças atuantes são:

P – Peso próprio da cunha de solo, que atua na vertical.

R – Reação do maciço que atua sob o ângulo de atrito interno do solo, “ $\varphi$ ”, com a perpendicular a superfície de ruptura.

$E_a$  – O empuxo ativo, que atua sob o ângulo “ $\delta$ ”, definido como o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo.

$\delta$  é usualmente adotado como:

$$\delta = 0 \text{ - para muros lisos.} \quad (3)$$

$$\delta = 0,5 \cdot \varphi \text{ -para muros parcialmente rugosos.} \quad (4)$$

$$\delta = \varphi, \text{ para muros rugosos.} \quad (5)$$

Ao aplicar o equilíbrio de forças, extrai-se:

$$P = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \cdot \left[ \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\rho - i)} \right] \quad (6)$$

$$E_a = \frac{P \cdot \sin(\rho - \varphi)}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (7)$$

Para a análise bidimensional é necessário utilizar a superfície de ruptura, que fornece o empuxo máximo, para tal, faz-se a derivação da Equação 6- e obtém-se o empuxo ativo máximo, dado por:

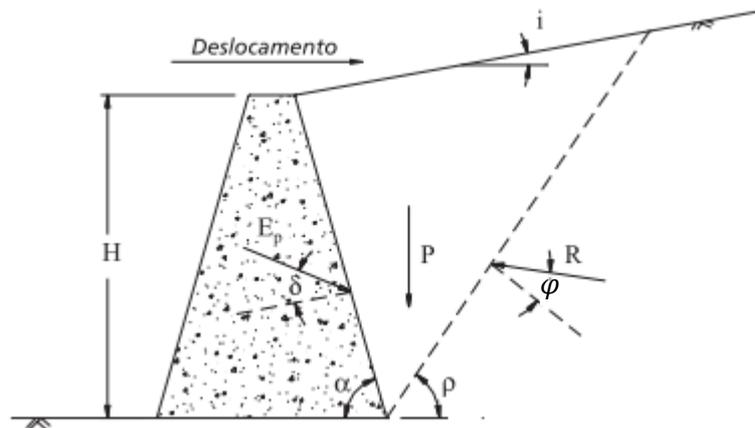
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (8)$$

Onde:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (9)$$

Para o empuxo passivo, o sistema é semelhante, apresenta as mesmas forças, no entanto, a reação do maciço e o empuxo tem seu sentido espelhado em torno da perpendicular aos seus planos de aplicação, resultado do sentido inverso de deslocamento no empuxo passivo (Figura 7).

**FIGURA 7** -Empuxo passivo segundo a teoria de Columb



Fonte: Barros (2015)

Assim, o empuxo é dado por:

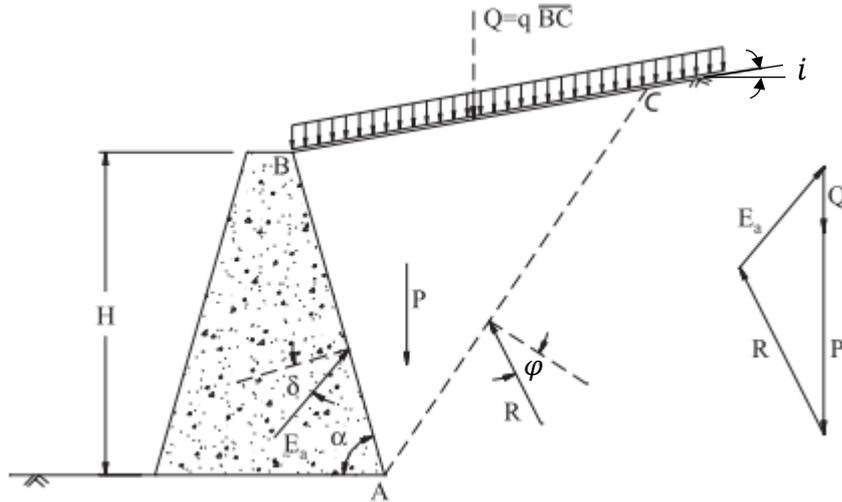
$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (7)$$

E o coeficiente de empuxo passivo,  $K_p$ , é:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + i)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (10)$$

Frequentemente, o terreno contido pela estrutura de contenção é utilizado para construção de edifícios, tráfego de veículos e estacionamentos. Esses usos provocam uma sobrecarga no terreno, aumentando assim o empuxo na estrutura de arrimo (Figura 8).

FIGURA 8 -Sobrecarga no empuxo



Fonte: Barros (2015)

E o empuxo ativo é:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \sin i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + i)} \quad (7)$$

A teoria exposta não determina a distribuição de pressão lateral, apenas o valor total do empuxo, no entanto, como a tensão vertical do solo,  $\sigma_v$ , a uma profundidade z, é dada pela Equação 11:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (11)$$

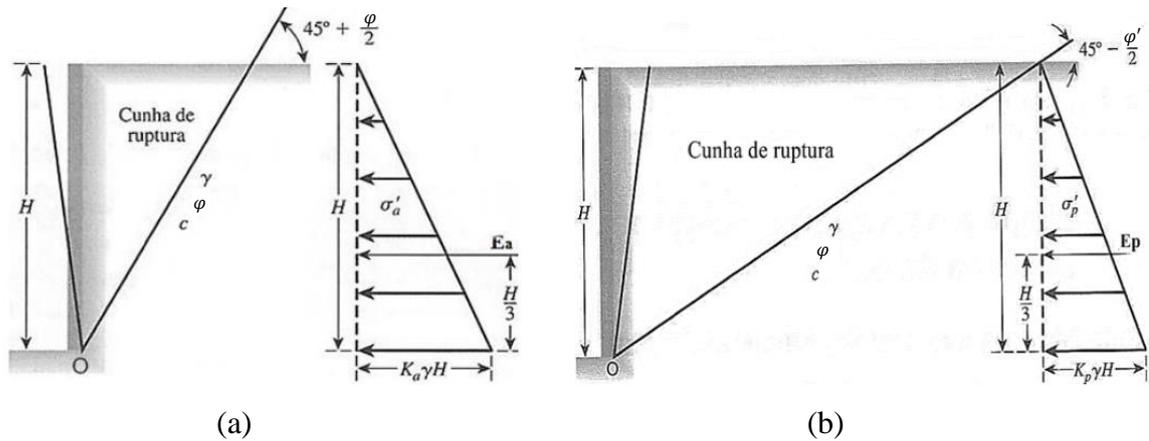
Assim, fica explícito a partir da Equação 11, que a distribuição de tensões é triangular, logo, o ponto de aplicação da carga se encontra a 1/3 da altura do arrimo a partir da base. Quando houver sobrecarga, o ponto de aplicação será o centro de gravidade das parcelas de sobrecarga e da pressão gerada pelo peso próprio do solo.

### 5.2.2 Teoria de Rankine (1857)

Rankine elaborou seu método apoiado sob as seguintes hipóteses: o solo está em condições de ruptura (estado de equilíbrio plástico), o maciço de solo é homogêneo e isotrópico e com extensão infinita, a estrutura de arrimo é vertical e não existe atrito na interface entre o muro e o solo (DAS, 2011).

Considerando a distribuição de tensões triangular (Equação 11), o empuxo ativo está ilustrado a seguir (Figura 9) com as respectivas direções das superfícies de ruptura:

**FIGURA 9** - Teoria de Rankine. (a) Empuxo ativo (b) Empuxo passivo



Fonte: Das (2011)

Onde:

$E_a$  – Empuxo ativo

$\varphi$  – Ângulo de atrito interno do solo

$E_p$  – Empuxo passivo

$c$  – coesão do solo

$K_a$  – Coeficiente de empuxo ativo

$\sigma'_a$  – Tensão horizontal ativa efetiva

$K_p$  – Coeficiente de empuxo passivo

$\sigma'_p$  – Tensão horizontal passiva efetiva

$\gamma$  – Peso específico aparente do solo

Considerando as hipóteses levantadas, Rankine utilizou o círculo de Mohr, para desenvolveu as seguintes formulações:

- Tensão horizontal ativa efetiva ( $\sigma'_a$ ):

$$\sigma'_a = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (12)$$

- Empuxo ativo ( $E_a$ ):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (13)$$

- Coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ):

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (14)$$

- Tensão horizontal passiva efetiva ( $\sigma'_p$ ):

$$\sigma'_p = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (15)$$

- Empuxo passivo ( $E_p$ ):

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (16)$$

- Coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ):

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (17)$$

Para os casos em que a superfície do terreno tem uma inclinação,  $i$ , e uma sobrecarga,  $q$  (Figura 8), as formulações são:

- Tensão horizontal ativa efetiva para terreno inclinado e com sobrecarga ( $\sigma'_a$ ):

$$\sigma'_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_a \cdot \cos i \quad (18)$$

- Empuxo ativo para terreno inclinado e com sobrecarga ( $E_a$ ):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \cos i \quad (19)$$

- Coeficiente de empuxo ativo para terreno inclinado e com sobrecarga ( $K_a$ ):

$$K_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \quad (20)$$

- Tensão horizontal passiva efetiva para terreno inclinado e com sobrecarga ( $\sigma'_p$ ):

$$\sigma'_p = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_p \cdot \cos i \quad (21)$$

- Empuxo passivo para terreno inclinado e com sobrecarga ( $E_p$ ):

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_p \cdot \cos i \quad (22)$$

- Coeficiente de empuxo passivo para terreno inclinado e com sobrecarga ( $K_p$ ):

$$K_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \quad (23)$$

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

Moliterno (1980) afirma que o projeto de um muro de arrimo é feito através de um processo iterativo, onde determinam-se as dimensões do perfil do muro e verifica-se a estabilidade dos

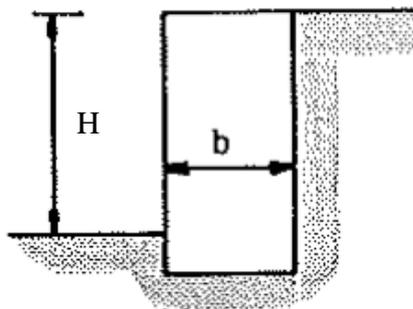
esforços atuantes, este processo é guiado pela experiência do projetista e pelas fórmulas empíricas.

O pré-dimensionamento é feito a partir do perfil do muro e da altura de solo a ser contida, a partir do quais verificam-se a estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga do terreno e estabilidade global do terreno, onde analisa-se a cunha de deslizamento do solo.

### 5.3.1 Pré-Dimensionamento

#### 5.3.1.1 Perfil retangular

FIGURA 10 -Muro de arrimo com perfil retangular



Fonte: Moliterno (1980)

Para muro em alvenaria de tijolos:

$$b = 0,40 \cdot H \quad (24)$$

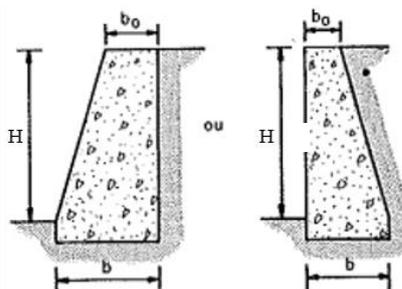
Para pedra argamassada ou concreto ciclópico:

$$b = 0,30 \cdot H \quad (25)$$

#### 5.3.1.2 Perfil trapezoidal

Este perfil possui quatro tipos típicos, estes serão apresentados a seguir, seguidos das fórmulas empíricas para o pré-dimensionamento.

FIGURA 11 -Perfil trapezoidal com lado inclinado e lado reto

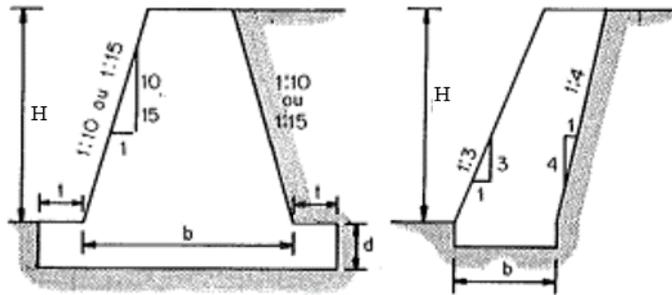


Fonte: Moliterno (1980)

$$b_0 = 0,14 \cdot H \quad (26)$$

$$b = b_0 + \frac{H}{3} \quad (27)$$

**FIGURA 12** -Perfil trapezoidal com ambos os lados inclinados



Fonte: Moliterno (1980)

$$b = \frac{H}{3} \quad (28)$$

$$t = \frac{H}{6} \quad (29)$$

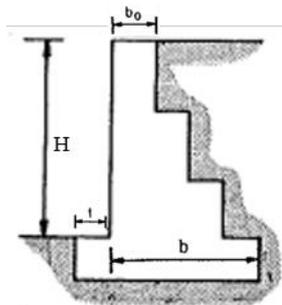
$$d \geq t \quad (30)$$

Onde t e d são as dimensões da extensão da base do muro, na altura embutida ao solo.

### 5.3.1.3 Perfil escalonado

O perfil escalonado é feito em pedra argamassada e essa geometria é adotada pela economia de material e facilidade executiva (Figura 13).

**FIGURA 13** -Perfil escalonado



Fonte: Moliterno (1980)

Moliterno não apresenta fórmulas para o seu pré-dimensionamento, no entanto, costuma-se adotar  $b_0$ , e  $b$  é estimado a partir da Equação 31.

$$b = \frac{H}{3} + b_0 \quad (31)$$

O dimensionamento dos degraus fica a cargo do projetista, recomenda-se que obedeça a um padrão quanto a largura e altura do degrau, porém é livre, desde que as verificações de estabilidade sejam atendidas.

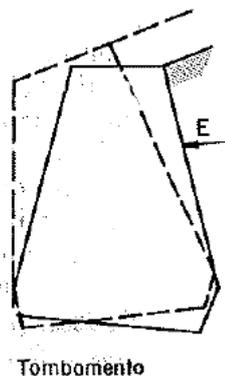
### 5.3.2 Verificações

Pré-dimensionado o muro de arrimo e encontrados os empuxos que o solicitam, deve-se verificar a sua estabilidade, que consiste em averiguar se os esforços que provocam os efeitos de tombamento, escorregamento (ou deslizamento da base) e a capacidade de carga do solo estão dentro dos limites de segurança estabelecidos pela norma ABNT de 2009 (JUNÍOR, 2019).

#### 5.3.2.1 Tombamento

O tombamento da estrutura nada mais é do que a rotação em cima da extremidade inferior da sapata, devido o momento causado pelo peso da estrutura não ser suficiente para manter a estabilidade da mesma (Figura 14) (JUNÍOR, 2019).

**FIGURA 14** -Tombamento de muros de arrimo



Fonte: Moliterno (1980)

Para garantir a equilíbrio do maciço, é necessário que o momento causado pelo empuxo seja igual ao momento gerado pelo peso próprio da estrutura, porém, por segurança, adota-se um coeficiente de segurança FS, que segundo Moliterno (1980) deve ser de no mínimo 1,5, assim, garantindo que esforços de tração não sejam gerados na estrutura.

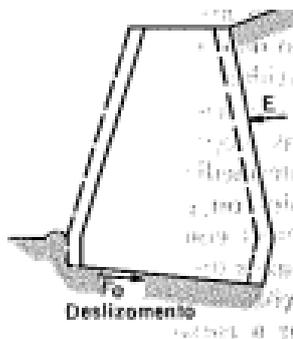
$$FS = \frac{MA}{M1} \geq 1,5 \quad (32)$$

Onde, MA é o somatório dos momentos devido às ações verticais e M1 é o momento de tombamento devido ao empuxo.

### 5.3.2.2 Deslizamento

A segurança contra o deslizamento deve ser analisada a partir da soma das forças na direção horizontal. Analisa-se se a força de atrito existente entre a sapata e o solo de fundação é suficiente para resistir à componente T, força tangencial do empuxo, podendo ainda ser considerado um empuxo passivo, sob um fator de segurança entre 2 e 3, caso o muro tenha parte de sua base embutida no solo (Figura 15).

**FIGURA 15** -Verificação do deslizamento



Fonte: Moliterno (1980)

A força de atrito  $F_a$  é calculada segundo a fórmula a seguir:

$$F_a = \mu F_N \quad (33)$$

Onde  $F_N$  é a força normal e  $\mu$  é conhecido, dado por Moliterno como:

$\mu = 0,75$  a  $0,70$ , para iteração alvenaria/alvenaria

$\mu = 0,55$  a  $0,50$ , para iteração alvenaria ou concreto/solo, considerando o solo seco

$\mu = 0,30$ , para iteração alvenaria ou concreto/solo, considerando o solo saturado

$\mu = 0,55$ , para iteração alvenaria/concreto

Assim, para que o muro esteja estável é necessário que  $F_a$  seja igual a T, adota-se um coeficiente de segurança FS de 1,5. Com isso, a seguinte condição precisa ser atendida:

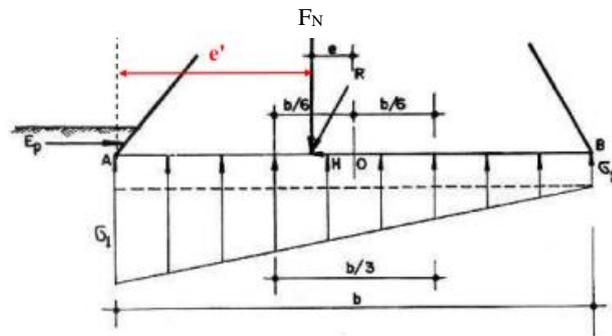
$$FS = \mu \frac{F_N}{T} \geq 1,5 \quad (34)$$

### 5.3.2.3 Capacidade de carga da fundação

A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base (GERSCOVICH, 2008).

A distribuição de pressões verticais na base do muro apresenta uma forma trapezoidal devido à ação combinada do peso  $W$  e do empuxo  $E$  sobre o muro, a partir dos quais quantifica-se a resultante das cargas verticais,  $F_N$  (Figura 16).

**FIGURA 16** -Distribuição das pressões na base do muro de arrimo



Fonte: Gerscovich (2008)

Considerando que o sistema deve estar em equilíbrio para garantia de segurança, aplicam-se as equações de equilíbrio de forças, a partir das quais extrai-se os valores extremos de tensão e o ponto de aplicação da resultante do peso próprio combinado com o empuxo:

$$\sigma_1 = \frac{F_N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (35)$$

$$\sigma_2 = \frac{F_N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (36)$$

$$e = \frac{b}{2} - e' \quad (37)$$

As tensões solicitantes obtidas nas Equações 35 e 36 servirão para o dimensionamento da fundação da contenção. Ademais, como os muros de gravidade não possuem armaduras, tensões de tração comprometem sua segurança, para isso, a resultante das forças atuantes precisa localizar-se no terço central do muro (Equação 38).

$$e \leq \frac{b}{6} \quad (38)$$

Comumente os muros de peso são assentados diretamente sob o solo, para tanto, a tensão máxima  $\sigma_1$  (Equação 35) precisa ser menor, sob fator de segurança (FS) da NBR 11682, que a capacidade de suporte do terreno, assim, tem-se:

$$\sigma_1 < \frac{\sigma_{adm}}{FS} = \frac{\sigma_{adm}}{2,5} \quad (39)$$

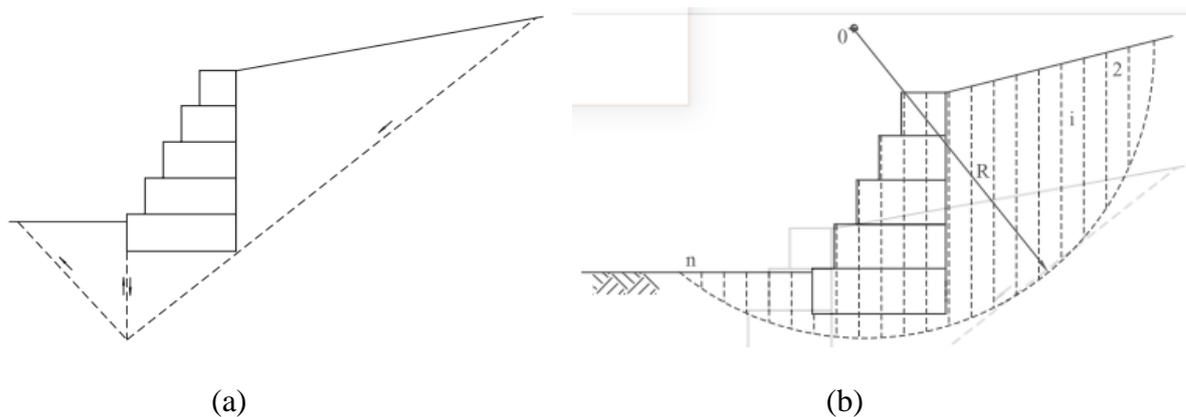
Para os demais elementos de fundação, seguem-se os procedimentos de dimensionamento cabíveis, segundo a literatura.

#### 5.3.2.4 Segurança contra a ruptura global

A verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança em relação a estabilidade geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido (GERSCOVICH, 2008).

A ruptura global é um deslizamento semelhante ao que ocorre em taludes, por isso, para esta verificação utilizam-se as teorias de estabilidades de taludes. Os métodos de análise da estabilidade de taludes são diversos e se dividem basicamente em dois grupos, o método dos elementos finitos, e os métodos baseados no princípio do equilíbrio limite, o segundo grupo divide-se ainda em três principais subgrupos, os que analisam a cunha de deslizamento como um bloco, métodos que dividem a massa rompida em cunhas rígido (Figura 17(a) ) e os que a dividem em fatias (Figura 17(b) ) (SANDOVAL, 2012).

**FIGURA 17** -Ruptura global do maciço. (a) Método das cunhas (b) Método das fatias (Bishop)



Fonte: Barros (2015)

A estabilidade de taludes é tradicionalmente determinada em função do fator de segurança, que é definido como a razão entre a resistência média ao cisalhamento, e a tensão média ao cisalhamento ao longo da superfície potencial de ruptura (CALLE, 2000).

A análise da cunha como corpo rígido é pouco utilizada devido à baixa precisão e não abranger maciços com mais de uma camada de solo ou com alterações externas. O uso de elementos finitos utiliza o cálculo numérico com o auxílio de ferramentas computacionais e considera as relações tensão-deformação dos componentes do solo (SANDOVAL, 2012).

Os métodos das lamelas têm destaque na geotecnia por permitir a análise do terreno sob diversas situações, tais como, mais de uma camada de solo no terreno, presença do lençol freático, sobrecargas, entre outras (BARROS, 2015).

Diversos autores elaboraram suas teorias através dos métodos das fatias, todos baseados no fundamento do equilíbrio e no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, como Fellenius (1936), Janbu (1954), Spencer (1967), Kenney (1956), Morgenstern & Price (1965) e Bishop (1955). Todas as teorias são muito semelhantes, a diferença entre elas são quais as equações de estática que são incluídas e satisfeitas, quais forças atuantes na fatia são consideradas e qual a relação entre o cisalhamento e as forças normais conforme apresentado no quadro a seguir (Quadro 1) (GEO-SLOPE, 2021).

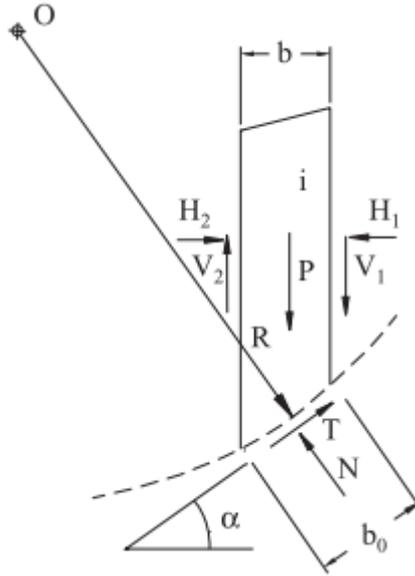
**QUADRO 1** -Teorias da estabilidade de taludes

<b>Método</b>	<b>Equilíbrio de momento</b>	<b>Equilíbrio de forças</b>	<b>Força normal entre fatias (x)</b>	<b>Força cisalhante entre fatias (e)</b>	<b>Inclinação da resultante x/e</b>
Fellenius	sim	não	não	não	-
Bishop simplificado	sim	não	sim	não	horizontal
Janbu simplificado	não	sim	sim	não	horizontal
Spencer	sim	sim	sim	sim	constante
Morgenstern & Price	sim	sim	sim	sim	Variável (função do usuário)

Fonte: GEO-SLOPE (2021)

Frente a semelhança dos métodos, a seguir apresenta-se o método mais utilizado dentre eles, o Bishop simplificado (1955) (BARROS, 2015). O primeiro passo é admitir uma superfície de ruptura cilíndrica arbitrária, conforme a Figura 17(b) e a cunha arbitrada é dividida em lamelas. Cada uma dessas fatias é analisada individualmente e através do diagrama de corpo livre apresentado na Figura 18.

**FIGURA 18** -Diagrama de corpo livre da fatia



Fonte: Barros (2015)

Nela, vê-se o peso próprio da lamela, “P”, as reações normal e tangencial, “N” e “T”, respectivamente, as forças entre lamelas verticais, “V<sub>1</sub>” e “V<sub>2</sub>”, e horizontais, “H<sub>1</sub>” e “H<sub>2</sub>”.

A partir do equilíbrio de forças verticais, tem-se:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \sin \alpha - (V_1 - V_2) \quad (40)$$

E a força tangencial é dada por:

$$T = \frac{s \cdot b_0}{FS} = \frac{s \cdot b}{FS \cdot \cos \alpha} \quad (41)$$

“FS” é o coeficiente de segurança contra a ruptura, o qual admite-se igual para todas as fatias, e “s” é a resistência ao cisalhamento da lamela, obtido através de:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \varphi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \varphi \quad (42)$$

Considerando que V<sub>1</sub> e V<sub>2</sub> são forças de igual magnitude tem-se as fórmulas para o peso próprio, “N” e para a resistência “s”:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha \quad (43)$$

$$s = c + \left( \frac{P}{b} - \frac{s}{F} \cdot \tan \alpha \right) \cdot \tan \alpha \quad (44)$$

Assim, de posse das equações acima, calcula-se o momento em torno do centro do carco de ruptura, que, pelos princípios da estática, a soma dos momentos é nula, assim tem-se que o fator de segurança é:

$$F = \frac{\sum \frac{s \cdot b + P \cdot \tan \varphi}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \cdot \sin \alpha}{F}}}{\sum P \cdot \sin \alpha} \quad (45)$$

“F” aparece em ambos os lados da Equação 45, logo, a resolução desta equação dá-se através de um processo iterativo, onde repete-se o cálculo para várias superfícies de ruptura arbitrárias até que se encontre a mais crítica, ou seja, a que forneça o menor valor de F. Este processo é trabalhoso e requer sempre as coordenadas do centro e o raio do arco da cunha de ruptura, por isso, costuma-se usar ferramentas computacionais para a análise da estabilidade de taludes e contenções.

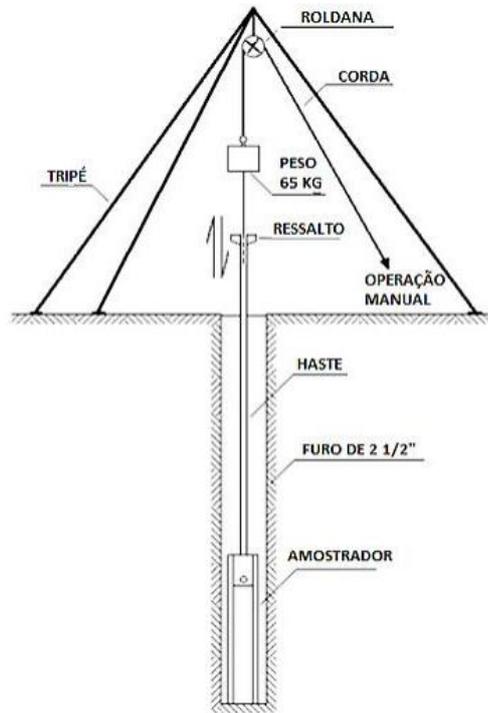
Para verificação da estabilidade de muros de arrimo quanto a ruptura global, garante-se um coeficiente de segurança de 1,5 (MOLITERNO, 1980).

#### 5.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO – STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

A execução de obras de geotecnia exige o conhecimento acerca dos solos onde as obras serão implantadas, identificar o tipo de solo, as camadas de substrato e as propriedades mecânicas é o ponto de partida dos projetos da engenharia geotécnica. Para isso, existem diversas opções de ensaio do solo, sejam laboratoriais, com maior precisão e os ensaios de campo, empíricos, dos quais o mais usado é o *Standard Penetration Test*, conhecido como ensaio SPT (DÉCOURT & QUARESMA, 2012).

Segundo a NBR 6484 (2020), o SPT é a abreviatura do nome do ensaio pelo qual se determina o índice de resistência a penetração “N<sub>SPT</sub>”, consiste na cravação de um amostrador padrão no terreno a partir da queda livre de um peso de 65 kg, de uma altura de 75 cm (Figura 19). Pela sua ampla difusão diversos autores desenvolveram teorias que transformam N na capacidade de carga do solo.

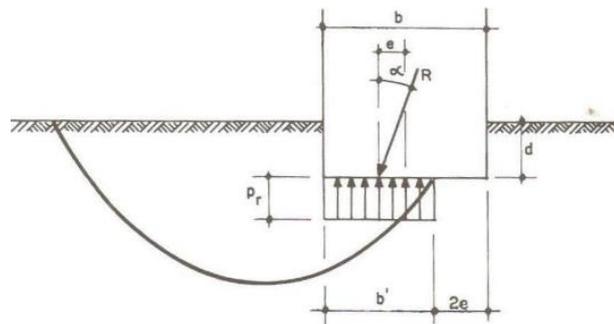
**FIGURA 19 -Sondagem SPT**



Fonte: Pinto (2013)

Meyerhof (1963), em seu artigo “*Some recent research on the bearing capacity of foundations*”, desenvolveu uma formulação para o cálculo da capacidade de carga do solo, sua teoria é ilustrada pela Figura 20.

**FIGURA 20 -Teoria de Meyerhof**



Fonte: Marques (2021)

E a pressão de ruptura, “ $P_r$ ” é dada por:

$$P_r = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \gamma \cdot d \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot b' \cdot N_\gamma \quad (46)$$

Onde:

“ $b$ ” é a largura da fundação, “ $e$ ” é a excentricidade do ponto de aplicação da carga, “ $\alpha$ ” é a inclinação da carga atuante, “ $l$ ”, é o comprimento da fundação, “ $\gamma$ ” é o peso específico do solo, “ $c$ ”, é a coesão, “ $d$ ”, a profundidade da fundação e “ $b'$ ”, é obtido a partir da Equação 47.

$$b' = b - 2.e \quad (47)$$

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga, dados, respectivamente, por:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (48)$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} \quad (49)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan 1,4 \cdot \varphi \quad (50)$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  são os fatores de forma da fundação:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \left( \frac{b}{l} \right) \quad (51)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \left( \frac{b}{l} \right) \quad (52)$$

$d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$ , os coeficientes de profundidade:

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{\tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \cdot \left( \frac{d}{b} \right) \quad (53)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{\tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \cdot \left( \frac{d}{b} \right) \quad (54)$$

E, por fim, os coeficientes de inclinação,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$ :

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 \quad (55)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha}{\varphi} \right)^2 \quad (56)$$

Baseado nos estudos de Meyerhof, ensaios de laboratório, experiência de projetistas e considerando a situação mais comum nos projetos (carga centralizada e vertical), desenvolveram-se tabelas que fornecem algumas propriedades dos solos baseados no  $N_{SPT}$  e estas são amplamente utilizadas para o desenvolvimento dos projetos.

**TABELA 1 -PROPRIEDADES DE SOLOS MOLES SEGUNDO N<sub>SPT</sub>**

Tipos de solo		N <sub>spt</sub>	Peso específico γ (tf/m <sup>2</sup> )	Coesão c (tf/m <sup>2</sup> )	Pressão admissível σ (kg/cm <sup>2</sup> )
Argila e silte argiloso	Muito mole	£ 2	-	< 1,25	< 0,30
	Mole	3 a 5	1,5	1,25 - 2,5	0,30 - 0,60
	Média(o)	6 a 10	1,6	2,5 - 5,0	0,60 - 1,20
	Rija(o)	11 a 19	1,6	5,0 - 10,0	1,20 - 2,40
	Muito rija(o)	20 a 30	1,7	10,0 - 20,0	-
	Dura(o)	> 30	1,7	> 20,0	-

Fonte: AGM Geotécnica LTDA (2022).

**TABELA 2 -PROPRIEDADES DE SOLOS GRANULARES SEGUNDO N<sub>SPT</sub>**

Tipos de solo		N <sub>spt</sub>	Peso específico γ (tf/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito φ (°)	Pressão admissível σ (kg/cm <sup>2</sup> )
Areia e silte arenoso	Fofa(o)	£ 4	< 1,5	< 26°	< 1,0
	Pouco compacta(o)	5 a 8	1,5	28° - 32°	1,0 - 2,0
	Medianamente compacta(o)	9 a 18	1,6	32° - 36°	2,0 - 4,0
	Compacta(o)	19 a 40	1,7	36° - 40°	-
	Muito compacta(o)	> 40	1,8	> 40°	-

Fonte: AGM Geotécnica LTDA (2022)

## 5.5 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS – MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Segundo a NBR 6122 (2022), fundações profundas são estruturas de fundação que transmitem as cargas provenientes da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas.

As fundações profundas são compostas por estacas, divididas pela NBR 6122, em 14 tipos:

- Estaca de concreto moldada in loco;
- Estaca de reação (mega ou prensada);
- Estaca escavada com uso de fluido estabilizante;
- Estaca escavada mecanicamente;
- Estaca Franki;
- Estaca hélice contínua monitorada;
- Estaca hélice de deslocamento monitorada;
- Estaca hélice monitorada com trado segmentado;

- Estaca metálica ou de aço;
- Estaca mista;
- Estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto;
- Estaca raiz;
- Estaca Strauss;
- Estaca trado vazado segmentado (Hollow Auger).

Décourt e Quaresma (1978), desenvolveram a partir de métodos semi-empíricos uma formulação para estimativa da capacidade de carga de estacas de deslocamento, que são estacas pré-fabricadas e cravadas ao solo. Em 1996, Décourt aperfeiçoou seu método, trazendo coeficientes tabelados que permitem utilizar este método para o dimensionamento de estacas escavadas, hélice contínua, raiz ou injetada. Suas equações são apresentadas nas equações 57, 58 e 59:

$$R_T = \alpha_d \cdot r_p \cdot A_p + \beta_d \cdot r_l \cdot A_L \quad (57)$$

Onde:

$R_T$  – Resistência total da estaca

$\alpha_d$  – Coeficiente da resistência de ponta de Décourt

$r_p$  – Resistência de ponta

$A_p$  – Área de ponta da estaca

$\beta_d$  – Coeficiente da resistência lateral de Décourt

$r_l$  – Atrito lateral unitário

$A_L$  – Área da lateral da estaca

As resistências  $r_p$  e  $r_l$  são dadas pela seguinte formulação:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (58)$$

$$r_l = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (59)$$

E os coeficientes são definidos como:

$C$  – Coeficiente característico do solo (Tabela 3)

$N_p$  – SPT médio na ponta (Tabela 4)

$N_L$  – SPT médio ao longo do fuste (Tabela 5)

**TABELA 3 - COEFICIENTE CARACTERÍSTICO DO SOLO DE DÉCOURT (C(kPa))**

Tipo de solo	C (kPa)	
	Tipo de estaca	
	Estacas escavadas	Demais tipos de estaca
argila	100	120
silte-argiloso	120	200
silte-arenoso	140	250
areia	200	400

Fonte: Decourt (1996)

**TABELA 4 - COEFICIENTE DA RESISTÊNCIA DE PONTA DE DÉCOURT ( $\alpha$ )**

Tipo de solo	$\alpha_d$				
	Tipo de estaca				
	Estacas escavadas sem fluido estabilizante	Estacas escavadas com fluido estabilizante	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Decourt (1996)

**TABELA 5 - COEFICIENTE DA RESISTÊNCIA LATERAL DE DÉCOURT ( $\beta$ )**

Tipo de solo	$\beta_d$				
	Tipo de estaca				
	Estacas escavadas sem fluido estabilizante	Estacas escavadas com fluido estabilizante	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
argila	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Decourt (1996)

Assim, a equação geral de Décourt, pode ser apresentada como:

$$R_T = \alpha_d \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta_d \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot A_L \quad (60)$$

## **6 ESTUDO DE CASO DE MURO DE ARRIMO EM PEDRA ARGAMASSADA COM PERFIL ESCALONADO EXECUTADO EM MACEIÓ-AL**

O objeto de análise desse trabalho é um muro de contenção em pedra argamassada, com perfil escalonado e 102,03 m de extensão, divididos em 12 trechos, muro M1 a muro M12 e altura variável entre 1,50m e 6,30m (Figuras 21 e 22). A contenção é um dos elementos de uma obra habitacional, trata-se da construção de 3 residenciais, que juntos, fornecerão moradia para 1180 famílias da cidade de Maceió.

O muro de gravidade irá permitir o aproveitamento total do terreno, com a planificação da área a montante, permite a construção de estacionamentos, playgrounds e quadras ao longo de sua extensão. Outrossim, a estrutura serve de proteção para uma área de preservação ambiental (APA), agindo como uma barreira contra o assoreamento, a poluição ambiental e o acesso irregular a uma área de mata fechada com uma variedade de mais de 250 espécies de flora local (FONSECA, 2007).

**FIGURA 21** -Muro de arrimo em estudo



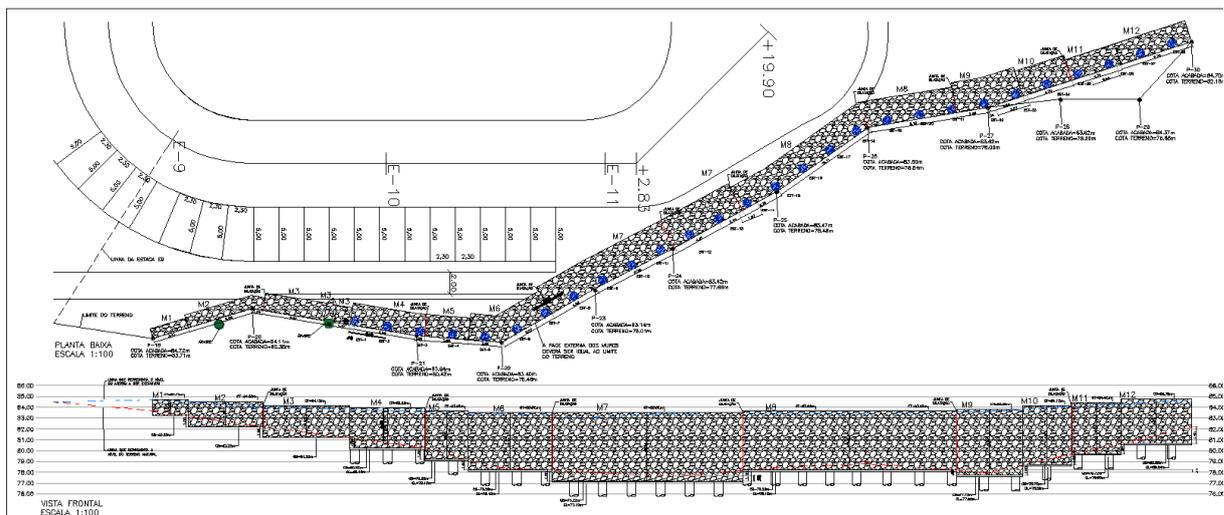
Fonte: Uchôa Construções (2021)

**FIGURA 22** -Vista geral do empreendimento em Maceió-AL



Fonte: Uchôa Construções (2022)

**FIGURA 23** -Projeto do muro de arrimo



Fonte: AGM Geotécnica LTDA. (2020)

As habitações de interesse social costumam apresentar percentual de lucro abaixo do mercado (MORAES, 2018), são obras públicas e em geral, financiadas pela Caixa Econômica Federal®, a obra em análise, em especial, enfrentou ainda a inflação de 23% dos materiais da construção civil (CBIC, 2021), consequência da pandemia do Corona Vírus, iniciada em 2020. Estes fatores trouxeram a necessidade de reduzir os custos o quanto fosse possível para garantir a rentabilidade da edificação.

Com isso, a necessidade de uma contenção com extensão de mais de 100m e desníveis intermediários, levou a opção pelo muro de gravidade. Contenções deste tipo, por não necessitarem de armaduras de tração, são, em geral, mais econômicos, além de dispensar mão

de obra especializada e equipamentos específicos, como as perfuratrizes tradicionais para cortinas de estacas.

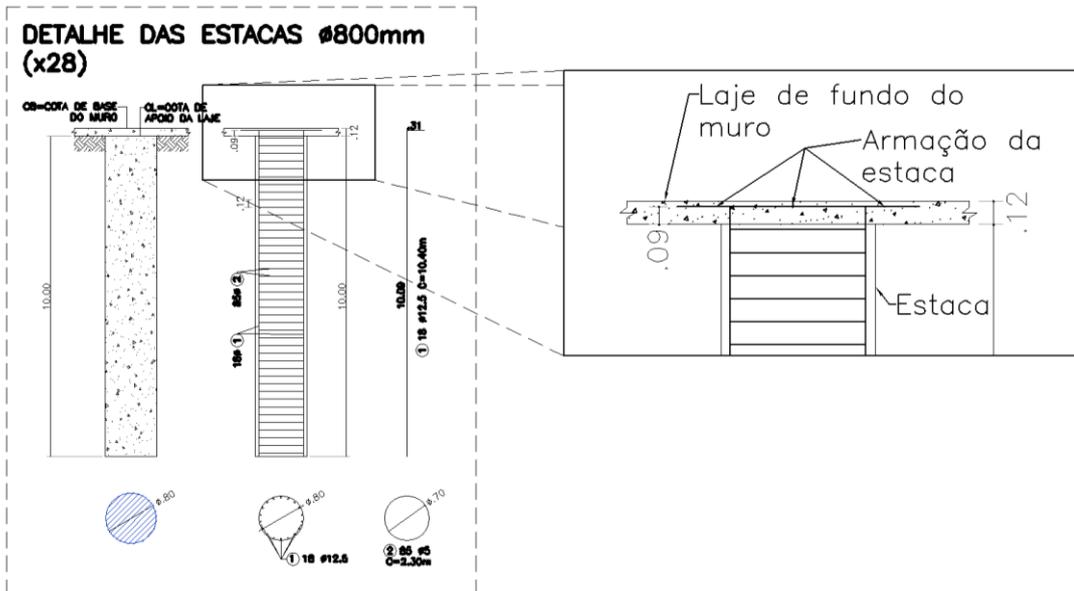
Ademais, este muro de arrimo, em parte de sua extensão, terá abaixo de sua base estacas escavadas de 80cm de diâmetro e 10m de comprimento. A adoção das estacas foi feita devido ao vale existente após o muro, que está sujeita a alterações de topografia ao longo do tempo, por erosão ou escorregamentos, e conseqüentemente, diminuição da estabilidade deste talude natural. Assim, as estacas funcionam como uma cortina de contenção, contendo a parcela da cunha de ruptura do maciço, abaixo do muro de contenção. Desta forma, enquanto a contenção do aterro é de responsabilidade do muro de arrimo, a cunha de deslizamento do terreno é contida pela cortina de estacas.

Conforme dito, as estacas foram dimensionadas como uma cortina de contenção da cunha de deslizamento do solo, e o muro para contenção do aterro a ser executado. Por isso, os parâmetros como diâmetro e espaçamento das estacas se deu em função do dimensionamento desta cortina. Diante do objetivo deste trabalho, o dimensionamento da cortina de contenção de estacas, não será apresentado.

Apesar disto, as estacas absorvem parte do peso do muro de contenção, e seus parâmetros são necessários para análise da estabilidade da fundação do arrimo. Para tanto, levantou-se as seguintes características, através do projeto de contenção (AGM, 2020) e consultas ao projetista:

- São estacas escavadas sem circulação de fluido estabilizante
- As estacas possuem armadura em toda sua extensão, e o dimensionamento estrutural foi feito para carga admissível da estaca dada pelo método de Décourt-Quaresma
- As estacas são ancoradas a uma laje de concreto armado executada na base do muro de arrimo. A laje de concreto será executada anteriormente ao muro e nenhuma estrutura de ancoragem será executada entre o conjunto laje-estacas e o muro em pedra argamassada, de modo que transferência de cargas entre estas estruturas, acontece apenas na compressão, através do contato dos materiais (Figura 24).

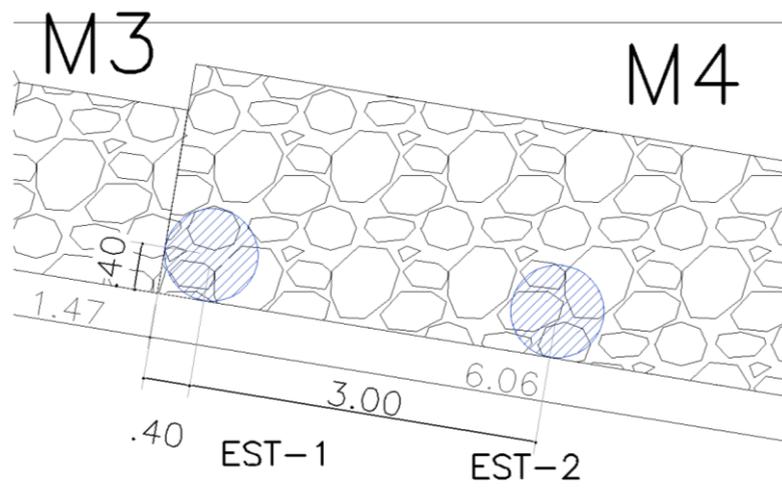
FIGURA 24 -Ancoragem das estacas no muro de contenção



Fonte: AGM Geotécnica LTDA. (2020)

- A cortina de estacas inicia a partir do muro M4 e para facilitar sua locação e garantir que todo o maciço abaixo do muro de contenção seja protegido, foram locadas tangenciando a face externa do arrimo, ou seja, o alinhamento do centro das estacas fica afastado a medida do raio, 40cm, a face externa do muro (Figura 25).

FIGURA 25 - Detalhe em planta do início da cortina de estacas



Fonte: AGM Geotécnica (2020)

- Diâmetro =  $D_{estaca} = 0,80m$  (61)

- Comprimento =  $H_{estaca} = 10,00m$  (62)

- Espaçamento entre estacas =  $E_{estaca} = 3,00m$  (63)

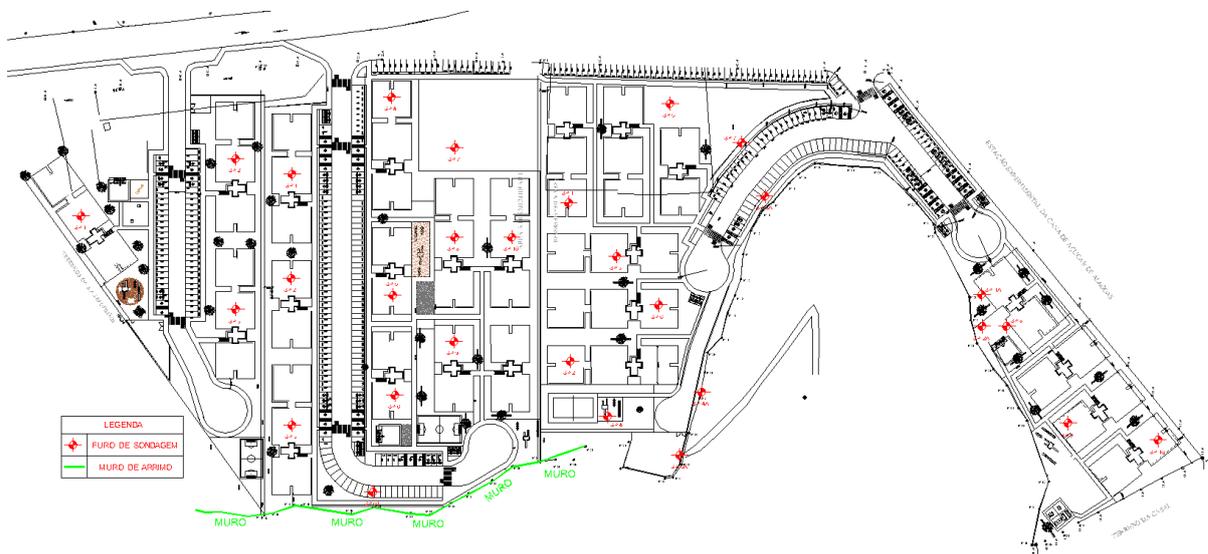
- Volume da estaca =  $V_{estaca} = 5,03m^3$  (64)

Deste modo, os capítulos seguintes apresentam a concepção do muro de gravidade em pedra argamassada e perfil escalonado.

## 6.1 ANÁLISE GEOTÉCNICA DO SOLO

A análise geotécnica do terreno foi determinada a partir de sondagem a percussão SPT, os ensaios foram executados pela empresa AGM Geotécnica Ltda®, e constituiu-se na execução de 29 furos de sondagem SPT, sendo 3 no residencial I (SP-1 a SP-3), 11 no residencial II (SP-01 e SP-1 a SP-10) e 15 no residencial III (SP-1 a SP-10 e SP-1A a SP-5A), o furo SP-01 possui 30m de profundidade, e os demais 10m. A Figura 26 ilustra o croqui de locação dos furos de sondagem onde está destacado em verde a contenção em estudo e os furos representados pelos símbolos vermelhos, conforme legenda.

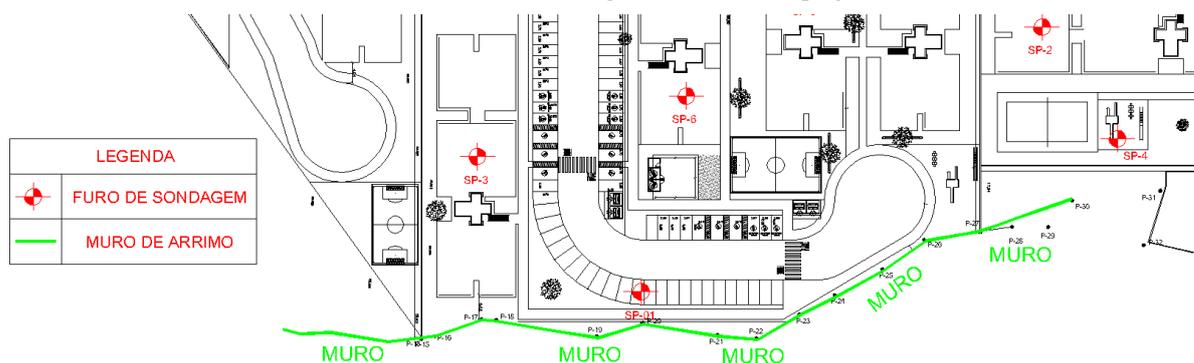
FIGURA 26 -Croqui de sondagem



Fonte: Autor (2022)

Os furos foram, em sua maioria, concentrados nas projeções das edificações, por isso, para o estudo, serão utilizados os furos SP-3, SP-01, SP-6, SP-2 e SP-4, que estão locados dentro da faixa de 50m a partir do muro (Figura 27). seus perfis nos anexos 1 a 5.

**FIGURA 27 - Furos de sondagem utilizados no projeto**



Fonte: Autor (2022)

Os perfis são característicos da Formação Barreiras. Até a profundidade sondada, não se encontrou o nível d'água e o tipo de solo é predominantemente argiloso, com camadas de areia apenas a partir de 17m de profundidade, acima desta profundidade, o solo vai de argila-arenosa a argila areno siltosa com consistência mole nos primeiros 3m e enrijecimento crescente a partir dos 4m.

As Tabelas 6 e 7 comparam as resistências do solo para cada um dos furos segundo a profundidade e segundo a cota do terreno, a partir da cota da boca do furo, CBF, evidenciando a homogeneidade das camadas no terreno em questão, indicando ainda que as linhas que dividem as camadas estratigráficas estão mais próximas a linhas paralelas a topografia que alinhadas a cota topográfica (Tabelas 6 e 7).

**TABELA 6 - COMPARAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS FUROS DE SONDAÇÃO SEGUNDO A PROFUNDIDADE**

Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>				
	SP-3 CBF= 86,60m	SP-01 CBF=84,40m	SP-6 CBF=86,30m	SP-2 CBF=86,70m	SP-4 CBF=85,20m
1	3	8	5	5	4
2	5	4	3	4	4
3	6	5	4	5	4
4	9	5	6	7	8
5	12	7	10	9	10
6	14	9	15	13	14
7	17	14	19	16	19
8	24	17	28	21	23
9	28	23	30/29	25	27
10	30/27	25	30/24	30/29	30/28
~10,40	30/26	29	30/20	30/26	30/24

Fonte: Autor (2022)

**TABELA 7 -COMPARAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS FUROS DE SONDAGEM SEGUNDO A COTA TOPOGRÁFICA**

<b>Cota (m)</b>	<b>N<sub>SPT</sub> SP-3</b>	<b>N<sub>SPT</sub> SP-01</b>	<b>N<sub>SPT</sub> SP-6</b>	<b>N<sub>SPT</sub> SP-2</b>	<b>N<sub>SPT</sub> SP-4</b>
85,8	3				
85,7				5	
85,3			5		
84,8	5				
84,7				4	
84,3			3		
84,2					4
83,8	6	8			
83,7				5	
83,3			4		
83,2					4
82,8	9	4			
82,7				7	
82,3			6		
82,2					4
81,8	12	5			
81,7				9	
81,3			10		
81,2					8
80,8	14	5			
80,7				13	
80,3			15		
80,2					10
79,8	17	7			
79,7				16	
79,3			19		
79,2					14
78,8	24	9			
78,7				21	
78,3			28		
78,2					19
77,8	28	14			
77,7				25	
77,3			30/29		
77,2					23
76,8	30/27	17			
76,7				30/29	
76,3			30/24		
76,4	30/26				
76,3				30/26	
76,2					27

Cota (m)	N <sub>SPT</sub> SP-3	N <sub>SPT</sub> SP-01	N <sub>SPT</sub> SP-6	N <sub>SPT</sub> SP-2	N <sub>SPT</sub> SP-4
75,98		23	30/20		30/28 30/24
75,8					
75,2					
74,8					
73,8					

Fonte: Autor (2022)

O muro foi assentado sob o terreno natural, por isso, os valores considerados são os valores dos primeiros metros dos furos. Analisando os perfis de sondagem, vê-se que o N<sub>SPT</sub> nos primeiros metros varia de 3 a 8, onde 8 é o valor encontrado no furo SP-01, que é o mais próximo a contenção. Por outro lado, o furo com N<sub>SPT</sub> inicial igual a 3, está a apenas 32m do muro. Considerando isto, e analisando as Tabelas 6 e 7, adotou-se o N<sub>SPT</sub> = 4 para a concepção deste projeto, dado que este valor é seguro ao considerar o N<sub>SPT</sub> máximo encontrado na superfície do terreno e está na mesma faixa de classificação que o menor N<sub>SPT</sub>, de valor 3, para determinação dos parâmetros (Tabelas 1 e 2). Assim, sabendo que o solo é uma argila arenosa, utilizou-se as Tabelas 1 e 2 e determinou-se os valores característicos do solo, apresentados na Tabela 8.

**TABELA 8 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO**

Peso específico( $\gamma$ )	Ângulo de atrito( $\phi$ )	Coesão(c)	Tensão admissível ( $\sigma$ )
1,5 tf/m <sup>3</sup>	26°	1,88 tf/m <sup>2</sup>	8 kgf/cm <sup>2</sup>

Fonte: Autor (2022)

## 6.2 DIVISÃO DOS TRECHOS DO MURO

O Código de Práticas da CAIXA® (2017), busca estabelecer um padrão construtivo das obras que recebem seu financiamento, o código recomenda que para desníveis superiores a 1m, estruturas de arrimo devem ser adotadas, assim, de posse do projeto topográfico do terreno natural e do projeto de terraplanagem (Cartoplan®, 2017) (Anexo 6), analisou-se as cotas dos limites do terreno com a reserva ambiental.

O projeto de terraplanagem apresenta os perfis dos arruamentos do residencial, no total, 65 perfis do terreno, com demarcação do perfil natural do terreno e da superfície acabada. Ao analisar as seções, as que apresentam aterros de altura superior a 1 m, são os perfis da estaca 9 (ESTACA 11) à estaca 12 (ESTACA 12 + 7,57m).

O referencial topográfico para o limite do terreno de interesse no projeto de terraplanagem é representado por pontos, numerados de P-15 a P-64 e servirão de guia para a locação do arrimo a ser construído. O trecho da Estaca 11 à Estaca 12 corresponde ao entorno dos pontos P-19 a P-26. Para garantir que os aterros superiores a 1m sejam protegidos com o muro, analisar-se-á os desníveis nos pontos anteriores e posteriores ao previsto, P-19 a P-26, de modo a determinar a extensão da contenção, assim, viu-se que os desníveis entre a cota do terreno natural e terreno acabado que possuem mais que 1m estão dentro do intervalo do P-19 ao P30, conforme a Tabela 9.

**TABELA 9 - DESNÍVEIS DO MURO**

<b>Ponto</b>	<b>Cota do terreno natural (m)</b>	<b>Cota acabada (m)</b>	<b>Desnível (m)</b>
P-18	82,48	83,01	0,53
P-19	83,71	84,72	1,01
P-20	82,35	84,11	1,76
P-21	80,42	83,64	3,22
P-22	78,46	83,40	4,94
P-23	78,01	83,40	5,39
P-24	77,68	83,42	5,74
P-25	78,48	83,47	4,99
P-26	78,84	83,50	4,66
P-27	78,00	83,62	5,62
P-28	78,20	83,97	5,77
P-29	78,68	84,37	5,69
P-30	82,16	84,70	2,54

Fonte: Autor (2022)

O P-31, ponto posterior ao P-30, está nos limites da área destinada a instalação da estação de tratamento de esgoto, ETE, com projeto pendente até o momento da concepção deste projeto, devido a isto, a contenção deste trecho será definida posteriormente a elaboração do projeto da ETE.

Nos pontos posteriores a ETE, segundo os perfis topográficos, as alturas de aterro não necessitam de contenção.

Para analisar as alturas de contenção, fez-se, de posse das cotas, um perfil do limite do terreno, onde a linha tracejada azul representa o terreno acabado, e a linha tracejada vermelha representa o terreno natural, a escala vertical é fiel ao terreno, no entanto a escala horizontal foi feita a partir da projeção dos pontos georreferenciados com a horizontal, a 0° (Figura 28).

**FIGURA 28** - Perfil do trecho de contenção para o terreno natural e acabado



Fonte: Autor (2022)

A divisão dos trechos busca o equilíbrio entre economia de material e complexidade de execução, por isso, definiu-se que os trechos seriam delimitados partindo da esquerda para a direita, sul ao norte, e cada trecho seria assentado 1m mais profundo em relação ao anterior. Além disso, cada um dos trechos será identificado a partir de uma numeração com o prefixo M, na sequência de concepção, tem-se os muros M1, M2, M3 e assim sucessivamente.

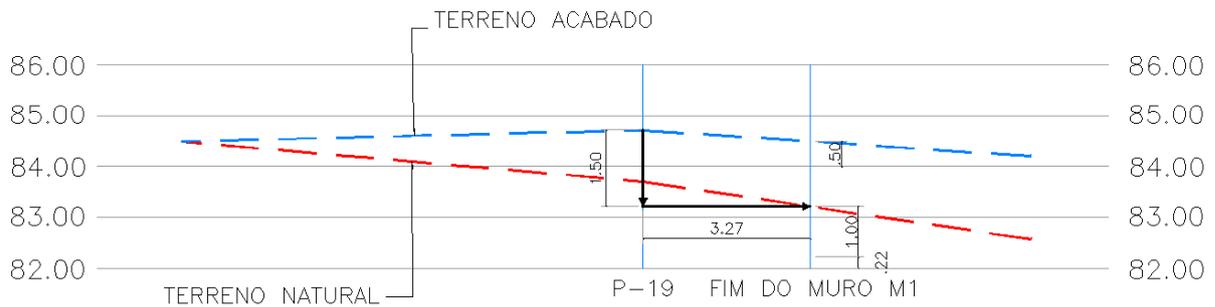
A cota de topo do muro será dada pela maior cota de terreno acabado dentro do trecho em análise. A cota de topo e a cota de assentamento permanecem constantes ao longo do trecho, de modo a garantir o nível de cada um dos muros.

Partindo da esquerda, a definição do fim da extensão dos muros será definida a partir da interseção da base do muro com a linha que representa o terreno natural, fazendo com que a base do muro esteja assentada sob o ponto mais baixo do terreno natural neste trecho.

O P-19 tem altura de aterro de 1,01m, este centímetro acima do limite, dado pelo Código de Práticas da Caixa ®, pode ser desconsiderado e utilizou-se este ponto como inicial do muro de contenção.

Para iniciar o muro, considerando a economia, arbitra-se a altura inicial de 1,50m, que parte da cota de topo do muro, no nível mais alto do terreno acabado. Como no sentido da concepção dos trechos, o terreno acabado tem sentido descendente, seu ponto mais alto, é a cota mais à esquerda do trecho, neste caso o ponto P-19. A extensão parte da perpendicular a altura do muro, no nível de sua base, até que intercepte o traçado do terreno natural. O processo é apresentado na Figura 29.

**FIGURA 29** - Definição do trecho do muro M1



Fonte: Autor (2022)

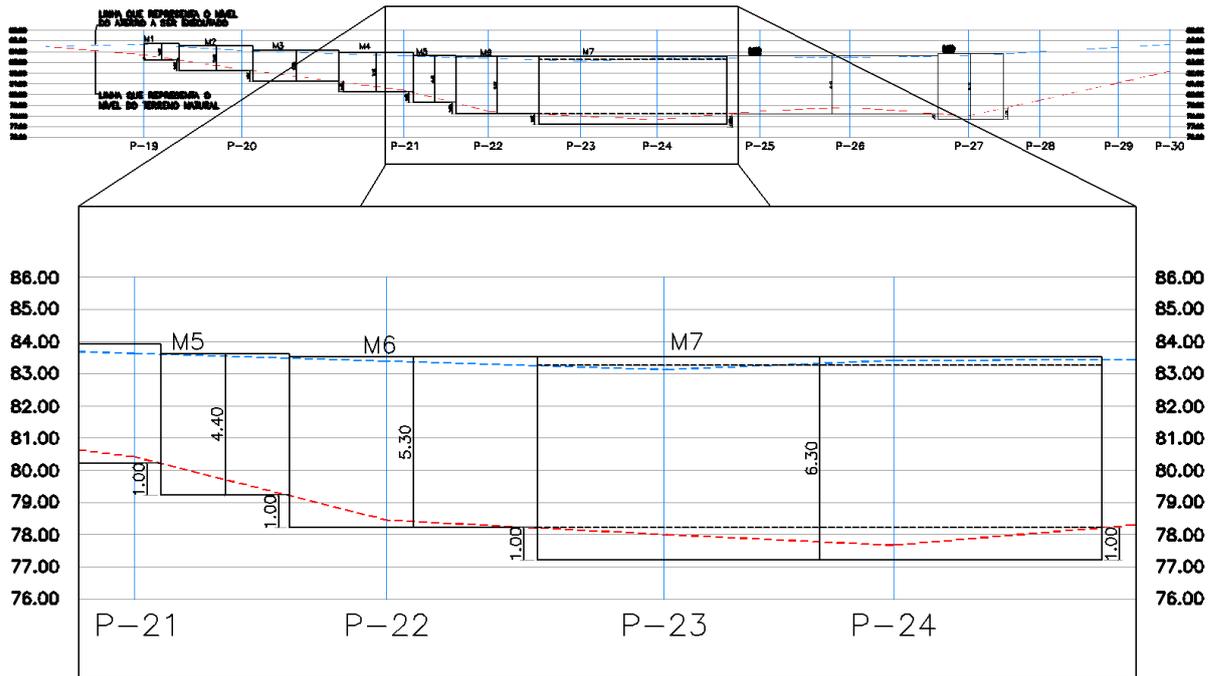
Lembrando que a escala horizontal foi feita a partir da projeção dos pontos georreferenciados, estas distâncias precisam ser rebatidas na planta para que a extensão real do muro seja determinada (Figura 32).

Por conseguinte, o próximo muro ficará a 1m de profundidade em relação ao anterior, conforme a Figura 29, como o terreno acabado segue descendente, o nível do terreno acabado no fim do muro M1 será a cota de topo do muro seguinte, muro M2, que estará na cota de assentamento 82,22m e cota de topo 84,50m, onde, a partir da diferença de cotas, tem-se, para o muro M2 a altura total de 2,28m.

Para que se tenha menor complexidade executiva, todos os muros terão como altura um número múltiplo de 10cm, logo, aumenta-se a cota de topo para 84,52m, de modo que a altura seja 2,30m.

Este processo se repete até o muro M6, pois a partir deste ponto o terreno natural começa a ascender, por isso, o fim do muro M6, será determinado a partir da interseção da linha do terreno natural com uma linha 1m acima da cota de assentamento do muro M6, conforme a Figura 30.

FIGURA 30 - Determinação de altura e extensão do muro M7



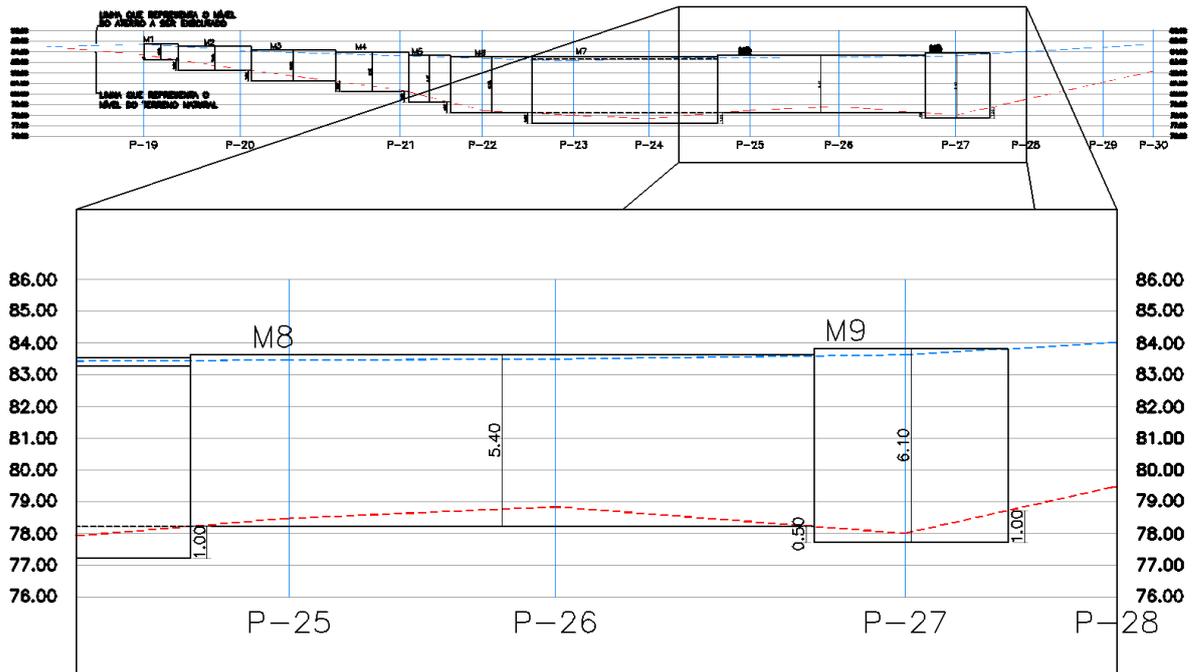
Fonte: Autor (2022)

Do mesmo modo, como o terreno acabado passa a ser ascendente, a cota mais alta do terreno acabado dentro do trecho passa a se posicionar a direita do muro, neste caso, adotou-se como cota de topo a mesma cota do muro anterior M6.

O muro M8 é definido da mesma forma, no entanto, no muro seguinte, M9, até o ponto P-27, 2,98m de extensão, o terreno desce 11cm e volta a ascender, por isso, este muro será assentado em cota abaixo do muro anterior, e diante de 11cm de desnível ao longo de 2,98m, 1m de diferença no assentamento traria alto desperdício de material.

Para tanto, tomou-se uma cota de assentamento 50cm abaixo em relação ao anterior, e o fim da extensão seguiu o mesmo método dos demais, sendo determinado a partir da interseção da linha paralela a cota de assentamento de M8, a 1m de altura (Figura 31).

FIGURA 31 - Determinação de altura e extensão do muro M9

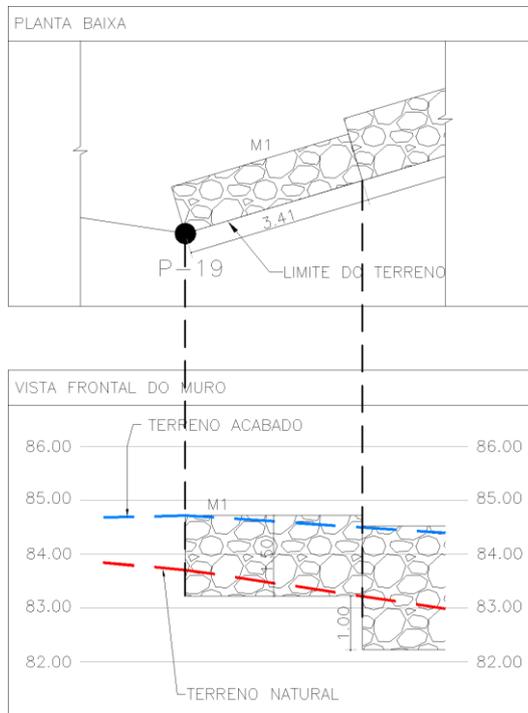


Fonte: Autor (2022)

Por fim, o último muro, utilizando o método dos trechos anteriores, terminaria com um embutimento de 1,44m em relação ao terreno natural e altura de 3,98m, no entanto, como este muro possivelmente estará de encontro a contenção da ETE, além de subir a cota de topo para um valor de altura múltiplo de 10cm, aumenta-se a altura de embutimento para 1,50m, de modo a que a cota de assentamento fique a 0,94m em relação ao muro anterior, com altura total de 4,04m, por conseguinte, aumenta-se a cota de topo para que a altura de M12 seja 4,10m.

As extensões dos muros foram determinadas na planta, a partir da projeção das extremidades dos trechos no perfil elaborado, a Figura 32 ilustra o processo para o muro M1 onde a extensão de 3,27m no perfil, conforme a Figura 29, corresponde a extensão real de 3,41m. Como o alinhamento dos muros muda de direção, este processo precisa ser realizado para cada um dos trechos.

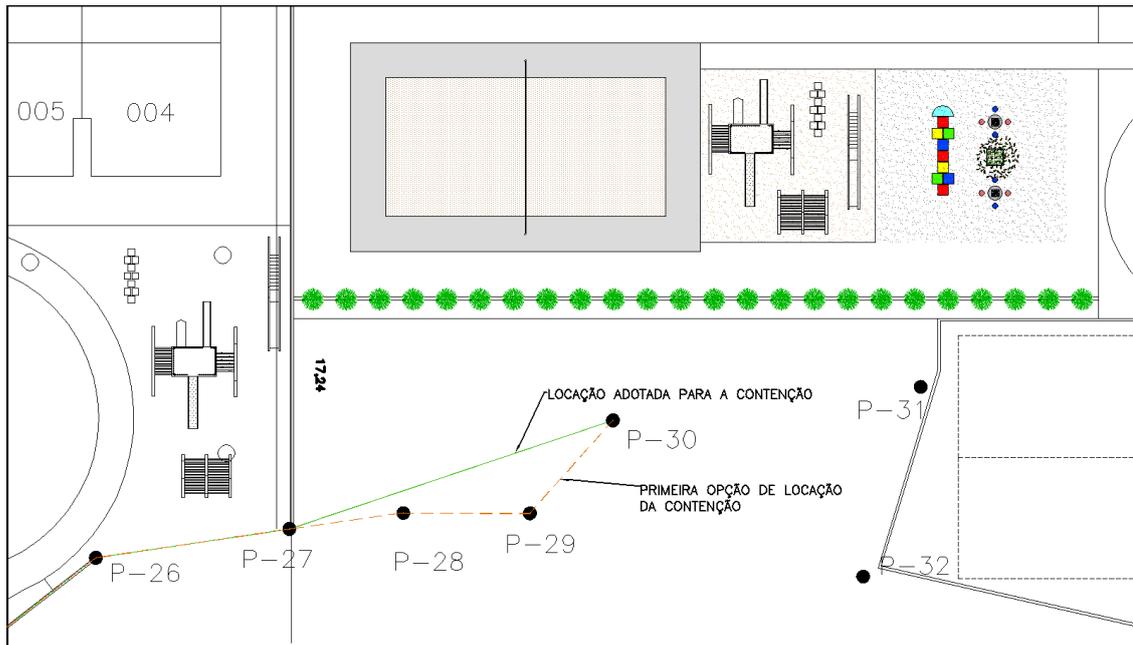
**FIGURA 32** - Determinação das extensões do muro a partir da projeção



Fonte: Autor (2022)

Além disso, por sugestão do projetista da contenção e com autorização do gestor de obras e do urbanista, devido a área em torno do P-27 ao P-30 não ter construções previstas, nesta extensão os muros foram locados no alinhamento entre os dois pontos, de modo a reduzir a extensão do muro e facilitar o processo executivo (Figura 33).

**FIGURA 33 - Alinhamento do muro entre o P27 e P-30**



Fonte: Autor (2022)

Assim, 12 muros foram determinados e seus valores de altura, cota de assentamento, cota de topo e extensão são apresentados na Tabela 10.

**TABELA 10 - PARÂMETROS DE LOCAÇÃO DO MURO**

<b>Muro</b>	<b>Cota de assentamento (m)</b>	<b>Cota de topo (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Extensão (m)</b>
M1	83,22	84,72	1,50	3,41
M2	82,22	84,52	2,30	7,08
M3	81,22	84,12	2,90	8,03
M4	80,22	83,92	3,70	6,94
M5	79,22	83,62	4,40	3,98
M6	78,22	83,52	5,30	8,35
M7	77,22	83,52	6,30	19,82
M8	78,22	83,62	5,40	21,97
M9	77,72	83,82	6,10	6,27
M10	78,72	84,12	5,40	4,70
M11	79,72	84,42	4,70	4,70
M12	80,66	84,76	4,10	6,78

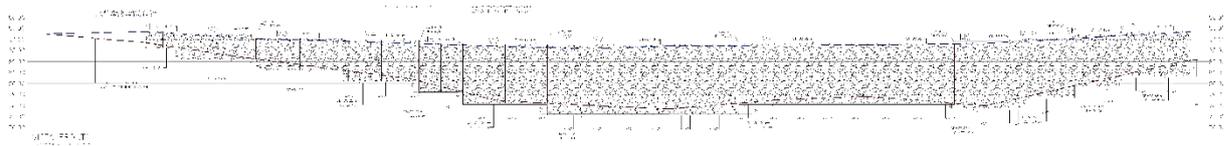
Fonte: Autor (2022)

Neste momento também já são definidas as locações das juntas de dilatação, segundo a orientação da NBR 6118 (2014), as juntas devem estar espaçadas em no máximo 15m, frente a isto, optou-se por locar a primeira junta após o muro M2, a segunda após o muro M4, outra

após o muro M6, uma no meio e outra no fim da extensão do muro M7, do mesmo modo, uma no meio e no fim do muro M8, e por fim, a última junta após o muro M10.

A vista de toda a contenção com seus parâmetros geométricos e topográficos é apresentada na Figura 34 e Anexo 7.

**FIGURA 34 - Vista do muro de arrimo**

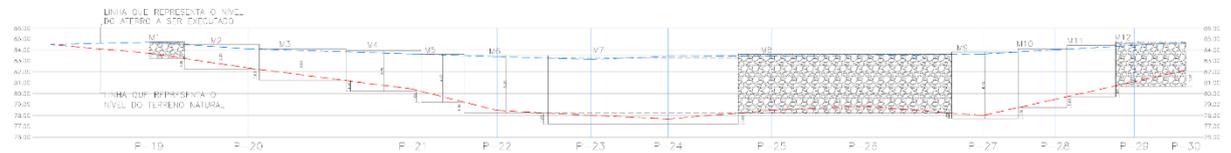


Fonte: AGM Geotécnica (2020)

### 6.3 DIMENSIONAMENTO

Diante do alto número de muros o dimensionamento será apresentado em detalhes para 3 deles, M1, M8 e M12. Os demais muros terão seus resultados apresentados a partir de tabelas. Aparecem em destaque, hachurados, na Figura 35 e, em melhor resolução, no Anexo 8, os muros M1, M8 e M12, respectivamente.

**FIGURA 35 -Muros M1, M8 e M12**



Fonte: Autor (2022)

#### 6.3.1 Pré-dimensionamento

Conforme a definição das alturas, no pré-dimensionamento também serão adotados valores múltiplos de 10cm. E o pontapé inicial, conforme a formulação de Moliterno, é a definição da largura no topo do perfil,  $b_0$ , que, foi tomado como 40cm para todos os muros, exceto para o muro M1, onde  $b_0$  será 30cm, devido a sua altura diminuta.

Assim, ainda seguindo o princípio de facilitar a execução, além de ser uma prática comum em muros escalonados, fica pré-estabelecido que os degraus de cada muro devem ter largura constante, de modo que  $b$ , deverá ser, um múltiplo de  $b_0$ .

De posse de  $b_0$ , e da altura de contenção (Tabela 10), utiliza-se a Equação 31 para determinar a base do muro,  $b$ , com atenção para a correção do valor obtido para um múltiplo de  $b_0$ .

- Muro M1

$$b_0 = 0,30m \quad (65)$$

$$h = 1,50m \quad (66)$$

$$b = \frac{h}{3} + b_0 = \frac{1,50}{3} + 0,30 = 0,80m \quad (67)$$

Assim, tomando o múltiplo de  $b_0$  mais próximo do  $b$  calculado, tem-se:

$$b = 0,90m \quad (68)$$

- Muro M8

$$b_0 = 0,40m \quad (69)$$

$$h = 5,40m \quad (70)$$

$$b = \frac{h}{3} + b_0 = \frac{5,40}{3} + 0,40 = 2,20m \quad (71)$$

Ao mesmo modo, tomando o múltiplo de  $b_0$  mais próximo do  $b$  calculado, tem-se:

$$b = 2,40m \quad (72)$$

- Muro M12

$$b_0 = 0,40 m \quad (73)$$

$$h = 4,10m \quad (74)$$

$$b = \frac{h}{3} + b_0 = \frac{4,10}{3} + 0,40 = 1,77 m \quad (75)$$

Sob o mesmo pré-requisito dos demais, assume-se um múltiplo de  $b_0$ :

$$b = 2,00m \quad (76)$$

Para os demais muros, as bases  $b$ , estão apresentados na Tabela 11.

**TABELA 11 - CÁLCULO DA BASE DOS MUROS**

<b>Muro</b>	<b><math>b_0</math> (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b><math>b</math> calculado (m)</b>	<b><math>b</math> adotado (m)</b>
M1	0,30	1,50	0,80	0,90
M2	0,40	2,30	1,17	1,20
M3	0,40	2,90	1,37	1,60
M4	0,40	3,70	1,63	2,00
M5	0,40	4,40	1,87	2,00
M6	0,40	5,30	2,17	2,40

<b>Muro</b>	<b>b<sub>0</sub> (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>b calculado (m)</b>	<b>b adotado (m)</b>
M7	0,40	6,30	2,50	2,80
M8	0,40	5,40	2,20	2,40
M9	0,40	6,10	2,43	2,80
M10	0,40	5,40	2,20	2,40
M11	0,40	4,70	1,97	2,00
M12	0,40	4,10	1,77	2,00

Fonte: Autor (2022)

Assim, de posse da altura,  $H$ , do comprimento da base,  $b$ , e do comprimento do topo,  $b_0$ , é possível saber a quantidade de degraus, dada pela razão entre  $b$  e  $b_0$ , assim, resta definir a altura de cada um dos degraus.

É recomendado que o degrau inferior tenha a maior altura, para conferir maior estabilidade ao muro. Ademais, toda a geometria do perfil pode ser modificada após as verificações, caso o muro não atenda a alguma das verificações. A quantidade de degraus de cada muro é apresentada na Tabela 12.

**TABELA 12 - QUANTIDADE DE DEGRAUS DE CADA MURO**

<b>Muro</b>	<b>b<sub>0</sub> (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>b adotado (m)</b>	<b>Quantidade de degraus</b>
M1	0,30	1,50	0,90	3
M2	0,40	2,30	1,20	3
M3	0,40	2,90	1,60	4
M4	0,40	3,70	2,00	5
M5	0,40	4,40	2,00	5
M6	0,40	5,30	2,40	6
M7	0,40	6,30	2,80	7
M8	0,40	5,40	2,40	6
M9	0,40	6,10	2,80	7
M10	0,40	5,40	2,40	6
M11	0,40	4,70	2,00	5
M12	0,40	4,10	2,00	5

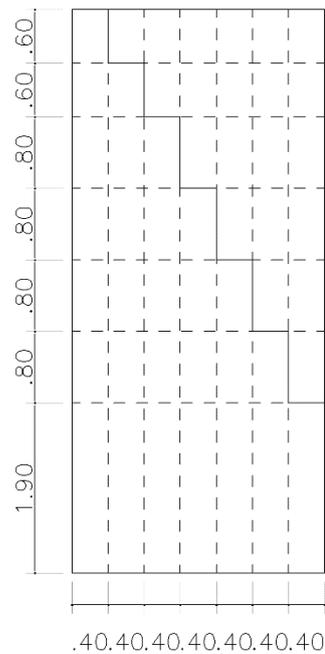
Fonte: Autor (2022)

É comum, que no pré-dimensionamento, os degraus tenham alturas iguais ou sejam restritas a um pequeno grupo de valores, esta contenção, dimensionada do topo para a base, obedecerá ao seguinte padrão: os dois primeiros degraus terão 60cm de altura, a partir daí, os degraus terão

altura de 80cm. O último degrau será a altura restante, dada, pela limitação de  $b$ , sendo esta, maior ou igual a altura dos demais.

Este padrão fará com que cada um dos muros se encaixe na grade a seguir, dimensionada até a altura do muro M7, que tem maior altura e base.

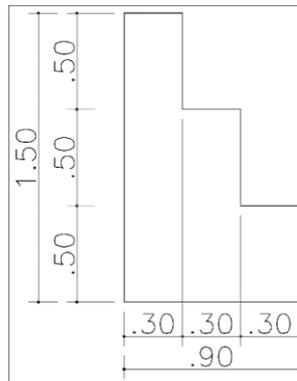
**FIGURA 36** -Grade para pré-dimensionamento



Fonte: Autor (2022)

O muro M1, será o único ao fugir ao padrão, devido a sua pequena altura, seguindo o padrão dos demais trechos, o degrau de base, teria apenas 30cm, logo, para melhor proporção, o muro terá 3 degraus de 50cm (Figura 37).

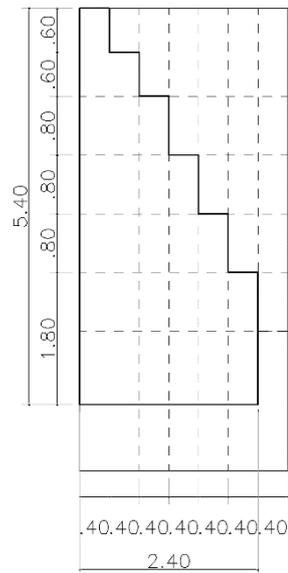
**FIGURA 37** -Perfil do muro M1



Fonte: Autor (2022)

Para o muro M8, aplicando sua base e altura na grade, tem-se o seguinte pré-dimensionamento:

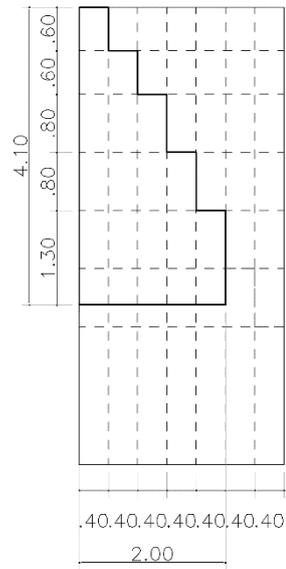
**FIGURA 38** -Perfil do muro M8



Fonte: Autor (2022)

Da mesma forma, faz-se com o muro M12, de forma a ter o seguinte perfil:

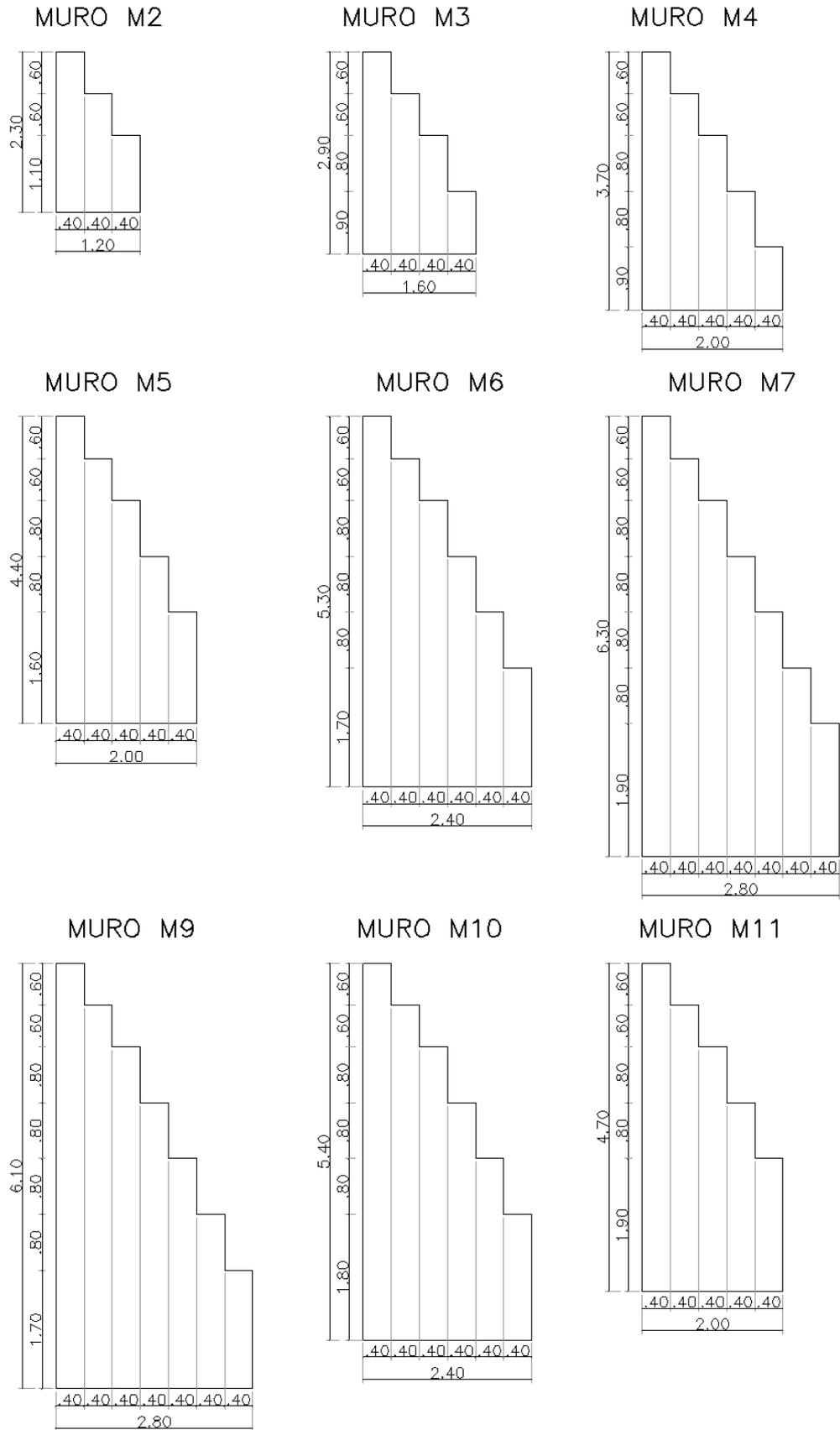
**FIGURA 39** -Perfil do muro M12



Fonte: Autor (2022)

Os perfis dos demais trechos estão apresentados na Figura 40.

**FIGURA 40 - Perfis dos trechos do muro de contenção**



Fonte: Autor (2022)

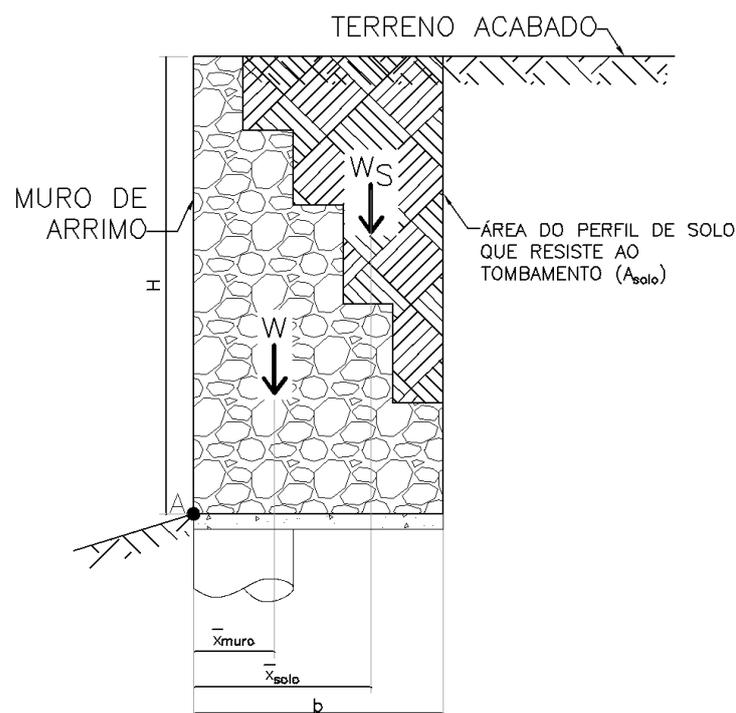
## 6.3.2 Verificações

### 6.3.2.1 Tombamento

O primeiro passo para verificação do tombamento, é a análise do momento gerado pelas ações verticais,  $MA$ . As cargas verticais são dadas pelo peso próprio do muro, pela faixa de solo acima do perfil, sobrecargas ou elementos especiais. O muro em estudo terá como cargas verticais apenas o peso próprio do muro e do solo acima deste.

Conforme Júnior (2019), o tombamento é o giro do muro em torno da extremidade inferior de sua base (Figura 14), portanto, o momento resistente a este movimento,  $MA$ , é dado pelo somatório dos momentos gerados por cada uma das ações verticais em torno desta extremidade, chamada, ponto A (Figura 41).

**FIGURA 41** - Análise do momento gerado pelas ações verticais ( $MA$ )



Fonte: Autor (2022)

A Figura 41 apresenta:

$W$  – Peso próprio do muro

$W_S$  – Peso do volume de solo acima do muro

$\bar{x}_{muro}$  – Distância horizontal do ponto A ao centroide do muro

$\bar{x}_{solo}$  – Distância horizontal do ponto A ao centroide da área de solo acima do muro

$A_{solo}$  – Área de solo acima do muro de arrimo

Para quantificar as forças  $W$  e  $W_S$ , sabendo do volume do muro e do solo acima deste, basta fazer o produto do volume com o peso específico de cada um dos materiais, sendo o da pedra argamassada,  $\gamma_m$ :

$$\gamma_m = 2,20 \text{ tf/m}^3 \quad (77)$$

E o do solo,  $\gamma$  (Tabela 8):

$$\gamma = 1,50 \text{ tf/m}^3 \quad (78)$$

Para determinar as distâncias  $\bar{x}_{muro}$  e  $\bar{x}_{solo}$ , basta calcular o centroide do perfil do muro e da área do maciço acima dele,  $A_{Mi}$ . Este processo é feito dividindo estas geometrias escalonadas em faixas de largura  $b_0$  e a média ponderada das distâncias de A ao centroide de cada uma das faixas,  $d_i$ , por suas áreas, é o valor requerido. Trata-se de um processo simples de determinação de centroide, a Tabela 13 apresenta as distâncias  $\bar{x}_{muro}$  e  $\bar{x}_{solo}$ , para cada um dos trechos.

**TABELA 13** -  $\bar{x}_{muro}$  E  $\bar{x}_{solo}$ ,

<b>MURO</b>	<b>H (m)</b>	<b>b0 (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b><math>\bar{x}_{muro}</math> (m)</b>	<b><math>\bar{x}_{solo}</math> (m)</b>
<b>M1</b>	1,50	0,30	0,90	0,35	0,65
<b>M2</b>	2,30	0,40	1,20	0,51	0,87
<b>M3</b>	2,90	0,40	1,60	0,63	1,15
<b>M4</b>	3,70	0,40	2,00	0,76	1,42
<b>M5</b>	4,40	0,40	2,00	0,82	1,42
<b>M6</b>	5,30	0,40	2,40	0,96	1,70
<b>M7</b>	6,30	0,40	2,80	1,12	1,97
<b>M8</b>	5,40	0,40	2,40	0,97	1,70
<b>M9</b>	6,10	0,40	2,80	1,10	1,97
<b>M10</b>	5,40	0,40	2,40	0,97	1,70
<b>M11</b>	4,70	0,40	2,00	0,83	1,42
<b>M12</b>	4,10	0,40	2,00	0,80	1,42

Fonte: Autor (2022)

Assim, o momento resistente ao tombamento,  $MA$ , é dado por:

$$MA = W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo} \quad (79)$$

Conforme a teoria de Moliterno, o passo seguinte é calcular o momento de tombamento devido ao empuxo,  $M1$ , calculado conforme a teoria de Rankine.

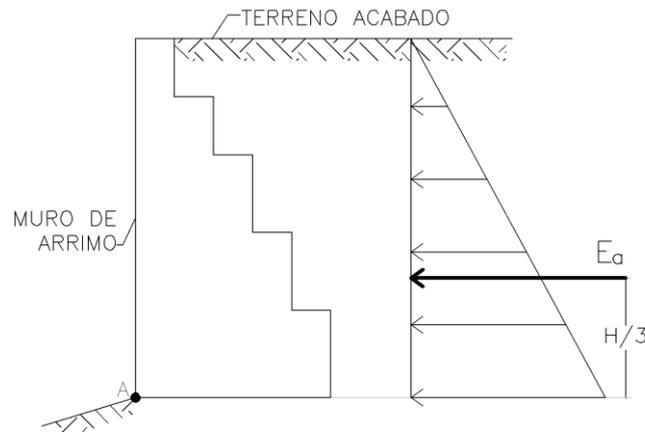
Sabendo que:

- A coesão varia conforme a umidade do solo;
- O projeto urbanístico não prevê edificações sob o aterro;
- O estacionamento vizinho é destinado a veículos de pequeno porte;
- O terreno contido tem inclinação desprezível.

Utilizar-se-á a formulação de Rankine para terreno horizontal e sem sobrecarga. Ademais, sabendo que a coesão varia com a umidade do solo, será considerada nula.

$$c = 0 \quad (80)$$

**FIGURA 42** -Análise do momento gerado pelo empuxo (M1)



Fonte: Autor (2022)

De posse das formulações de empuxo (Equações 13 e 14), e de seu ponto de aplicação (Figura 42), calcula-se o momento solicitante,  $M1$ , gerado em torno do ponto A. Dado por:

$$M1 = E_a \cdot \frac{H}{3} \quad (81)$$

Por fim, faz se a verificação do fator de segurança maior que 1,5 (Equação 32).

O peso específico dos materiais é volumétrico e a análise a ser feita é bidimensional, para isso, toda a análise será feita considerando uma faixa de 1,00m, de modo que os pesos serão dados pelo produto do peso específico por sua área.

$$Peso = \text{Peso específico} \cdot \text{Volume} \quad (82)$$

$$\text{Volume} = \text{Área do perfil} \cdot \text{Comprimento da faixa} \quad (83)$$

$$\text{Volume} = \text{Área do perfil} \cdot 1,00 = \text{Área do perfil} \quad (84)$$

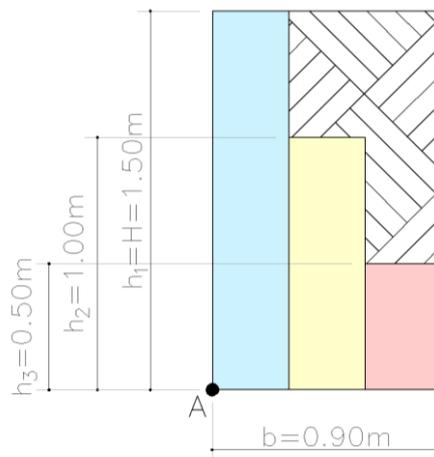
$$Peso = \text{Peso específico} \cdot \text{Área do perfil} \quad (85)$$

Assim, segue-se com a verificação detalhada dos muros exemplos M1, M8 e M12 e apresentação dos resultados através de tabelas para os demais.

- **Muro M1**

Inicialmente, é necessário determinar o peso do muro,  $W$ , para tanto é necessário saber a área do perfil do muro M1,  $A_{M1}$ , dada pela soma das áreas de suas 3 faixas de largura  $b_0 = 0,30m$  (Tabela 12). As alturas de cada uma das faixas,  $h_1$ ,  $h_2$  e  $h_3$ , são mostradas na Figura 43:

**FIGURA 43** -Análise geométrica do muro M1



Fonte: Autor (2022)

$$h_1 = H = 1,50m \quad (82)$$

$$h_2 = 1,00m \quad (83)$$

$$h_3 = 0,50m \quad (84)$$

Assim, a área do perfil é dada por:

$$A_{M1} = b_0 \cdot h_1 + b_0 \cdot h_2 + b_0 \cdot h_3 = 0,30 \cdot (1,50 + 1,00 + 0,50) \quad (85)$$

$$A_{M1} = 0,90m^2 \quad (86)$$

E  $W$  é:

$$W = \gamma_m \cdot A_{M1} = 2,20 \cdot 0,90 \quad (87)$$

$$W = 1,98 \text{ tf} \quad (88)$$

Para determinar o peso do solo,  $W_S$ , primeiro determina-se sua área,  $A_{Solo}$ , para isto, basta subtrair do retângulo de altura  $H$  e base  $b$ , a área do perfil,  $A_{M1}$  (Equação 90) (Figura 44):

$$A_{solo} = b \cdot H - A_{M1} = 0,90 \cdot 1,50 - 0,90 \quad (89)$$

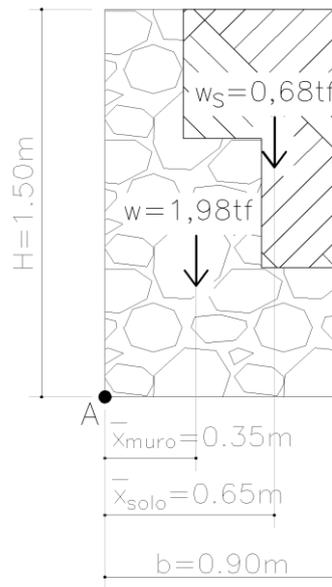
$$A_{solo} = 0,45m^2 \quad (90)$$

Assim, calcula-se o valor de  $W_S$ :

$$W_S = \gamma \cdot A_{solo} = 1,50 \cdot 0,45 \quad (91)$$

$$W_S = 0,68 \text{ tf} \quad (92)$$

**FIGURA 44** - Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M1



Fonte: Autor (2022)

De posse dos valores dados pelas Equações 92 e 96, as distâncias dadas na Tabela 13 e Figura 44, utilizando a Equação 79, calcula-se o momento resistente,  $MA$ :

$$MA = W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo} = 1,98 \cdot 0,35 + 0,68 \cdot 0,65 \quad (93)$$

$$MA = 1,13 \text{ tf} \cdot m \quad (94)$$

Agora, procede-se com o momento gerado pelo empuxo, utilizando a Teoria de Rankine (Equações 13 e 14), a altura do muro (Equação 86), e os parâmetros geotécnicos do solo (Tabela 8).

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{26}{2} \right) \quad (95)$$

$$K_a = 0,39 \quad (96)$$

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 = \frac{1}{2} * 0,39 * 1,5 * 1,5^2 \quad (97)$$

$$E_a = 0,66 \frac{tf}{m} = 0,66 * 1,00m = 0,66 tf \quad (98)$$

$$M1 = E_a * \frac{H}{3} = 0,66 * \frac{1,5}{3} \quad (99)$$

$$M1 = 0,33 tf.m$$

Por fim, verifica-se o coeficiente de segurança:

$$FS = \frac{MA}{M1} = \frac{1,13}{0,33} = 3,44 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (100)$$

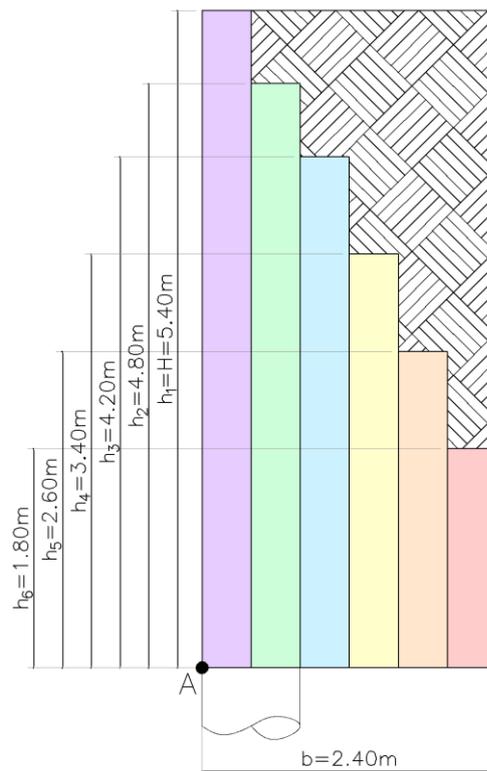
Portanto o muro está estável quanto ao tombamento.

- **Muro M8**

Da mesma forma, na análise do muro M8, parte-se da determinação da área do perfil,  $A_{M8}$ , dada pela soma das áreas de suas 6 faixas de largura  $b_0 = 0,40m$  (Tabela 12).

As alturas das faixas são mostradas na Figura 45:

**FIGURA 45** -Análise geométrica do muro M8



Fonte: Autor (2022)

$$h_1 = H = 5,40m \quad (101)$$

$$h_2 = 4,80m \quad (102)$$

$$h_3 = 4,20m \quad (103)$$

$$h_4 = 3,40m \quad (104)$$

$$h_5 = 2,60m \quad (105)$$

$$h_6 = 1,80m \quad (106)$$

Assim, a área do perfil é dada por:

$$A_{M8} = b_0 \cdot h_1 + b_0 \cdot h_2 + b_0 \cdot h_3 + b_0 \cdot h_4 + b_0 \cdot h_5 + b_0 \cdot h_6 \quad (107)$$

$$A_{M8} = 0,40 \cdot (5,40 + 4,80 + 4,20 + 3,40 + 2,60 + 1,80) \quad (108)$$

$$A_{M8} = 8,88m^2 \quad (109)$$

E  $W$  é:

$$W = \gamma_m \cdot A_{M8} = 2,20 \cdot 8,88 \quad (110)$$

$$W = 19,54 \text{ tf} \quad (111)$$

Por conseguinte, determina-se a área do solo acima do arrimo,  $A_{solo}$ , para isto, basta subtrair do retângulo de altura  $H$  e base  $b$ , a área do perfil,  $A_{M8}$  (Equação 113) (Figura 45):

$$A_{solo} = b \cdot H - A_{M8} = 2,40 \cdot 5,40 - 8,88 \quad (112)$$

$$A_{solo} = 4,08m^2 \quad (113)$$

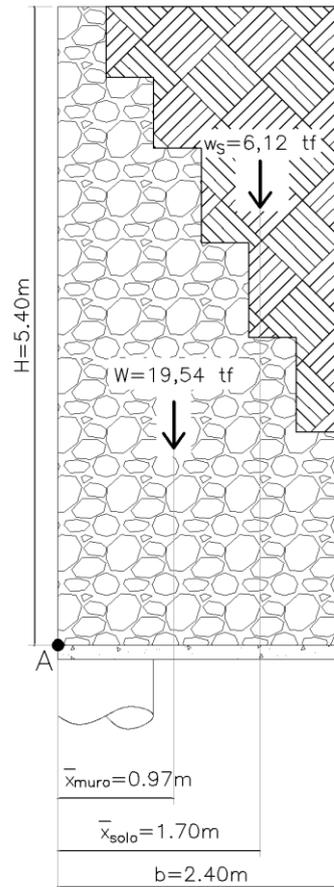
Com o dado da Equação 117 e da Tabela 8, procede-se com o cálculo de  $W_S$ :

$$W_S = \gamma \cdot A_{solo} = 1,50 \cdot 4,08 \quad (114)$$

$$W_S = 6,12 \text{ tf} \quad (115)$$

As cargas verticais do muro M8 são apresentadas na Figura 46.

**FIGURA 46** - Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M8



Fonte: Autor (2022)

De posse dos valores dados pelas Equação 115, Equação 119 e da Tabela 13, utilizando a Equação 79, calcula-se o momento resistente,  $MA$ :

$$MA = W \cdot \bar{x}_{\text{muro}} + W_s \cdot \bar{x}_{\text{solo}} \quad (116)$$

$$MA = 19,54 \cdot 0,97 + 6,12 \cdot 1,70 \quad (117)$$

$$MA = 29,36\text{ tf} \cdot \text{m}$$

Ademais, quantifica-se o momento solicitante, gerado pelo empuxo (Equação 14), considerando a altura do muro (Equação 105) e os parâmetros geotécnicos do solo (Equação 100 e Tabela 8).

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 = \frac{1}{2} * 0,39 * 1,5 * 5,40^2 \quad (118)$$

$$E_a = 8,54 \frac{\text{tf}}{\text{m}} = 8,54 * 1,00\text{m} = 8,54\text{ tf} \quad (119)$$

$$M1 = E_a * \frac{H}{3} = 8,54 * \frac{5,40}{3} \quad (120)$$

$$M1 = 15,37 \text{ tf.m}$$

Por fim, verifica-se o coeficiente de segurança:

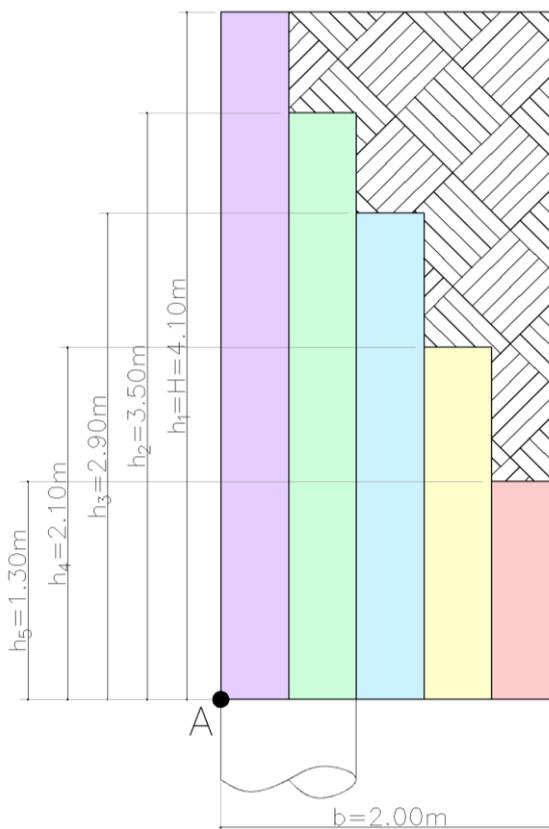
$$FS = \frac{MA}{M1} = \frac{29,36}{15,37} = 1,91 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (121)$$

Logo, o muro está estável quanto ao tombamento.

- **Muro M12**

O muro M12 segue o mesmo procedimento de verificação dos anteriores, inicia-se com o cálculo da área do perfil de M12,  $A_{M12}$  (Figura 47):

**FIGURA 47** -Análise geométrica do muro M12



Fonte: Autor (2022)

$$h_1 = H = 4,10m \quad (122)$$

$$h_2 = 3,50m \quad (123)$$

$$h_3 = 2,90m \quad (124)$$

$$h_4 = 2,10m \quad (125)$$

$$h_5 = 1,30m \quad (126)$$

Assim, a área do perfil é dada por:

$$A_{M12} = b_0 \cdot h_1 + b_0 \cdot h_2 + b_0 \cdot h_3 + b_0 \cdot h_4 + b_0 \cdot h_5 \quad (127)$$

$$A_{M12} = 0,40 \cdot (4,10 + 3,50 + 2,90 + 2,10 + 1,30) \quad (128)$$

$$A_{M12} = 5,56m^2 \quad (129)$$

De posse dos dados da Equação 133, a partir da Equação 85, tem-se que  $W$  é:

$$W = \gamma_m \cdot A_{M12} = 2,20 \cdot 5,56 \quad (130)$$

$$W = 12,23 \text{ tf} \quad (131)$$

A seguir, obtém-se a área do solo acima do arrimo,  $A_{solo}$ , a partir da subtração de  $A_{M12}$ , da área do retângulo de altura  $H$  e base  $b$  (Equação 133) (Figura 47):

$$A_{solo} = b \cdot H - A_{M12} = 2,00 \cdot 4,10 - 12,23 \quad (132)$$

$$A_{solo} = 2,64m^2 \quad (133)$$

Com o valor de  $A_{solo}$ , faz-se o cálculo de  $W_S$ :

$$W_S = \gamma \cdot A_{solo} = 1,50 \cdot 2,64 \quad (134)$$

$$W_S = 3,96 \text{ tf} \quad (135)$$

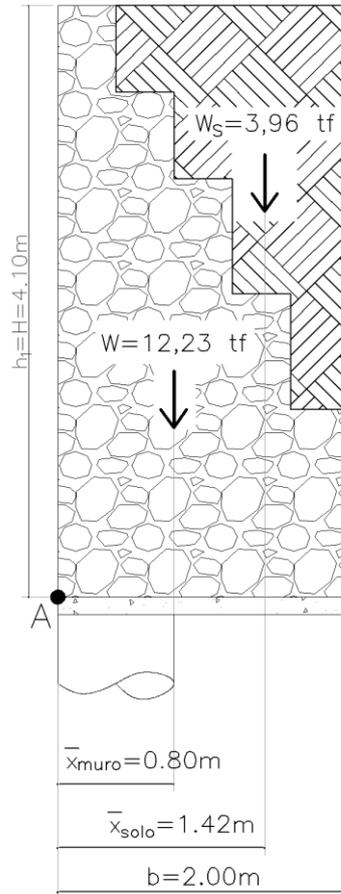
De posse dos valores dados pelas Equações 135 e 139, as distâncias da Tabela 13 e utilizando a Equação 79, calcula-se o momento resistente,  $MA$ :

$$MA = W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo} \quad (136)$$

$$MA = 12,23 \cdot 0,80 + 3,96 \cdot 1,42 \quad (137)$$

$$MA = 15,41 \text{ tf} \cdot m$$

**FIGURA 48** -Análise do momento gerado pelas cargas verticais (MA) do muro M12



Fonte: Autor (2022)

Da mesma forma, de posse da Equações 14, da altura do muro (Equação 126), e dos parâmetros geotécnicos do solo (Equação 100 e Tabela 8), determina-se o momento M1.

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 = \frac{1}{2} * 0,39 * 1,5 * 4,10^2 \quad (138)$$

$$E_a = 4,92 \frac{tf}{m} = 4,92 * 1,00m = 4,92 tf \quad (139)$$

$$M1 = E_a * \frac{H}{3} = 4,92 * \frac{4,10}{3} \quad (140)$$

$$M1 = 6,73 tf.m$$

O passo final é verificar o coeficiente de segurança:

$$FS = \frac{MA}{M1} = \frac{15,41}{6,73} = 2,54 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (141)$$

Assim, afirma-se que o muro está estável quanto ao tombamento.

Os demais muros também obtiveram fator de segurança maior que 1,5 na verificação do tombamento, e os valores obtidos estão apresentados na Tabela 14.

**TABELA 14 - VERIFICAÇÃO QUANTO AO TOMBAMENTO DA CONTENÇÃO**

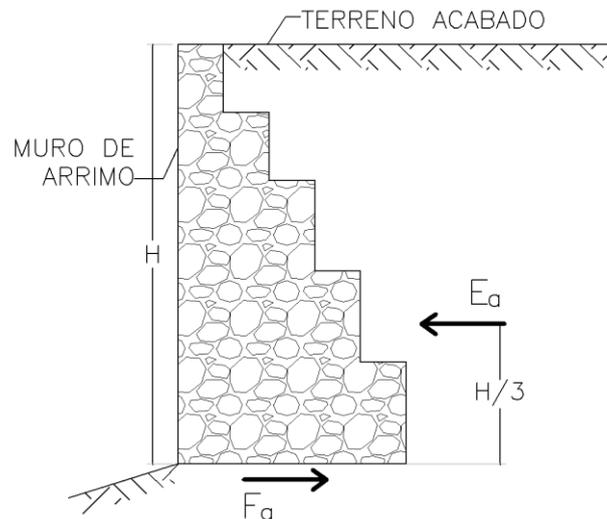
<b>MURO</b>	<b>H (m)</b>	<b>b0 (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h1 (m)</b>	<b>h2 (m)</b>	<b>h3 (m)</b>	<b>h4 (m)</b>	<b>h5 (m)</b>	<b>h6 (m)</b>	<b>h7 (m)</b>	<b>A<sub>Mi</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>solo</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>W (tf)</b>	<b>W<sub>S</sub> (tf)</b>	<b>x<sub>muro</sub> (m)</b>	<b>x<sub>solo</sub> (m)</b>	<b>MA (tf.m)</b>	<b>EA (tf)</b>	<b>M1 (tf.m)</b>	<b>FS</b>
<b>M1</b>	1,50	0,30	0,90	1,50	1,00	0,50	-	-	-	-	0,90	0,45	1,98	0,68	0,35	0,65	1,13	0,66	0,33	3,44
<b>M2</b>	2,30	0,40	1,20	2,30	1,70	1,10	-	-	-	-	2,04	0,72	4,49	1,08	0,51	0,87	3,21	1,55	1,19	2,70
<b>M3</b>	2,90	0,40	1,60	2,90	2,30	1,70	0,90	-	-	-	3,12	1,52	6,86	2,28	0,63	1,15	6,95	2,46	2,38	2,92
<b>M4</b>	3,70	0,40	2,00	3,70	3,10	2,50	1,70	0,90	-	-	4,76	2,64	10,47	3,96	0,76	1,42	13,65	4,01	4,94	3,10
<b>M5</b>	4,40	0,40	2,00	4,40	3,80	3,20	2,40	1,60	-	-	6,16	2,64	13,55	3,96	0,82	1,42	16,73	5,67	8,32	2,21
<b>M6</b>	5,30	0,40	2,40	5,30	4,70	4,10	3,30	2,50	1,70	-	8,64	4,08	19,01	6,12	0,96	1,70	28,73	8,23	14,53	2,09
<b>M7</b>	6,30	0,40	2,80	6,30	5,70	5,10	4,30	3,50	2,70	1,90	11,80	5,84	25,96	8,76	1,12	1,97	46,28	11,62	24,41	1,96
<b>M8</b>	5,40	0,40	2,40	5,40	4,80	4,20	3,40	2,60	1,80	-	8,88	4,08	19,54	6,12	0,97	1,70	29,36	8,54	15,37	2,02
<b>M9</b>	6,10	0,40	2,80	6,10	5,50	4,90	4,10	3,30	2,50	1,70	11,24	5,84	24,73	8,76	1,10	1,97	44,55	10,90	22,16	2,09
<b>M10</b>	5,40	0,40	2,40	5,40	4,80	4,20	3,40	2,60	1,80	-	8,88	4,08	19,54	6,12	0,97	1,70	29,36	8,54	15,37	2,02
<b>M11</b>	4,70	0,40	2,00	4,70	4,10	3,50	2,70	1,90	-	-	6,76	2,64	14,87	3,96	0,83	1,42	18,05	6,47	10,13	1,95
<b>M12</b>	4,10	0,40	2,00	4,10	3,50	2,90	2,10	1,30	-	-	5,56	2,64	12,23	3,96	0,80	1,42	15,41	4,92	6,73	2,54

Fonte: Autor (2022)

### 6.3.2.2 Deslizamento

Segundo a teoria de Moliterno, conforme apresentado no item 4.3.2.2, a análise do deslizamento consiste em verificar se a razão entre a força de atrito na base do muro de arrimo e a componente do empuxo na direção desta, são superiores ao fator de segurança,  $FS$ .

**FIGURA 49** - Deslizamento em muros escalonados



Fonte: Autor (2022)

A força de atrito é dada pela Equação 33, o produto do coeficiente de atrito,  $\mu$ , pela força normal total na base do muro,  $F_N$ , dado pelo somatório das forças verticais atuantes na base. Conforme ilustrado pela Figura 41, as cargas verticais do muro de arrimo, são dadas pelo peso próprio do muro e pelo peso do volume de solo acima deste.

Ao mesmo modo da verificação do tombamento, a análise é feita considerando uma faixa de um metro de extensão. E as cargas verticais atuantes em cada um dos trechos, também já foram quantificadas e apresentadas na Tabela 14. De posse das cargas verticais, extraiu-se a força normal total,  $F_N$ , dada, pelo somatório destas cargas:

$$F_N = W + W_S \quad (142)$$

Assim, aplicando esta formulação, construiu-se a Tabela 15.

**TABELA 15** - FORÇA NORMAL NA BASE DO MURO ( $F_N$ )

MURO	W (tf)	W <sub>S</sub> (tf)	F <sub>N</sub> (tf)
M1	1,98	0,68	2,66
M2	4,49	1,08	5,57
M3	6,86	2,28	9,14

<b>MURO</b>	<b>W (tf)</b>	<b>W<sub>s</sub> (tf)</b>	<b>F<sub>N</sub> (tf)</b>
<b>M4</b>	10,47	3,96	14,43
<b>M5</b>	13,55	3,96	17,51
<b>M6</b>	19,01	6,12	25,13
<b>M7</b>	25,96	8,76	34,72
<b>M8</b>	19,54	6,12	25,66
<b>M9</b>	24,73	8,76	33,49
<b>M10</b>	19,54	6,12	25,66
<b>M11</b>	14,87	3,96	18,83
<b>M12</b>	12,23	3,96	16,19

Fonte: Autor (2022)

A partir de  $F_N$ , segundo a Equação 33, calcula-se a força de atrito, onde adota-se um coeficiente de atrito,  $\mu$ , de 0,55 valor sugerido por Moliterno para a iteração alvenaria/concreto (vide item 4.3.2.2), dado pelo contato do muro em alvenaria de pedra com a laje em sua base.

Assim, a força de atrito, com  $\mu = 0,55$ , é dada por:

$$\mu = 0,55 \quad (143)$$

$$F_a = \mu \cdot F_N = 0,55 \cdot F_N \quad (144)$$

Logo, considerando as equações apresentadas, calculou-se a força de atrito para cada um dos muros, apresentados na Tabela 16.

**TABELA 16 -FORÇA DE ATRITO (F<sub>a</sub>)**

<b>MURO</b>	<b>W (tf)</b>	<b>W<sub>s</sub> (tf)</b>	<b>F<sub>N</sub> (tf)</b>	<b>F<sub>a</sub> (tf)</b>
<b>M1</b>	1,98	0,68	2,66	1,46
<b>M2</b>	4,49	1,08	5,57	3,06
<b>M3</b>	6,86	2,28	9,14	5,03
<b>M4</b>	10,47	3,96	14,43	7,94
<b>M5</b>	13,55	3,96	17,51	9,63
<b>M6</b>	19,01	6,12	25,13	13,82
<b>M7</b>	25,96	8,76	34,72	19,10
<b>M8</b>	19,54	6,12	25,66	14,11
<b>M9</b>	24,73	8,76	33,49	18,42
<b>M10</b>	19,54	6,12	25,66	14,11
<b>M11</b>	14,87	3,96	18,83	10,36
<b>M12</b>	12,23	3,96	16,19	8,91

Fonte: Autor (2022)

Sabendo que o empuxo foi calculado segundo a teoria de Rankine, sua magnitude já é dada na direção horizontal, paralela a base do arrimo, deste modo, a componente tangencial do empuxo,  $T$ , é sua magnitude total.

Assim, o coeficiente de segurança,  $FS$ , conforme a Equação 34, é calculado conforme a formulação dada nas Equações 153 e 154.

$$T = E_a \quad (145)$$

$$FS = \mu \cdot \frac{F_N}{T} = \frac{F_a}{E_a} \quad (146)$$

O empuxo,  $E_a$ , foi quantificado na verificação do tombamento (Tabela 14) e os valores de  $FS$  para cada um dos trechos são apresentados na Tabela 17.

**TABELA 17 - VERIFICAÇÃO DO DESLIZAMENTO**

<b>MURO</b>	<b>W (tf)</b>	<b>W<sub>s</sub> (tf)</b>	<b>F<sub>N</sub> (tf)</b>	<b>F<sub>a</sub> (tf)</b>	<b>EA (tf)</b>	<b>FS</b>
<b>M1</b>	1,98	0,68	2,66	1,46	0,66	2,22
<b>M2</b>	4,49	1,08	5,57	3,06	1,55	1,98
<b>M3</b>	6,86	2,28	9,14	5,03	2,46	2,04
<b>M4</b>	10,47	3,96	14,43	7,94	4,01	1,98
<b>M5</b>	13,55	3,96	17,51	9,63	5,67	1,70
<b>M6</b>	19,01	6,12	25,13	13,82	8,23	1,68
<b>M7</b>	25,96	8,76	34,72	19,10	11,62	1,64
<b>M8</b>	19,54	6,12	25,66	14,11	8,54	1,65
<b>M9</b>	24,73	8,76	33,49	18,42	10,90	1,69
<b>M10</b>	19,54	6,12	25,66	14,11	8,54	1,65
<b>M11</b>	14,87	3,96	18,83	10,36	6,47	1,60
<b>M12</b>	12,23	3,96	16,19	8,91	4,92	1,81

Fonte: Autor (2022)

Atestando assim, a segurança de cada um dos trechos quanto ao deslizamento.

Do mesmo modo, considerando os valores já calculados na verificação do tombamento (vide item 5.3.2.2), apresenta-se a sequência de cálculo da verificação do deslizamento para os muros M1, M8 e M12.

- **Muro M1**

$$W = 1,98 \text{ tf} \quad (147)$$

$$W_s = 0,68 \text{ tf} \quad (148)$$

$$F_N = W + W_S = 1,98 + 0,68 = 2,66 \text{ tf} \quad (149)$$

$$F_a = \mu \cdot F_N = 0,55 \cdot 2,66 = 1,46 \text{ tf} \quad (150)$$

$$T = E_a = 0,66 \text{ tf} \quad (151)$$

$$FS = \frac{F_a}{E_a} = \frac{1,46}{0,66} = 2,22 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (152)$$

- **Muro M8**

$$W = 19,54 \text{ tf} \quad (153)$$

$$W_S = 6,12 \text{ tf} \quad (154)$$

$$F_N = W + W_S = 19,54 + 6,12 = 25,66 \text{ tf} \quad (155)$$

$$F_a = \mu \cdot F_N = 0,55 \cdot 25,66 = 14,11 \text{ tf} \quad (156)$$

$$T = E_a = 8,54 \text{ tf} \quad (157)$$

$$FS = \frac{F_a}{E_a} = \frac{14,11}{8,54} = 1,65 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (158)$$

- **Muro M12**

$$W = 12,23 \text{ tf} \quad (159)$$

$$W_S = 3,96 \text{ tf} \quad (160)$$

$$F_N = W + W_S = 12,23 + 3,96 = 16,19 \text{ tf} \quad (161)$$

$$F_a = \mu \cdot F_N = 0,55 \cdot 16,19 = 8,91 \text{ tf} \quad (162)$$

$$T = E_a = 4,92 \text{ tf} \quad (163)$$

$$FS = \frac{F_a}{E_a} = \frac{8,91}{4,92} = 1,81 > 1,5 \therefore \text{OK!} \quad (164)$$

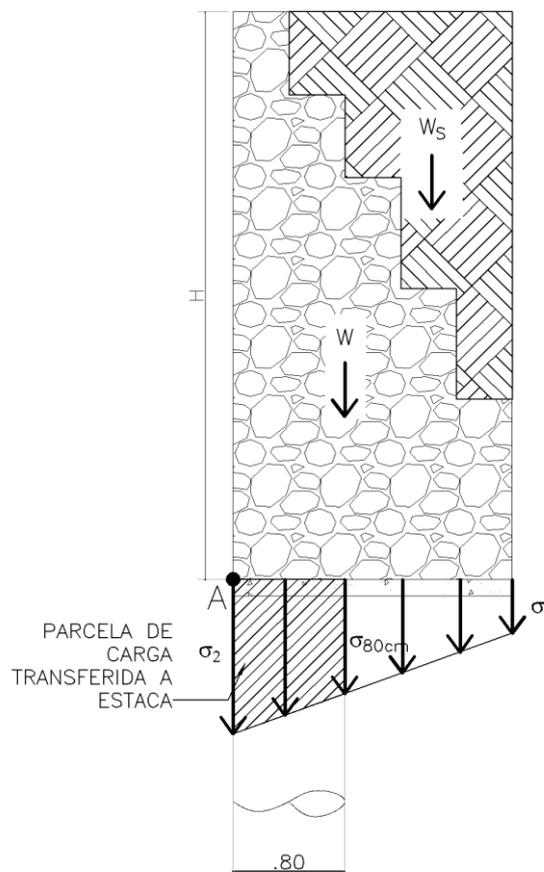
### 6.3.2.3 Capacidade de carga da fundação

A contenção de arrimo tem 2 tipos de fundação, os 3 primeiros muros, M1, M2 e M3, não possuem estacas em sua base, de modo que sua carga é absorvida diretamente pelo solo e a verificação se dará conforme o apresentado no item 4.3.2.3.

Entretanto, os demais muros têm estacas na base a cada 3,00m, ao longo de sua extensão. Apesar disto, não é possível considerar as estacas como fundação do muro de contenção, pois, para tal, seria necessário a previsão e o dimensionamento de um bloco de coroamento que garantisse a transferência total das cargas à estaca.

Porém, como foi adotado apenas a ancoragem das estacas em uma laje de concreto armado de 12 cm de espessura, a transferência de carga se dará apenas através do contato do muro com a laje e conseqüentemente com a estaca. Esta parcela será quantificada através da fração do diagrama de pressões acima da estaca, conforme apresentado na Figura 50.

**FIGURA 50** - Carga do muro transferida a estaca



Fonte: Autor (2022)

A projeção da carga se dá sobre a área circular no topo da estaca, entretanto, por simplificação de cálculos e em favor da segurança, considerar-se-á a distribuição de carga na estaca ao longo de uma extensão de 1,00m.

Apesar disto, entre as estacas, os muros estarão totalmente apoiados sob a laje que transfere as cargas ao solo, logo, é necessário a verificação da resistência do solo a carga vertical total em todos os trechos da contenção.

Conforme apresentado no item 4.3.2.3, para analisar a fundação é necessário saber a magnitude das ações verticais  $F_N$  e seu ponto de aplicação.

$F_N$  já foi calculado na análise do deslizamento (Tabela 15), dado pela soma do peso do muro de arrimo e do volume de solo acima deste,  $W$  e  $W_S$ , porém, o ponto de aplicação,  $e'$ , ainda não foi determinado.

Para tal, é necessário calcular o centro de gravidade das duas forças, de forma semelhante a determinação do centroide, porém, neste caso,  $e'$  será dado por uma média das distâncias das cargas, ponderadas por suas magnitudes, segundo a formulação abaixo:

$$e' = \frac{W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo}}{W + W_S} = \frac{W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo}}{F_N} \quad (165)$$

A partir dos dados das Tabelas 13 e 15, calculou-se  $e'$  para todos os muros e os resultados estão apresentados na Tabela 18.

**TABELA 18 - EXCENTRICIDADE DA FORÇA RESULTANTE VERTICAL ( $e'$ )**

MURO	W (tf)	WS (tf)	$\bar{x}_{muro}$ (m)	$\bar{x}_{solo}$ (m)	$F_N$ (tf)	$e'$ (m)
<b>M1</b>	1,98	0,68	0,35	0,65	2,66	0,43
<b>M2</b>	4,49	1,08	0,51	0,87	5,57	0,58
<b>M3</b>	6,86	2,28	0,63	1,15	9,14	0,76
<b>M4</b>	10,47	3,96	0,76	1,42	14,43	0,95
<b>M5</b>	13,55	3,96	0,82	1,42	17,51	0,96
<b>M6</b>	19,01	6,12	0,96	1,70	25,13	1,14
<b>M7</b>	25,96	8,76	1,12	1,97	34,72	1,33
<b>M8</b>	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14
<b>M9</b>	24,73	8,76	1,10	1,97	33,49	1,33
<b>M10</b>	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14
<b>M11</b>	14,87	3,96	0,83	1,42	18,83	0,96
<b>M12</b>	12,23	3,96	0,80	1,42	16,19	0,95

Fonte: Autor (2022)

Por conseguinte, calcula-se o coeficiente  $e$  e faz-se a verificação da tração, conforme as Equações 37 e 38, os valores obtidos são dados na Tabela 19.

**TABELA 19 - VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE TRAÇÃO NA BASE DO MURO**

MURO	W (tf)	WS (tf)	x <sub>muro</sub> (m)	x <sub>solo</sub> (m)	F <sub>N</sub> (tf)	e' (m)	b (m)	b/2 (m)	b/6 (m)	e (m)
M1	1,98	0,68	0,35	0,65	2,66	0,43	0,90	0,45	0,15	0,02
M2	4,49	1,08	0,51	0,87	5,57	0,58	1,20	0,60	0,20	0,02
M3	6,86	2,28	0,63	1,15	9,14	0,76	1,60	0,80	0,27	0,04
M4	10,47	3,96	0,76	1,42	14,43	0,95	2,00	1,00	0,33	0,05
M5	13,55	3,96	0,82	1,42	17,51	0,96	2,00	1,00	0,33	0,04
M6	19,01	6,12	0,96	1,70	25,13	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06
M7	25,96	8,76	1,12	1,97	34,72	1,33	2,80	1,40	0,47	0,07
M8	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06
M9	24,73	8,76	1,10	1,97	33,49	1,33	2,80	1,40	0,47	0,07
M10	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06
M11	14,87	3,96	0,83	1,42	18,83	0,96	2,00	1,00	0,33	0,04
M12	12,23	3,96	0,80	1,42	16,19	0,95	2,00	1,00	0,33	0,05

Fonte: Autor (2022)

Prossegue-se com o cálculo da tensão máxima,  $\sigma_1$ , e da tensão mínima,  $\sigma_2$ , conforme as Equações 35 e 36.

**TABELA 20 - TENSÕES EXTREMAS NA BASE DO MURO DE ARRIMO ( $\sigma_1$  E  $\sigma_2$ )**

MURO	W (tf)	WS (tf)	x <sub>muro</sub> (m)	x <sub>solo</sub> (m)	F <sub>N</sub> (tf)	e' (m)	b (m)	b/2 (m)	b/6 (m)	e (m)	$\sigma_1$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (tf/m <sup>2</sup> )
M1	1,98	0,68	0,35	0,65	2,66	0,43	0,90	0,45	0,15	0,02	3,42	2,48
M2	4,49	1,08	0,51	0,87	5,57	0,58	1,20	0,60	0,20	0,02	5,20	4,08
M3	6,86	2,28	0,63	1,15	9,14	0,76	1,60	0,80	0,27	0,04	6,58	4,85
M4	10,47	3,96	0,76	1,42	14,43	0,95	2,00	1,00	0,33	0,05	8,39	6,04
M5	13,55	3,96	0,82	1,42	17,51	0,96	2,00	1,00	0,33	0,04	9,93	7,58
M6	19,01	6,12	0,96	1,70	25,13	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06	11,95	8,99
M7	25,96	8,76	1,12	1,97	34,72	1,33	2,80	1,40	0,47	0,07	14,18	10,62
M8	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06	12,17	9,21
M9	24,73	8,76	1,10	1,97	33,49	1,33	2,80	1,40	0,47	0,07	13,74	10,18
M10	19,54	6,12	0,97	1,70	25,66	1,14	2,40	1,20	0,40	0,06	12,17	9,21
M11	14,87	3,96	0,83	1,42	18,83	0,96	2,00	1,00	0,33	0,04	10,59	8,24
M12	12,23	3,96	0,80	1,42	16,19	0,95	2,00	1,00	0,33	0,05	9,27	6,92

Fonte: Autor (2022)

Por fim, faz-se a verificação da capacidade máxima do solo sob o fator de segurança, conforme a Equação 39, dado a capacidade do solo obtida pela investigação geotécnica (Tabela 8).

$$\sigma_{m\acute{a}x} < \frac{\sigma_{adm}}{2,5} = \frac{8 \frac{kgf}{cm^2}}{2,5} = \frac{80 \frac{tf}{m^2}}{2,5} = 32,00 \frac{tf}{m^2} \quad (166)$$

Sabendo que a carga máxima a que o solo está submetido é  $\sigma_1$ , vê-se, na Tabela 20, que em toda contenção, a maior tensão ocorre no muro M7, onde  $\sigma_1 = 14,18tf/m^2$ , este valor é menor que o limite de  $32,00 tf/m^2$ . Logo o solo tem capacidade de suportar toda a contenção.

Por conseguinte, verificam-se as estacas, estas foram dimensionadas segundo o método de Décourt-Quaresma apresentado no item 4.5, utilizando como base o furo SP-04, que apresenta valores intermediários e representativos. A partir do qual, chegou-se a uma carga de:

$$R_T = 180 tf \quad (167)$$

Sob o coeficiente de segurança:

$$R_T = \frac{R_T}{2,5} = \frac{180}{2,5} = 72 tf \quad (168)$$

Assim, de posse da carga admissível, procede-se com o cálculo da carga transferida à estaca,  $W_{estaca}$ , através do volume do diagrama de pressão (Figura 50) considerando uma faixa de 1,00m de extensão.

Para determinar  $W_{estaca}$  é necessário saber a tensão na extremidade da estaca,  $\sigma_{80cm}$ . Para isto, sabendo que a extremidade da estaca sempre está locada no ponto A, é possível determinar  $\sigma_{80cm}$  através de interpolação linear:

$$\sigma_{80cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot 0,80 + \sigma_1 \quad (169)$$

E a carga,  $W_{estaca}$ , através do volume do diagrama de pressão é dada por:

$$W_{estaca} = \frac{(\sigma_{80cm} + \sigma_1)}{2} * 0,80 * 1,00 m \quad (170)$$

$$W_{estaca} = \frac{(\sigma_{80cm} + \sigma_1)}{2} * 0,80 \quad (171)$$

Os valores de  $\sigma_{80cm}$  e  $W_{estaca}$  para os muros sob a cortina de estacas, M4 a M12, são apresentados na Tabela 21.

TABELA 21 - ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DA ESTACA AO PESO DO MURO

MURO	b (m)	$\sigma_1$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{80cm}$ (tf/m <sup>2</sup> )	$W_{estaca}$ (tf/m <sup>2</sup> )
M4	2	8,39	6,04	7,45	6,34
M5	2	9,93	7,58	8,99	7,57
M6	2,4	11,95	8,99	10,96	9,17
M7	2,8	14,18	10,62	13,16	10,94
M8	2,4	12,17	9,21	11,18	9,34
M9	2,8	13,74	10,18	12,72	10,59
M10	2,4	12,17	9,21	11,18	9,34
M11	2	10,59	8,24	9,65	8,10
M12	2	9,27	6,92	8,33	7,04

Fonte: Autor (2022)

Assim, vê-se que todas as cargas aplicadas à estaca são menores que sua carga admissível.

A seguir, com as informações dadas na Tabela 15 e 13, e apresenta-se o passo a passo detalhado da verificação dos muros M1, M8 e M12.

- **Muro M1**

$$W = 1,98 \text{ tf} \quad (172)$$

$$W_S = 0,68 \text{ tf} \quad (173)$$

$$\bar{x}_{muro} = 0,35 \text{ m} \quad (174)$$

$$\bar{x}_{solo} = 0,65 \text{ m} \quad (175)$$

$$FN = 2,66 \text{ tf} \quad (176)$$

$$e' = \frac{W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo}}{F_N} = \frac{1,98 \cdot 0,35 + 0,68 \cdot 0,65}{2,66} = 0,43 \text{ m} \quad (177)$$

$$b = 0,90 \text{ m} \quad (178)$$

$$\frac{b}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45 \text{ m} \quad (179)$$

$$\frac{b}{6} = \frac{0,90}{6} = 0,15 \text{ m} \quad (180)$$

$$e = \frac{b}{2} - e' = 0,45 - 0,43 = 0,02 \text{ m} > \frac{b}{6} \therefore \text{OK!} \quad (181)$$

$$\sigma_1 = \frac{F_N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{2,66}{0,90} * \left( 1 + 6 * \frac{0,02}{0,90} \right) = 3,42 \text{ tf/m}^2 \quad (182)$$

$$\sigma_2 = \frac{F_N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{2,66}{0,90} * \left(1 - 6 * \frac{0,02}{0,90}\right) = 2,48 \text{ tf/m}^2 \quad (183)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_1 = 3,42 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < \frac{\sigma_{adm}}{2,5} = 32,00 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \therefore \text{OK!} \quad (184)$$

- **Muro M8**

O muro M8 está apoiado sob estacas, por isso a verificaao será em duas etapas, iniciado pela verificaao da capacidade do solo:

$$W = 19,54 \text{ tf} \quad (185)$$

$$W_S = 6,12 \text{ tf} \quad (186)$$

$$\bar{x}_{muro} = 0,97 \text{ m} \quad (187)$$

$$\bar{x}_{solo} = 1,70 \text{ m} \quad (188)$$

$$F_N = 25,66 \text{ tf} \quad (189)$$

$$e' = \frac{W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo}}{F_N} = \frac{19,54 \cdot 0,97 + 6,12 \cdot 1,70}{25,66} = 1,14 \text{ m} \quad (190)$$

$$b = 2,40 \text{ m} \quad (191)$$

$$\frac{b}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m} \quad (192)$$

$$\frac{b}{6} = \frac{2,40}{6} = 0,40 \text{ m} \quad (193)$$

$$e = \frac{b}{2} - e' = 1,20 - 1,14 = 0,06 \text{ m} > \frac{b}{6} \therefore \text{OK!} \quad (194)$$

$$\sigma_1 = \frac{F_N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{25,66}{2,40} * \left(1 + 6 * \frac{0,06}{2,40}\right) = 12,17 \text{ tf/m}^2 \quad (195)$$

$$\sigma_2 = \frac{F_N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{25,66}{2,40} * \left(1 - 6 * \frac{0,06}{2,40}\right) = 9,21 \text{ tf/m}^2 \quad (196)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_1 = 12,17 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < \frac{\sigma_{adm}}{2,5} = 32,00 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \therefore \text{OK!} \quad (197)$$

Por conseguinte, utilizando as Equaoes 172, 173 e 175, com os resultados das Equaoes 199 e 200, verifica-se a resistência das estacas:

$$\sigma_{80cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot 0,80 + \sigma_1 = \frac{9,21 - 12,17}{2,40} \cdot 0,80 + 12,17 = 11,18 \text{ tf} \quad (198)$$

$$W_{estaca} = \frac{(\sigma_{80cm} + \sigma_1)}{2} * 0,80 = \frac{11,18 + 12,17}{2} * 0,80 = 9,34 \text{ tf} \quad (199)$$

$$R_T = 72 \text{ tf} \quad (200)$$

$$W_{estaca} < R_T \therefore \text{OK!} \quad (201)$$

- **Muro M12**

O muro M12, da mesma forma que o muro M8, está apoiado sob estacas, por isso, inicialmente, faz-se pela verificação da capacidade do solo:

$$W = 12,23 \text{ tf} \quad (202)$$

$$W_S = 3,96 \text{ tf} \quad (203)$$

$$\bar{x}_{muro} = 0,80 \text{ m} \quad (204)$$

$$\bar{x}_{solo} = 1,42 \text{ m} \quad (205)$$

$$F_N = 16,19 \text{ tf} \quad (206)$$

$$e' = \frac{W \cdot \bar{x}_{muro} + W_S \cdot \bar{x}_{solo}}{F_N} = \frac{12,23 \cdot 0,80 + 3,96 \cdot 1,42}{16,19} = 0,95 \text{ m} \quad (207)$$

$$b = 2,00 \text{ m} \quad (208)$$

$$\frac{b}{2} = \frac{2,00}{2} = 1,00 \text{ m} \quad (209)$$

$$\frac{b}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33 \text{ m} \quad (210)$$

$$e = \frac{b}{2} - e' = 1,00 - 0,95 = 0,05 \text{ m} > \frac{b}{6} \therefore \text{OK!} \quad (211)$$

$$\sigma_1 = \frac{F_N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{16,19}{2,00} * \left(1 + 6 * \frac{16,19}{2,00}\right) = 9,27 \text{ tf/m}^2 \quad (212)$$

$$\sigma_2 = \frac{F_N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{16,19}{2,00} * \left(1 - 6 * \frac{16,19}{2,00}\right) = 6,92 \text{ tf/m}^2 \quad (213)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_1 = 9,27 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < \frac{\sigma_{adm}}{2,5} = 32,00 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \therefore \text{OK!} \quad (214)$$

Assim, a partir das Equações 172, 173 e 175, com os resultados das Equações 216 e 217, verifica-se a resistência das estacas:

$$\sigma_{80cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot 0,80 + \sigma_1 = \frac{6,92 - 9,27}{2,00} \cdot 0,80 + 9,27 = 8,33 \text{ tf} \quad (215)$$

$$W_{estaca} = \frac{(\sigma_{80cm} + \sigma_1)}{2} * 0,80 = \frac{8,33 + 9,27}{2} * 0,80 = 7,04 \text{ tf} \quad (216)$$

$$R_T = 72 \text{ tf} \quad (217)$$

$$W_{estaca} < R_T \therefore \text{OK!} \quad (218)$$

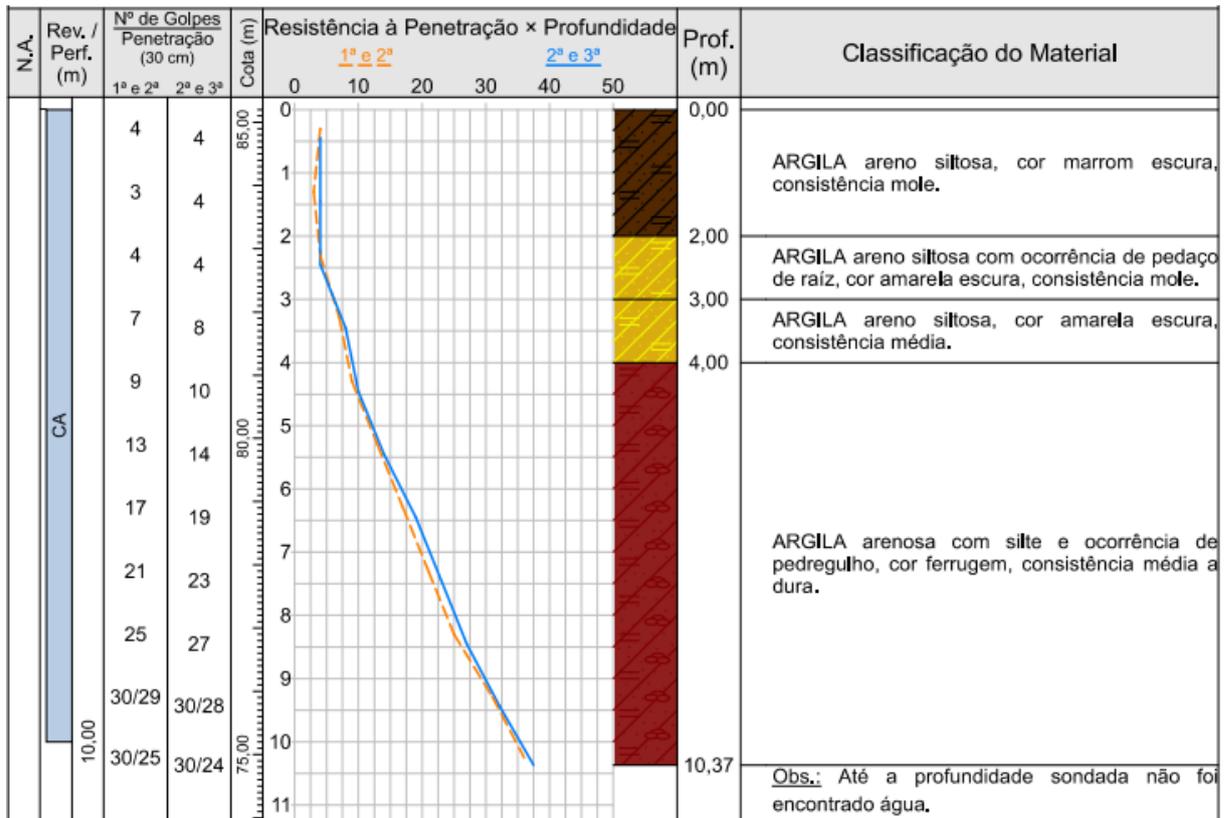
#### 6.3.2.4 Ruptura global

Para esta análise, utilizou-se software GEO5 2022 – Muro de gravidade<sup>®</sup>, que permite a análise a partir do método de Bishop simplificado, conforme descrito no item. 4.3.2.4.

Esse software recebe como dados de entrada os parâmetros de geometria, material e fundação do muro. E os parâmetros geotécnicos médios das camadas estratigráficas do solo.

Para estabelecer um padrão, baseado em um furo de sondagem, utilizar-se-á o furo SP-4, que possui 4 camadas estratigráficas. A Figura 51 mostra parte do furo de sondagem, explicitando as camadas e seus respectivos  $N_{SPT}$ .

**FIGURA 51 - Furo de sondagem SP-4**



Fonte: AGM Geotécnica (2018)

A Tabela 22 traz o  $N_{SPT}$  médio para cada uma das camadas e também os parâmetros geotécnicos, definidos segundo as Tabelas 1 e 2:

**TABELA 22 -  $N_{SPT}$  MÉDIO DAS CAMADAS DO FURO SP-4**

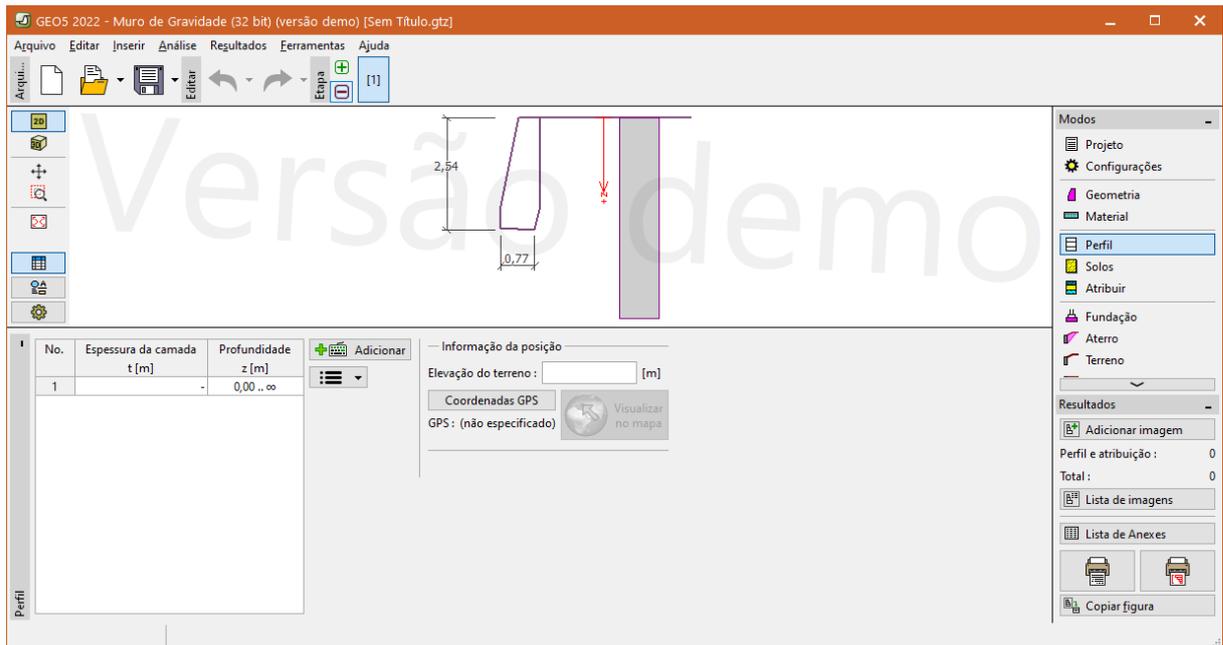
Camada	$N_{SPT}$ médio	Espessura da camada (m)	Peso específico $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Coesão (c') (tf/m <sup>2</sup> )
Argila areno siltosa, cor marrom escura, consistência mole	4	2	1,50	26	1,88
Argila areno siltosa, cor amarelo escura, consistência mole	4	1	1,50	26	1,88
Argila areno siltosa, cor amarelo escura, consistência média	8	1	1,60	32	3,75
Argila arenosa com silte, cor ferrugem, consistência média a dura	23	6,37	1,70	36	13

Fonte: Autor (2022)

A seguir, demonstra-se o passo a passo da verificação do muro M1.

A tela inicial do módulo de muros de gravidade do software tem a seguinte visualização:

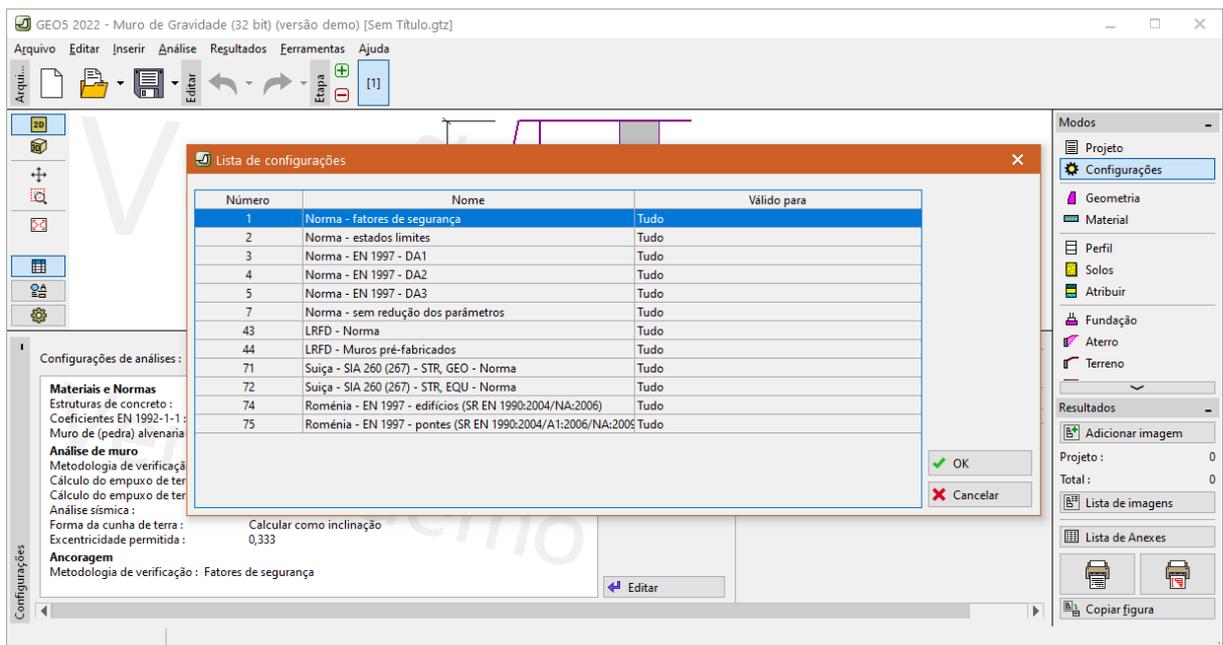
FIGURA 52 - Passo 1 – Tela inicial - GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

O primeiro passo, para iniciar a análise é clicar no botão configurações, na barra direita, e na janela que será aberta, clicar em “Norma – Fatores de Segurança” e confirmar no botão “ok”, isto definirá a verificação a partir do atendimento aos coeficientes de segurança, como guiado por Moliterno.

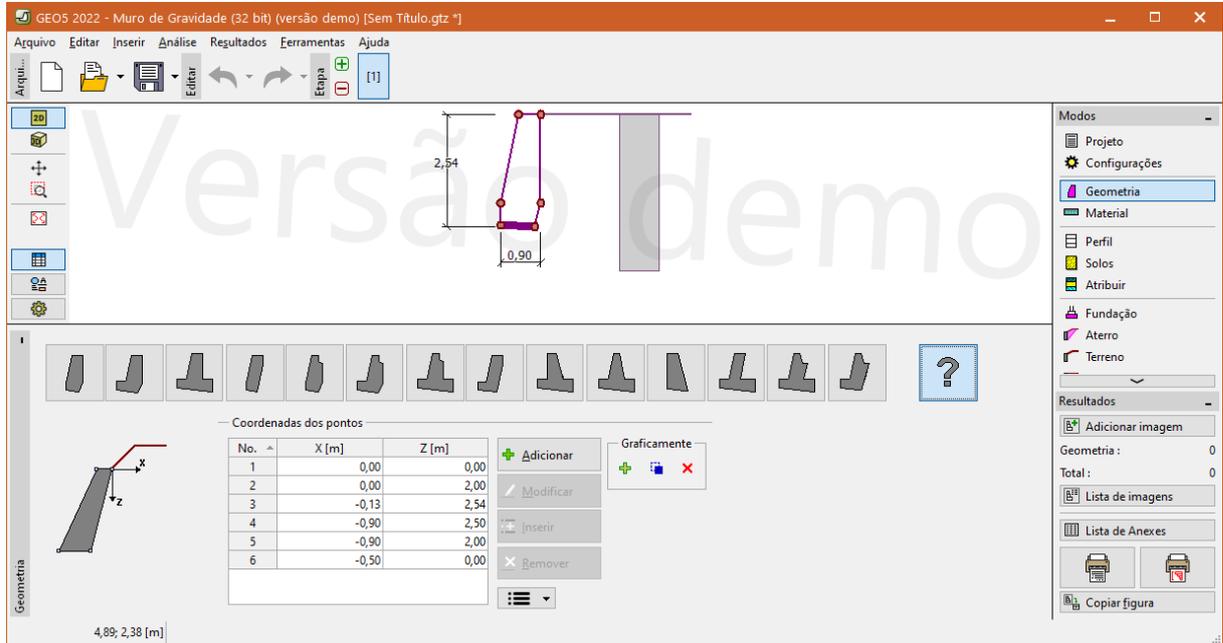
FIGURA 53 -Passo 2 – Definição do método de análise da segurança - GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Após isso, volta-se barra direita e seleciona-se o botão “geometria”, que terá várias opções de perfis de muro pré-definidos, no entanto, nenhum escalonado (Figura 54).

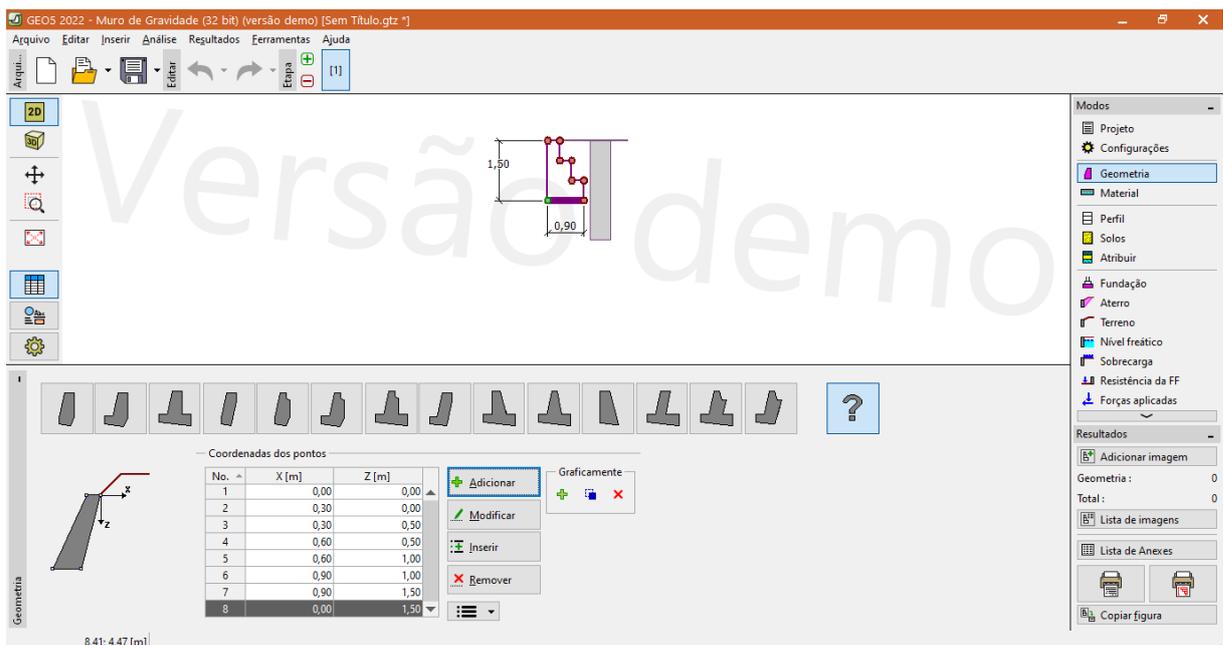
**FIGURA 54** -Passo 3 – Tela inicial da geometria do muro – GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Para dimensionar o perfil escalonado, clica-se no botão “?” e define-se a geometria dos muros em análise a partir da tabela de coordenadas. As coordenadas iniciam no ponto superior esquerdo do muro e as demais vão sendo adicionadas no sentido horário (Figura 55).

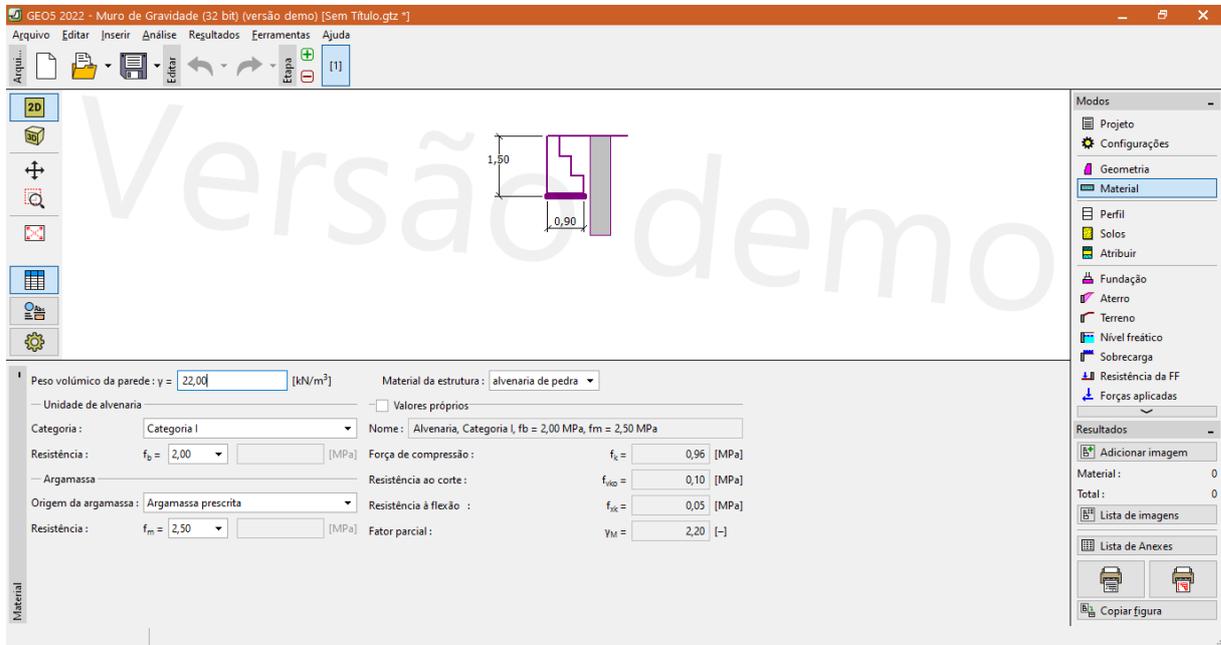
**FIGURA 55** -Passo 4 – Definição da geometria do muro a partir de coordenadas– GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Logo após, define-se o material do muro, clicando no botão “Material”, na barra direita. Digita-se o valor de 22 kN/m<sup>3</sup> para o “Peso Volúmico da Parede”, e o material da estrutura para alvenaria de pedra.

**FIGURA 56** -Passo 5 – Definição do material do muro de arrimo– GEO5 – Muros de Gravidade



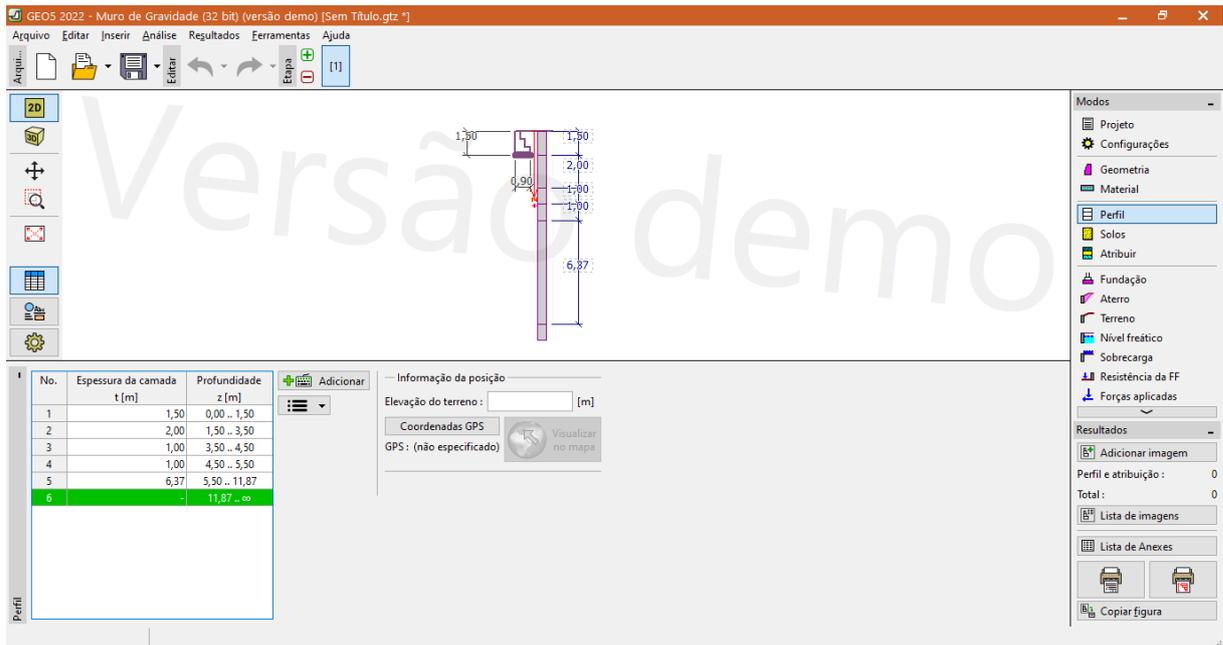
Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Novamente na barra direita, seleciona-se o botão “Perfil”, para definir a profundidade das camadas, no entanto, o software define as profundidades a partir do topo do muro, e como o solo contido será aterro, as camadas definidas na Tabela 22 iniciam a partir da base do muro.

Acima da base do muro repete-se a camada de superfície e suas devidas características, dado que se espera que o solo utilizado no aterro seja resultado dos volumes de regiões de corte do terreno (Figura 57).

Para iniciar a modelagem das camadas, clica-se no botão “Adicionar” e adiciona-se as espessuras das camadas do topo a base, sendo a primeira, de valor da altura do muro, a qual será conferida as características do aterro. As espessuras das camadas foram dadas pela Tabela 22.

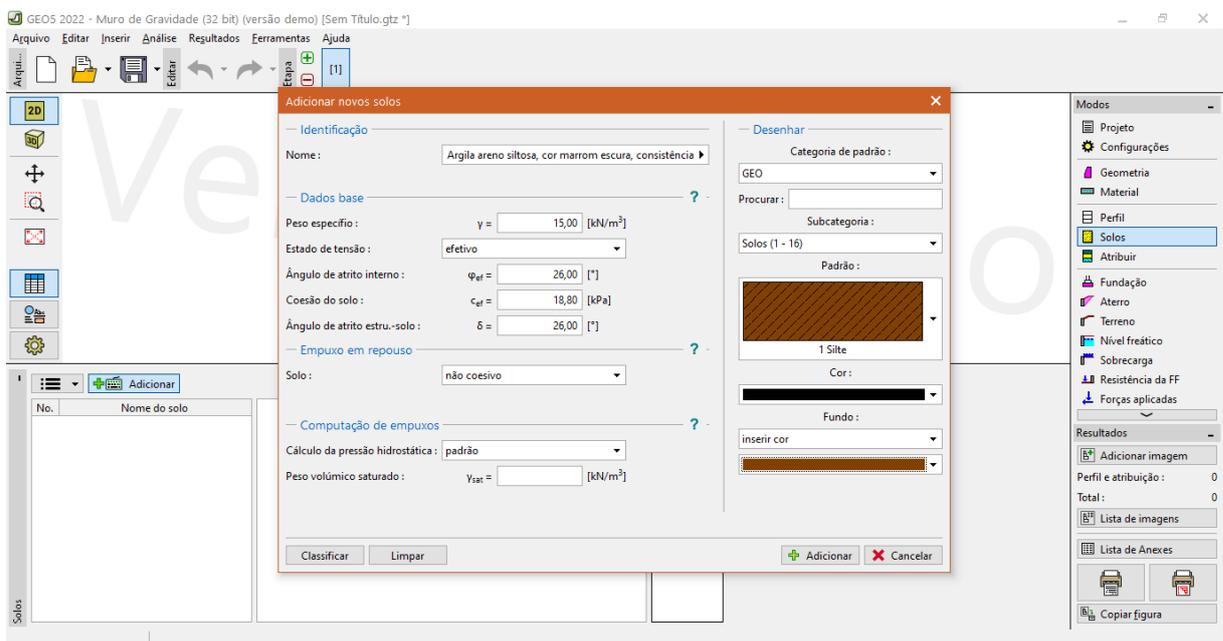
**FIGURA 57** -Passo 6 – Definição das espessuras das camadas estratigráficas– GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

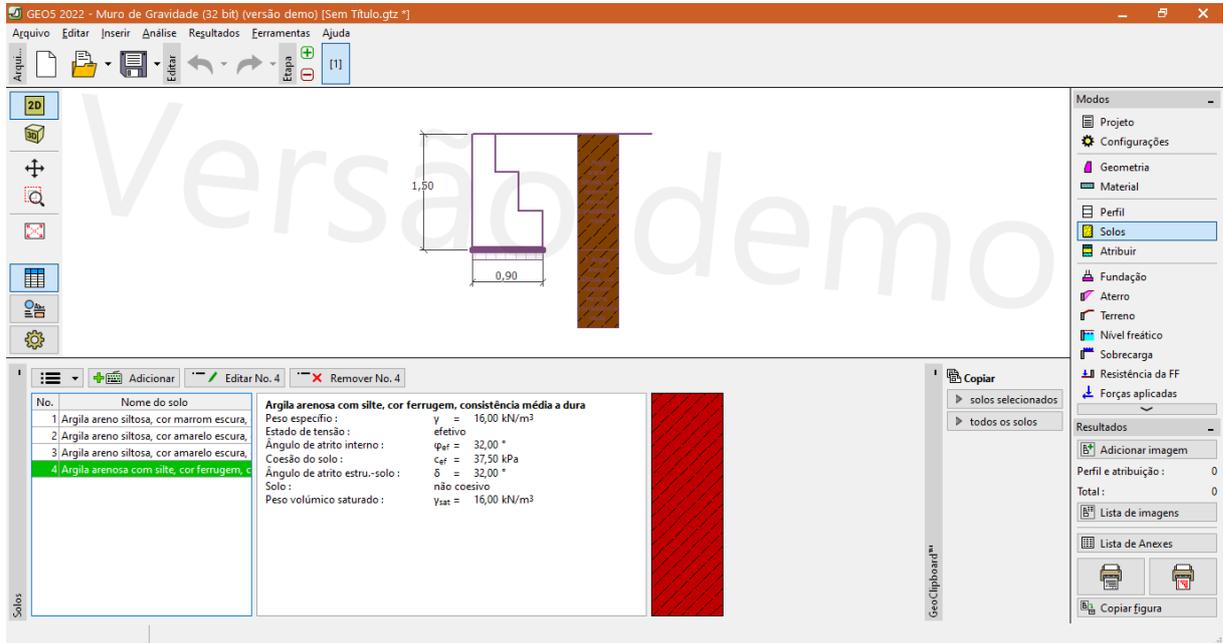
Em seguida, no botão “Solos”, na barra direita, faz-se a definição parâmetros geotécnicos de cada camada, para isso, após clicar no botão “Solos”, clica-se no botão “Adicionar”, e insere-se o nome da camada, seu peso específico, ângulo de atrito interno, coesão e ângulo de atrito solo-estrutura, além disso, adota-se uma hachura para cada uma das camadas. Os parâmetros de entrada foram apresentados na Tabela 18. O coeficiente de atrito solo-estrutura,  $\delta$ , como apresentado no item 4.2.1, para muros rugosos, é igual ao ângulo de atrito interno do solo,  $\varphi$ .

**FIGURA 58** -Passo 7 – Definição dos características dos solos de cada camada– GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

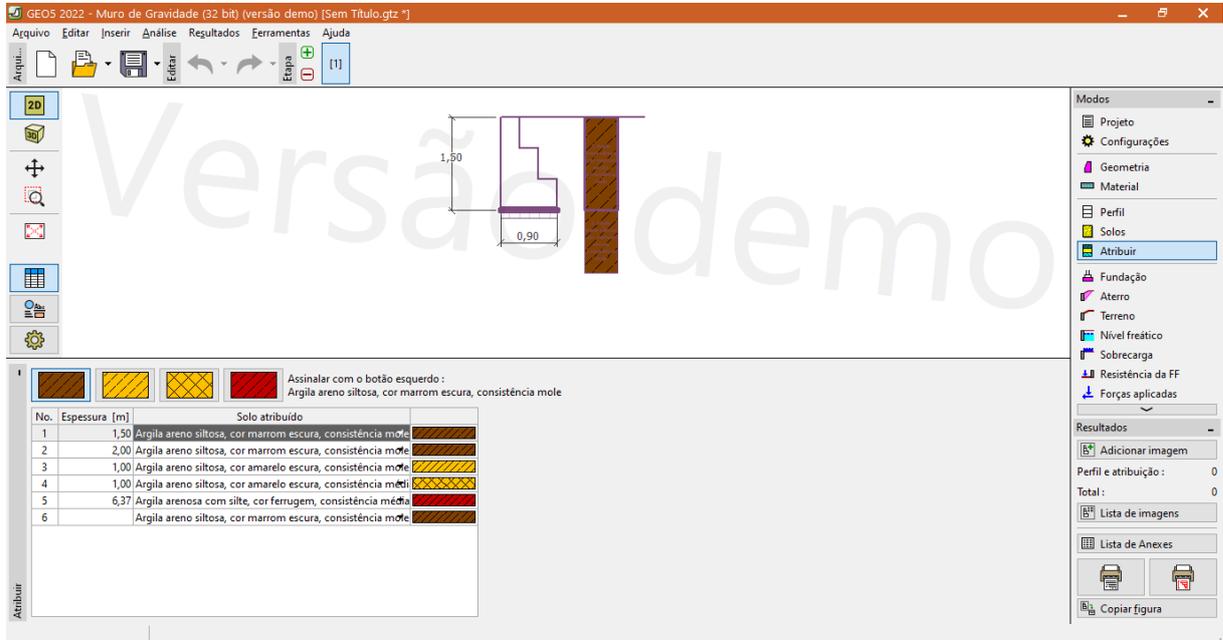
**FIGURA 59** -Passo 7 - Camadas de solo definidas – GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Por conseguinte, basta definir associar a cada camada, um dos solos configurados.

**FIGURA 60** -Passo 8 – Atribuição dos tipos de solo as camadas estatigráficas – GEO5 – Muros de Gravidade

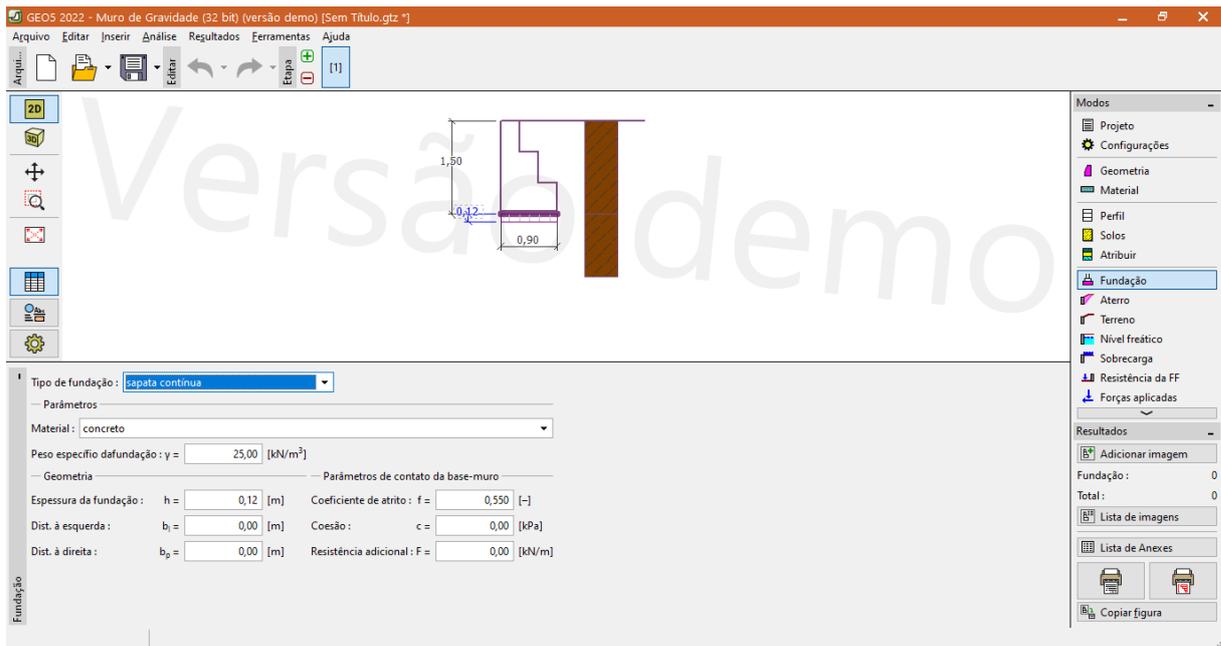


Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Após isso, novamente, seguindo a sequência da barra direita, a partir do botão “Fundação”, faz-se as seguintes definições para modelar a laje de fundo do muro:

- Tipo de fundação - Sapata
- Material - Concreto
- Peso específico da fundação – 25 kN/m<sup>3</sup> (NBR 6120)
- Espessura da fundação – 0,12 m
- Coeficiente de atrito – 0,55

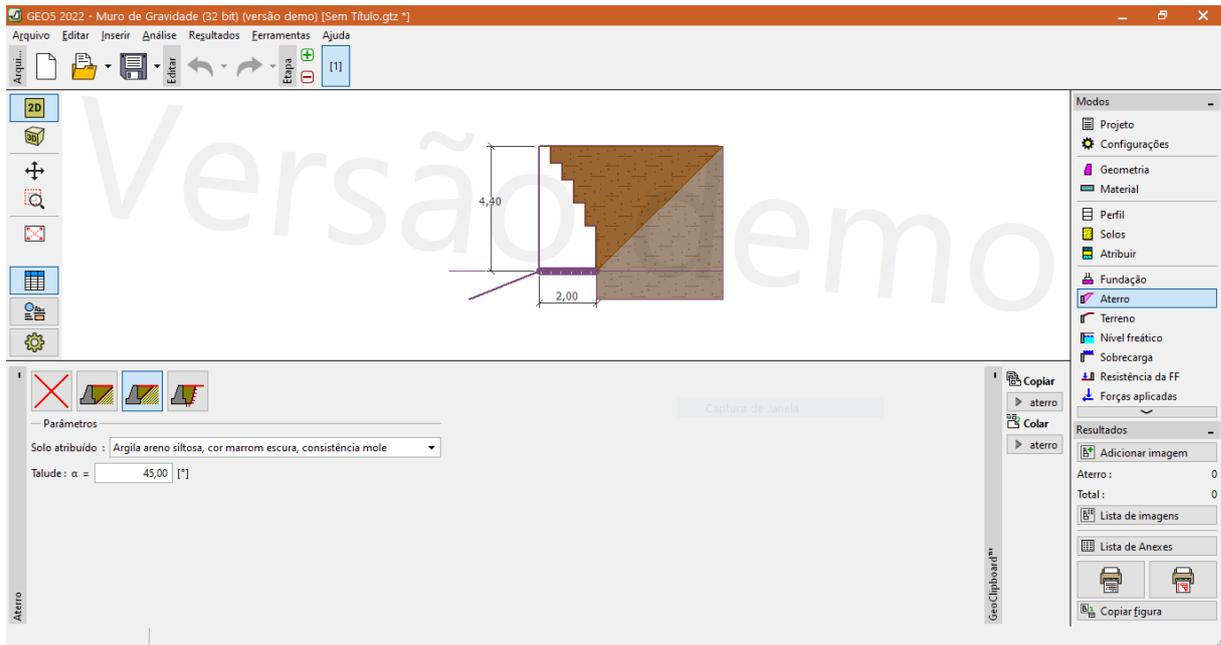
**FIGURA 61** -Passo 9 – Definição da fundação – GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Voltando a barra direita, aplica-se o “Aterro”, escolhendo a opção de aterro simples, a segunda opção, com ângulo de 45°, o solo previsto para o aterro, será o mesmo solo da superfície do terreno. O software já o projeta a partir da base do muro como é prevista a execução.

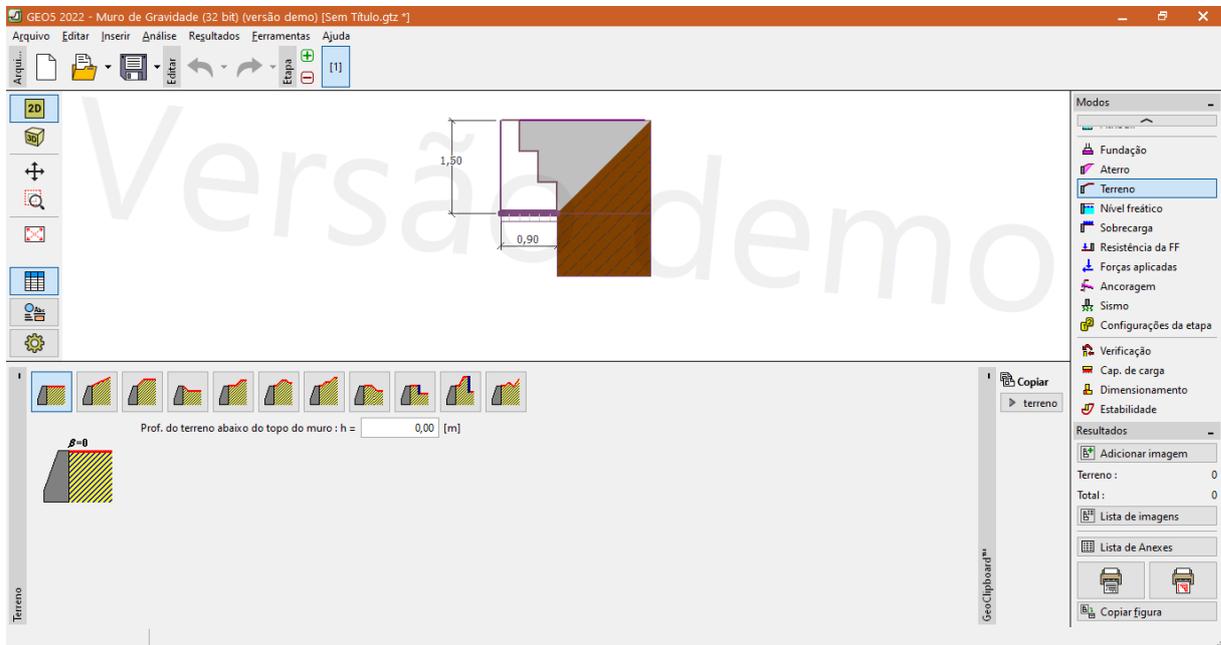
**FIGURA 62** -Passo 10 – Definição do aterro – GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: GEO5 – Muros de Gravidade (2022)

Ainda na barra direita, define-se o terreno adjacente, com uma inclinação de 0°.

**FIGURA 63** -Passo 11 – Definição da inclinação do terreno – GEO5 – Muros de Gravidade



Por fim, define-se a inclinação do terreno após o muro, isso é feito no botão “Resistência da FF”, na barra direita, nele é possível atribuir um ângulo de inclinação do terreno adjacente, este ângulo é obtido através da topografia e a Tabela 23 apresenta os ângulos médios para o terreno além do muro de arrimo.

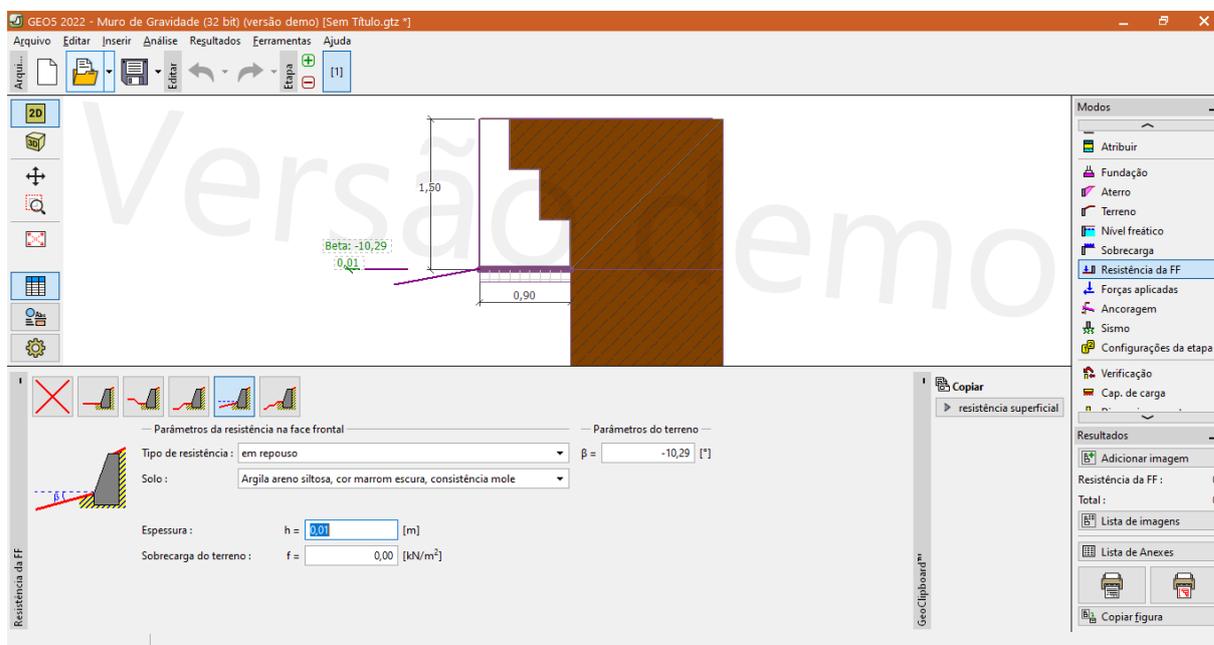
TABELA 23 - ÂNGULO DO TERRENO APÓS A CONTENÇÃO

MURO	Ângulo do terreno após a contenção (°)
M1	10,29
M2	9,83
M3	12,21
M4	12,72
M5	16,25
M6	22,37
M7	22,37
M8	26,11
M9	22,21
M10	21,57
M11	21,64
M12	21,34

Fonte: Autor (2022)

Além disso, o software não permite, para definição da inclinação do terreno, uma altura de embutimento de muro,  $\beta$ , nula, por isso, apenas para permitir que o terreno seja inclinado, adota-se uma altura de embutimento de 1cm.

FIGURA 64 -Passo 12 – Definição da inclinação do terreno após a contenção – GEO5 – Muros de Gravidade

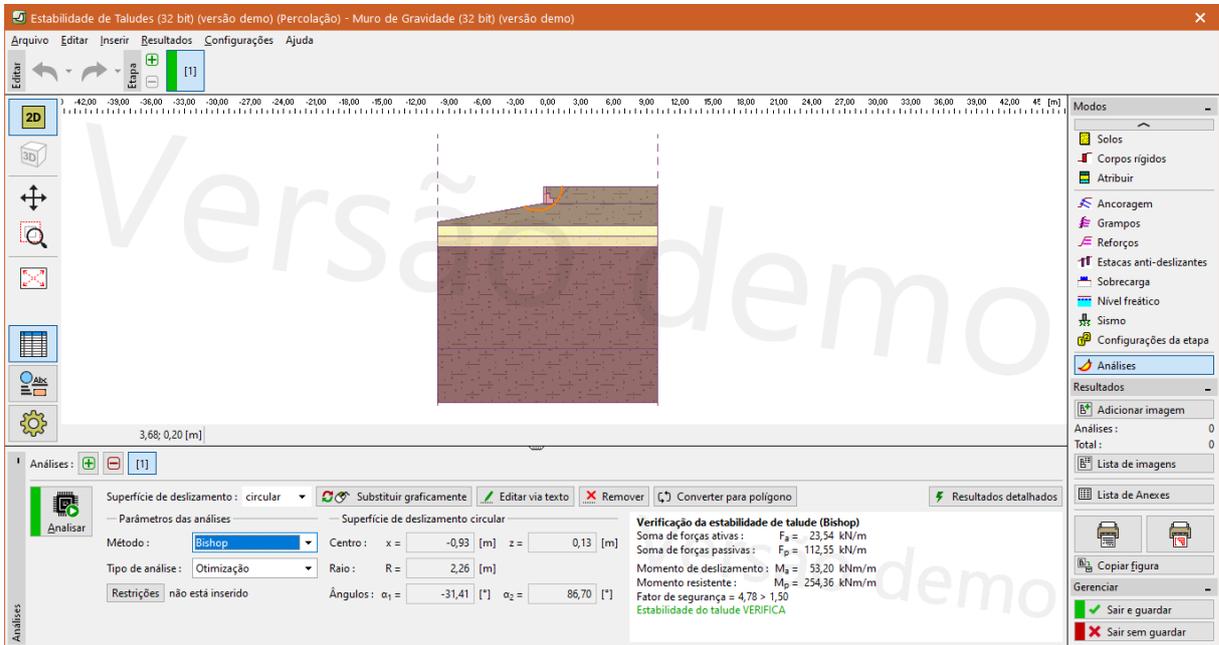


Fonte: Autor (2022)

Por fim, ao rolar a barra direita, seleciona-se o botão “Estabilidade” e após isto, ainda na barra direita, o botão “Análises”. Ao fazer isto, a tela permite que se escolha o método de análise,

definido como “Bishop” e clica-se no botão “Analisar”, assim, o software realiza as iterações e retorna o coeficiente de segurança da curva de ruptura.

**FIGURA 65** -Passo 13 – Análise da ruptura global – GEO5 – Muros de Gravidade



Fonte: Autor (2022)

Utilizando essa rotina em todos os trechos do muro, obteve-se os coeficientes de segurança apresentados na Tabela 24.

**TABELA 24** -VERIFICAÇÃO DA RUPTURA GLOBAL

MURO	FS
M1	4,78
M2	3,47
M3	2,87
M4	2,35
M5	2,09
M6	1,74
M7	1,59
M8	1,63
M9	1,54
M10	1,72
M11	1,86
M12	2,04

Fonte: Autor (2022)

A análise feita não é fiel ao estado real, já que não considera a contribuição das estacas. É uma análise conservadora, levando em consideração a configuração atual do terreno e o muro sem as estacas em sua fundação.

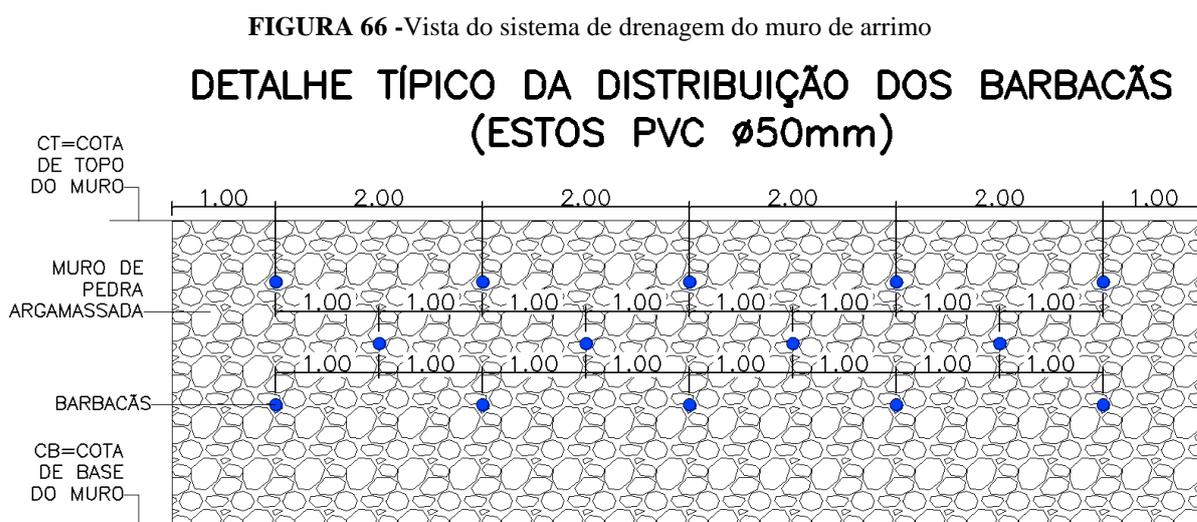
O software permite a análise com estacas, para tal, basta adotar estacas como fundação e definir seus parâmetros geométricos e estruturais, assim, é importante a posse da resistência horizontal da estaca e a distribuição desta resistência, como este processo não foi estudado, fez-se a análise apenas do muro sob a laje.

Ainda assim, considerando o fator de segurança de 1,50, todos os muros estão estáveis, e de fato, as estacas são uma proteção extra, para as possíveis modificações da topografia da gruta próxima a contenção. Assim, atesta-se que o muro está estável quanto a ruptura global.

## 6.4 DRENAGEM

Conforme dito por Gerscovich (2008), sistemas de drenagem são fundamentais para o funcionamento satisfatório da estrutura de contenção, e é importante que estes sistemas atuem tanto na superfície do terreno, de modo a reduzir a erosão, tanto com a captação e condução da precipitação da superfície do terreno a face do muro de arrimo.

O muro de arrimo deste trabalho utiliza um sistema de drenagem composto por drenos horizontais (barbacãs) de tubo PVC com 50mm de diâmetro, distribuídos ao longo do muro. Os barbacãs são alocados na base de cada degrau do muro, espaçados a dois metros nos degraus de cada perfil, ademais, as camadas de dreno são intercaladas, conforme a figura:



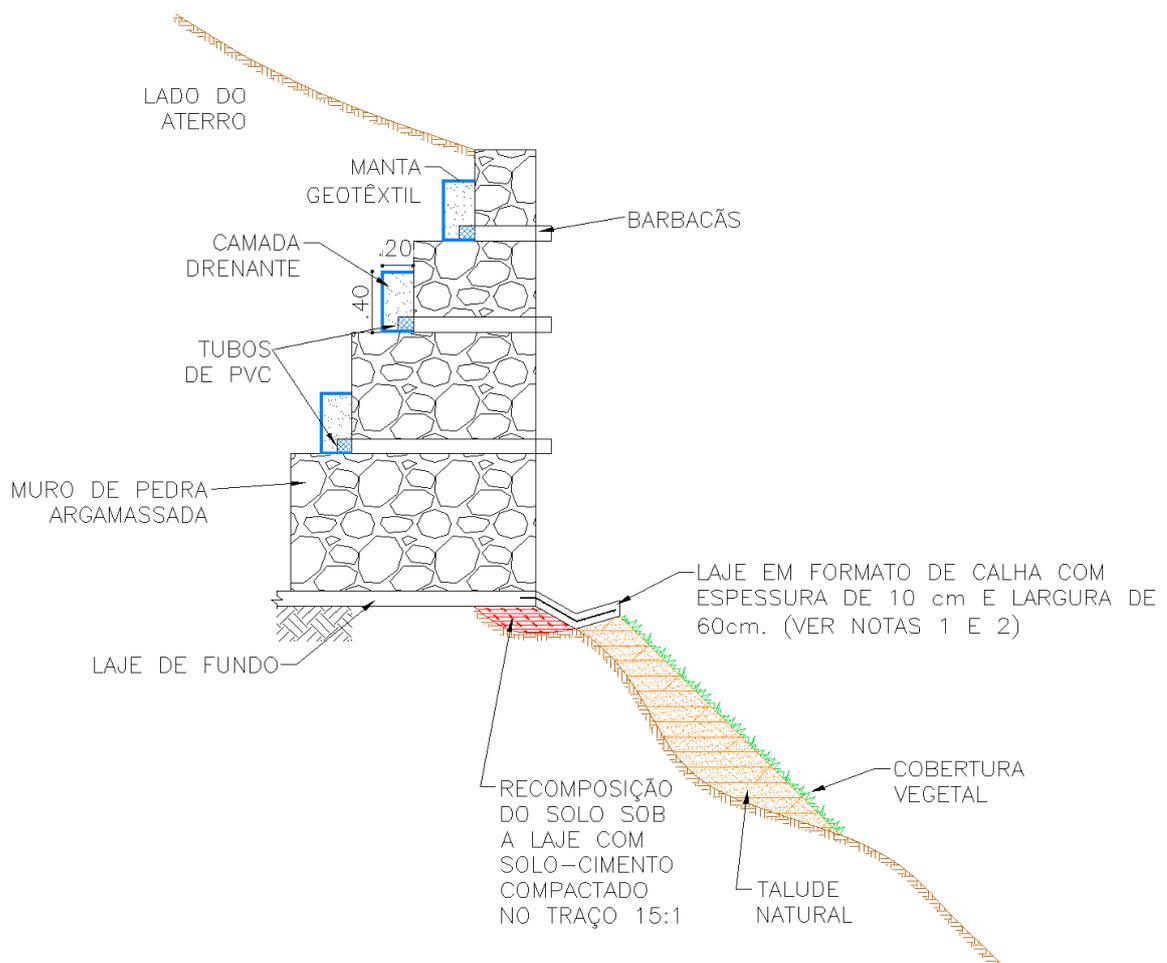
Fonte: AGM Geotécnica LTDA. (2021)

Para uma drenagem eficiente, que evite o aumento de empuxo pelo acúmulo de água, aplicou-se uma camada drenante de solo granular nas dimensões 40 x 20cm. O fluxo de água transporta consigo partículas de solo que podem comprometer os drenos com o entupimento dos tubos ou preenchimento dos vazios dos solos granulares, para evitar esse acontecimento, aplica-se manta geotêxtil na extremidade interna do tubo e em torno da camada drenante. Esses detalhes estão apresentados na Figura 67.

Por fim, após o início da execução do muro, notou-se a ausência de um dispositivo que evitasse a erosão do solo pelo fluxo d'água expelido pelos barbacãs, para isso, projetou-se uma calha, de modo a proteger a integridade do solo na base da contenção.

Como este detalhe foi projetado posteriormente ao início da execução da contenção, para executar a calha, foi necessária uma pequena escavação, para garantir a segurança da fundação, o volume escavado foi aterrado com uma mistura de solo-cimento.

**FIGURA 67** - Detalhe do sistema de drenagem do muro de arrimo



Fonte: AGM Geotécnica LTDA. (2021)

## CONCLUSÃO

O projeto apresentado é uma solução atípica em grandes cidades e seu desenvolvimento envolve, além de conhecimento técnico, a carreira consolidada em projetos bem sucedidos de projetistas do estado de Alagoas. Com isso, a publicação do estudo desta estrutura, visa contribuir na orientação de engenheiros, divulgando soluções que trazem as construções civis, segurança e economia.

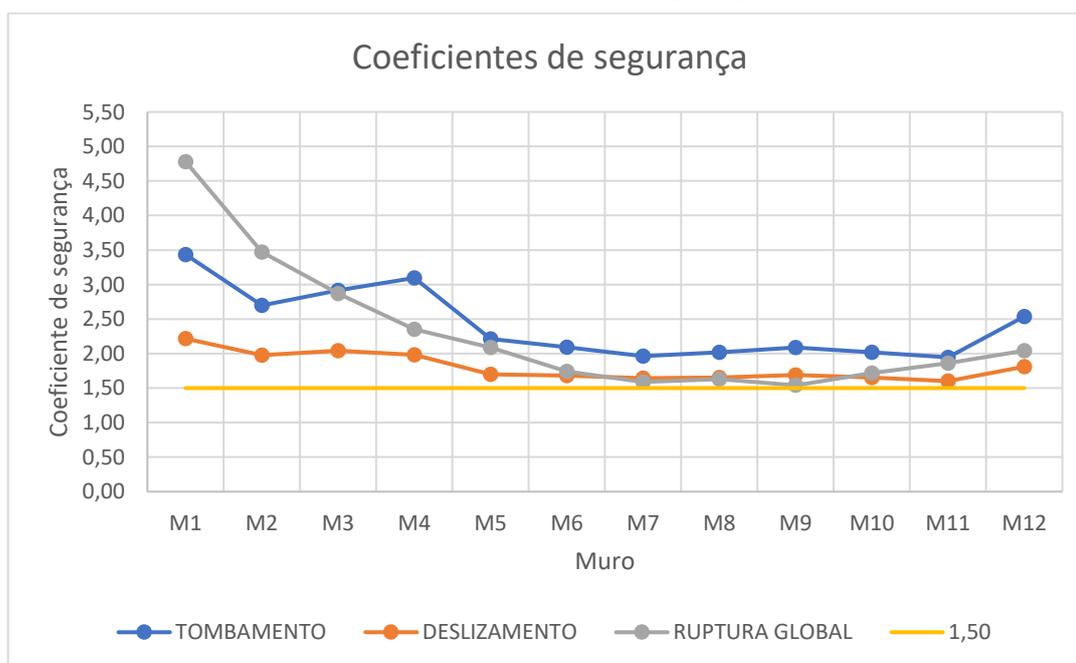
Além disto, é visto que a concepção da geometria de um perfil de muro de contenção, é um processo iterativo e os parâmetros apresentados podem ser utilizados como ponto de partida na elaboração de outros projetos com características semelhantes.

Outrossim, devido a variedade de perfis analisados, foram elaboradas planilhas eletrônicas parametrizadas, contribuindo com uma ferramenta para agilizar o dimensionamento de muros.

A partir da análise realizada viu-se que o muro foi corretamente dimensionado e atendeu todos os coeficientes de segurança, mesmo quando a cortina de contenção de estacas em sua base não é considerada.

A partir dos coeficientes de segurança das análises de tombamento, deslizamento e ruptura global, fez-se um gráfico ilustrando-os para todos os trechos do muro analisado (Figura 68).

**FIGURA 68** - Coeficientes de segurança



Fonte: Autor (2022)

O projeto analisado oferece outros vieses de pesquisa, tais como a análise do comportamento das estacas como fundação e contenção através de elementos finitos, o dimensionamento do coroamento das estacas ou ainda a análise da contenção para variações da topografia do vale, considerando a erosão que pode ocorrer ao longo do tempo.

A realização deste trabalho proporcionou a experiência de conhecer e desenvolver todas as etapas da concepção de uma contenção por gravidade, as faixas de segurança no dimensionamento, a estimativa dos parâmetros geotécnicos e as verificações da segurança, assim, atestando um procedimento seguro para o cálculo estrutural.

## 7 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

AGM Geotécnica LTDA. Projeto de Contenção – Locação e Forma do Muro de Arrimo. Maceió-AL, 2020.

AGM Geotécnica LTDA . **Relatório de Sondagem Geotécnica 3671 03/2022**. Maceió, 2022.

ANDRADE, Marina O. **Análise Comparativa De Custos Entre Estruturas De Contenção**. UFS, São Cristóvão-SE, 2018.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

BARROS, P. L. A. **Obras De Contenção: Manual Técnico**. Maccaferri do Brasil Ltda. São Paulo, 2006.

CALLE, José Antônio Cancino. **Análise de Ruptura de Talude em Solo Não Saturado**. 177 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. São Carlos: EESC – USP, 2000.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Volume 2. 6ª edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 1987. 498 p.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. **Aumento no custo com materiais de construção contínua - CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção**. Disponível em: <https://cbic.org.br/aumento-no-custo-com-materiais-de-construcaocontinua/#:~:text=No%20acumulado%20de%20janeiro%20a,da%20s%C3%A9rie%20desagregada%20pela%20FGV>. Acesso em: 07/05/2022.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Código de Práticas Caixa**. 17 Pág. 2017.

DAS. Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução: All Tasks, 6ª edição. São Paulo: Editora Thomson Learning, 2011.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A, R. **Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT**. Proc. of VI COBRAMSEF, pp 45-53, Rio de Janeiro, 1978.

- DÉCOURT, L. **A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez**. SEFE III, São Paulo, 1996.
- DOMINGUES, P. C. **Indicações Para Projeto De Muros De Arrimo Em Concreto Armado**. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) São Carlos: EESC – USP, 1997.
- FONSECA, S. A. **Levantamento florístico do Parque Municipal de Maceió**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Biologia). Universidade Federal de Alagoas. Instituto de Ciências Biológicas e da Saúde. Maceió, 2007.
- GEOSTUDIO. **Stability Modeling with GeoStudio**. 254f. Calgary, AB, Canada. 2004
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008.
- GERSCOVICH, DMS; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- JÁKY, J., "The coefficient of earth pressures at-rest", Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp 355-358, 1944.
- JÚNIOR, João B. **Estudo comparativo entre muros de arrimo de gabião e concreto armado: dimensionamento e custo-benefício para solos arenosos**. UNIPÊ, João Pessoa-PB, 2019
- MARINHO, F. **Muros de Arrimo: conceitos e tipologias**. 2019. Disponível em: Acessado em: 03/10/2019
- MARQUES, Juliane Andréia Figueiredo. **Notas de Aula: Capacidade de Carga de Fundações Superficiais**. Maceió, 2021.
- MORAES, Bruna Demétrio. **Comparação de Custos de Unidades Habitacionais de Interesse Social Produzidas por Sistemas Construtivos Convencional e Paredes de Concreto**. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia-MG, 2018.
- MOLITERNO, Antônio. **Caderno de Muros de Arrimo**. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.
- JÚNIOR, João B. **Estudo comparativo entre muros de arrimo de gabião e concreto armado: dimensionamento e custo-benefício para solos arenosos**. UNIPÊ, João Pessoa-PB, 2019

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª edição. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2013.

QUARESMA, A. R.; DÊCORT, L.; et al. Investigação geotécnica. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 3, p.119-162.

RANZINI, Stelvio. M. T.; NEGRO JR, Arsênio. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 13, p.497-515.

SANDOVAL, Martin Alexander Purizaga; **Análise Determinística e Probabilística de Estabilidade de Taludes**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2012.

# ANEXOS

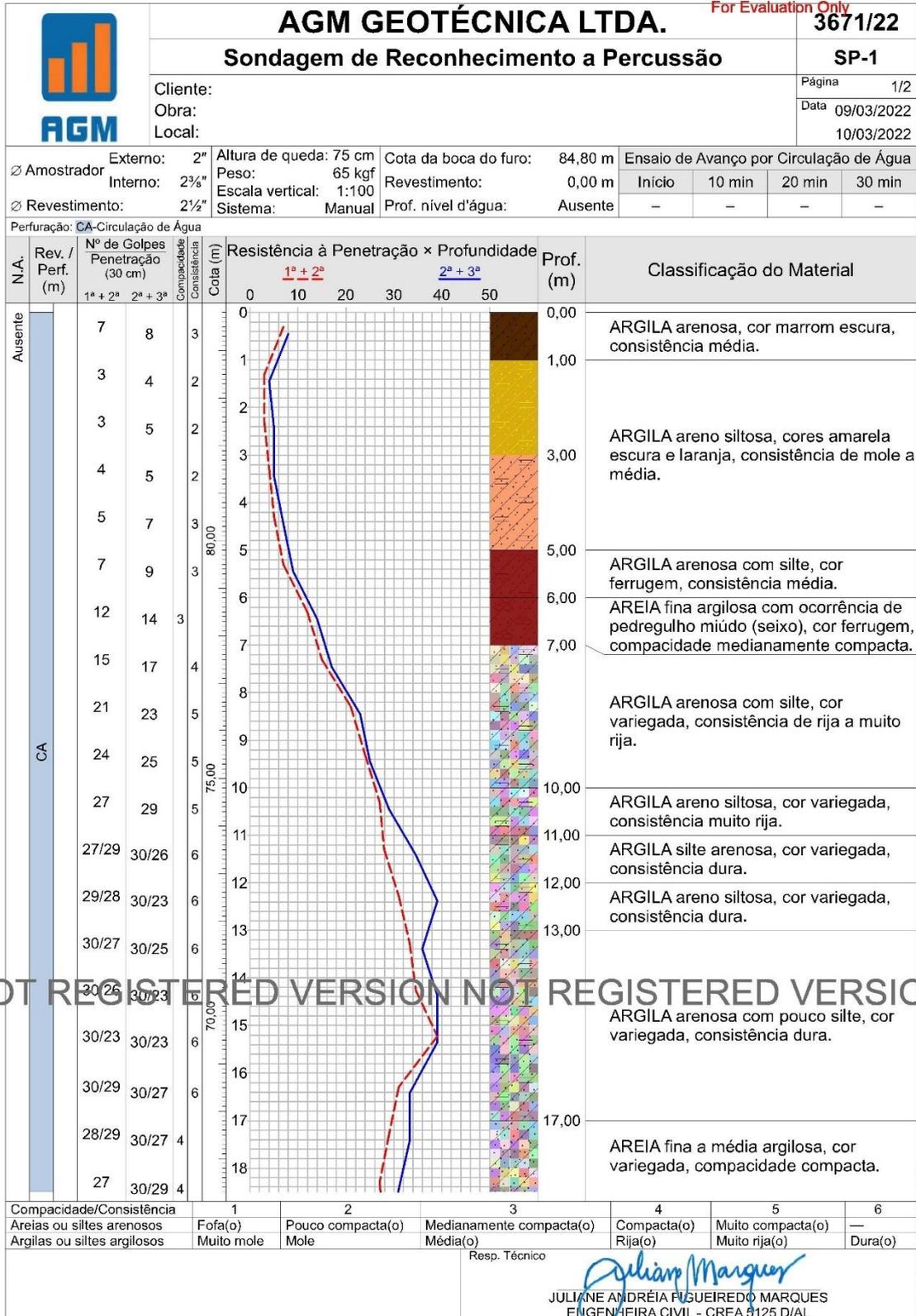
## ANEXO 1 -FURO DE SONDAGEM SPT – SP-3

ImagePrinter Pro Demo Version  
For Evaluation Only



## ANEXO 2 -FURO DE SONDAGEM SPT – SP-01

ImagePrinter Pro Demo Version  
For Evaluation Only



NOT REGISTERED VERSION NOT REGISTERED VERSION

CONFORME NBR 6484:2020



# AGM GEOTÉCNICA LTDA.

3671/22

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

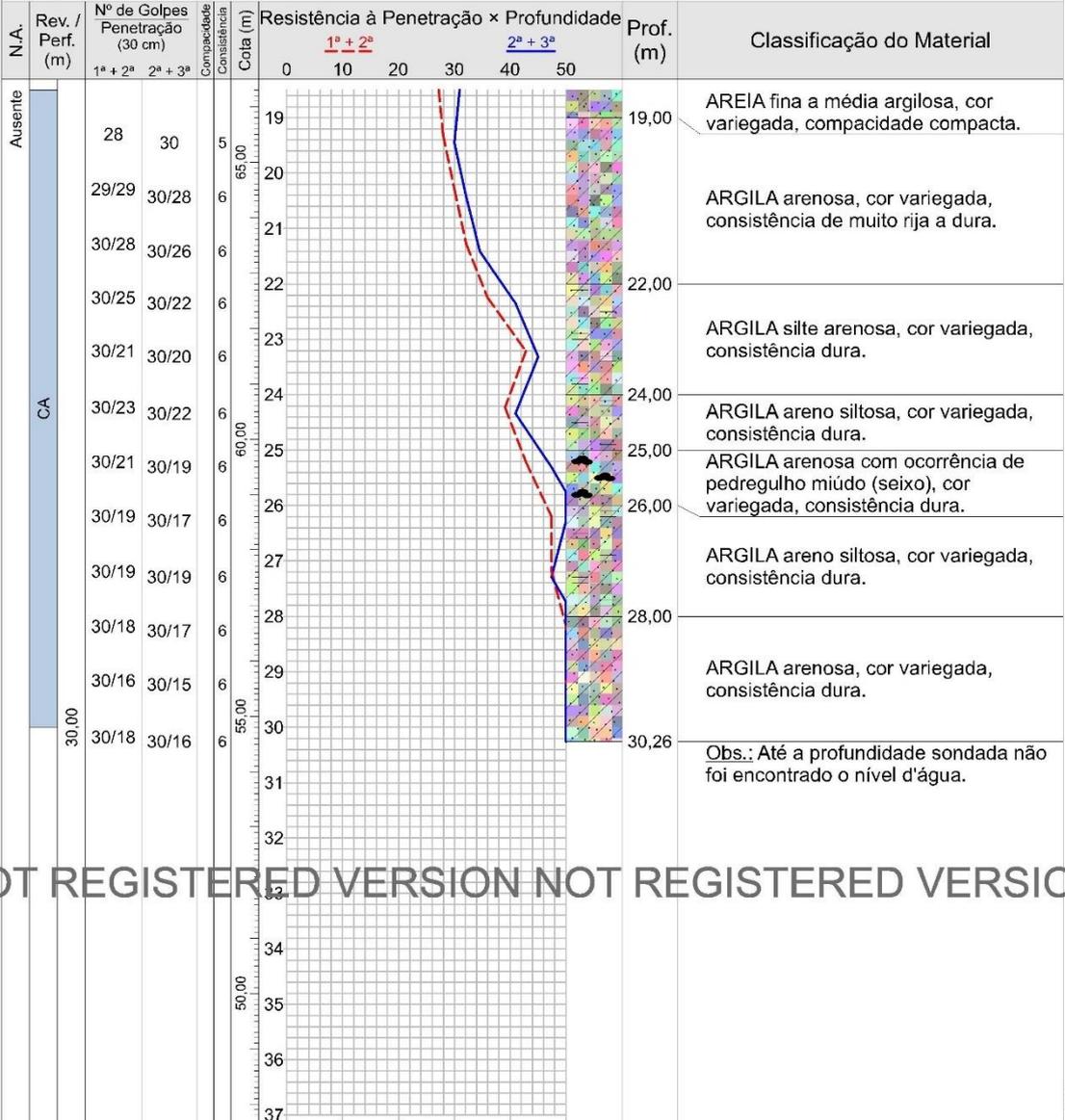
SP-1

Cliente:  
Obra:  
Local:

Página 2/2  
Data 09/03/2022  
10/03/2022

Ø Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 84,80 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Interno: 2 3/8"			Peso: 65 kgf	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min
Ø Revestimento: 2 1/2"		Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água: Ausente	-	-	-	-
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA-Circulação de Água



NOT REGISTERED VERSION NOT REGISTERED VERSION

Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Muito rija(o)	Dura(o)

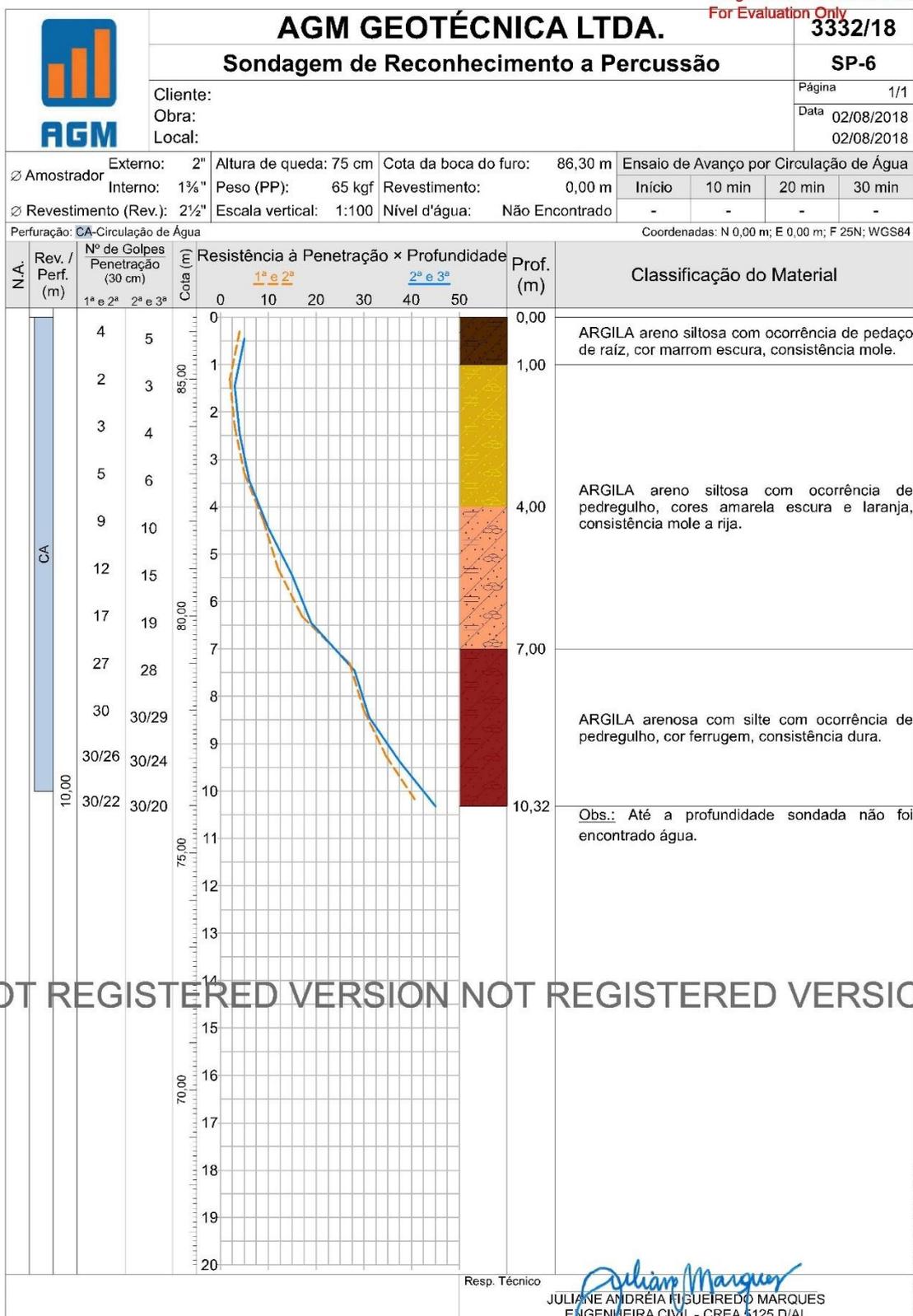
Resp. Técnico

*Juliane Marques*  
JULIANE ANDRÉIA FUSUIREDO MARQUES  
ENGENHEIRA CIVIL - CREA 9125 D/AL

CONFORME NBR 6484:2020

## ANEXO 3 -FURO DE SONDAGEM SPT – SP-6

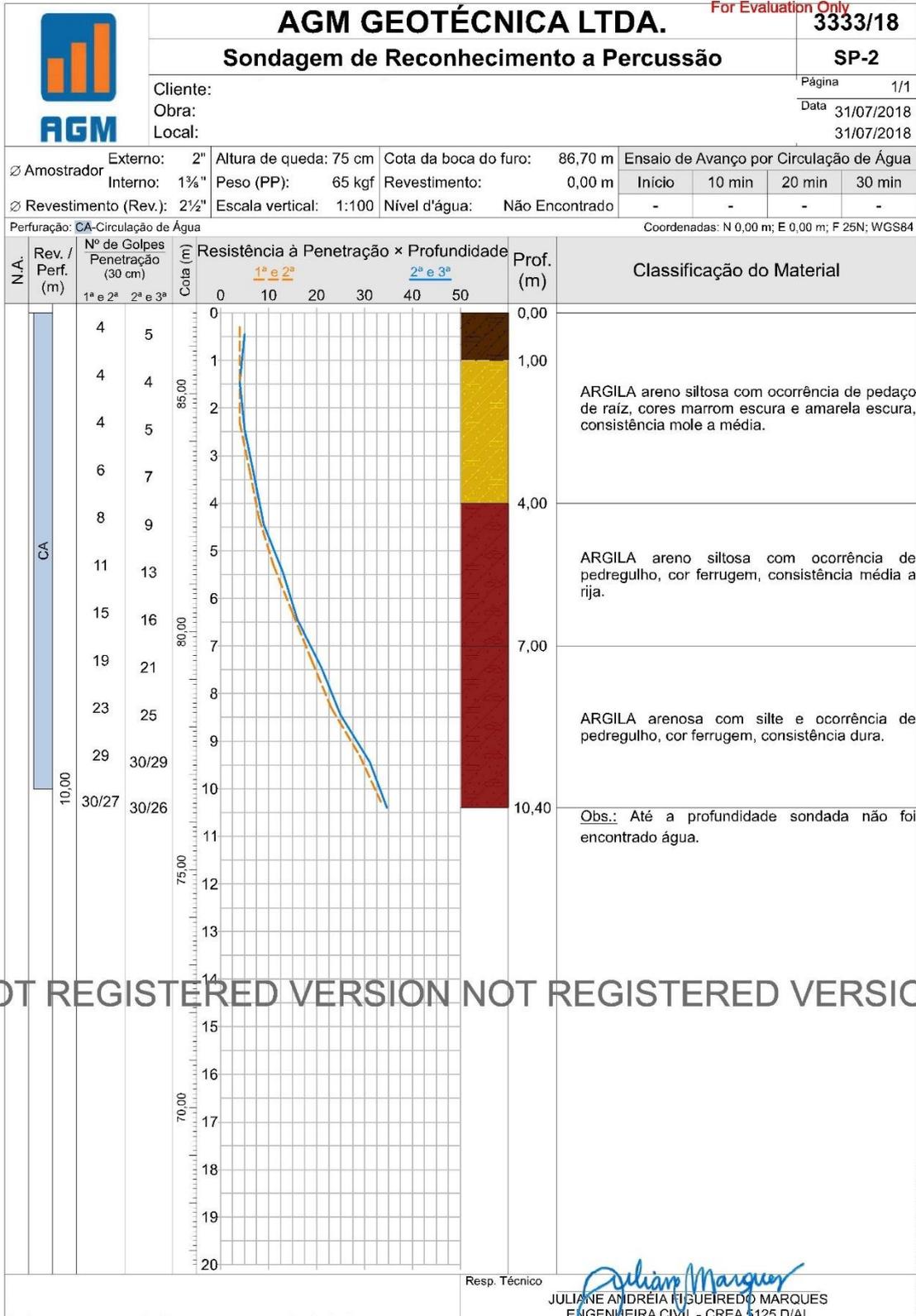
ImagePrinter Pro Demo Version  
For Evaluation Only



NOT REGISTERED VERSION NOT REGISTERED VERSION

## ANEXO 4 -FURO DE SONDAGEM SPT – SP-2

ImagePrinter Pro Demo Version  
For Evaluation Only



NOT REGISTERED VERSION NOT REGISTERED VERSION

## ANEXO 5 -FURO DE SONDAGEM SPT – SP-4

ImagePrinter Pro Demo Version  
For Evaluation Only

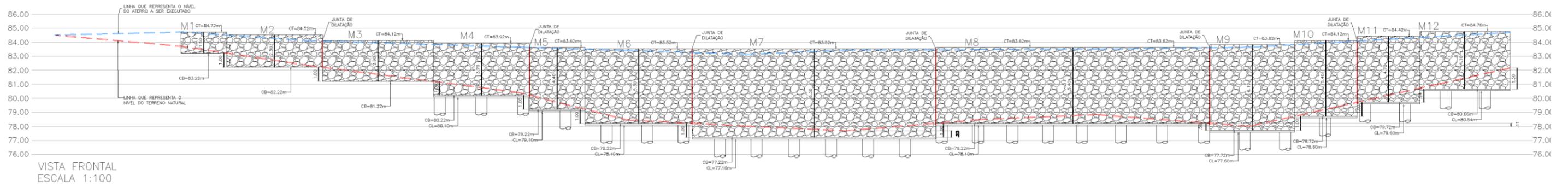
	AGM GEOTÉCNICA LTDA.				3333/18							
	Sondagem de Reconhecimento a Percussão				SP-4							
	Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 31/07/2018 31/07/2018							
Externo: 2" Interno: 1 1/2"		Altura de queda: 75 cm Peso (PP): 65 kgf		Cota da boca do furo: 85,20 m Revestimento: 0,00 m		Ensaio de Avanço por Circulação de Água						
Revestimento (Rev.): 2 1/2"		Escala vertical: 1:100		Nível d'água: Não Encontrado		Início		10 min				
						20 min		30 min				
						-		-				
Perfuração: CA-Circulação de Água						Coordenadas: N 0,00 m; E 0,00 m; F 25N; WGS84						
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	3ª e 4ª	0	10	20	30	40			50
	CA	4	4	4	85,00						0,00	ARGILA areno siltosa, cor marrom escura, consistência mole.
		3	4	4	2,00						ARGILA areno siltosa com ocorrência de pedaço de raiz, cor amarela escura, consistência mole.	
		4	4	4	3,00						ARGILA areno siltosa, cor amarela escura, consistência média.	
		7	8	8	4,00						ARGILA arenosa com silte e ocorrência de pedregulho, cor ferrugem, consistência média a dura.	
		9	10	10	5,00							
		13	14	14	6,00							
		17	19	19	7,00							
		21	23	23	8,00							
		25	27	27	9,00							
		30/29	30/28	30/28	10,00							
		30/25	30/24	30/24	10,37						Obs.: Até a profundidade sondada não foi encontrado água.	
					11,00							
					12,00							
					13,00							
					14,00							
					15,00							
					16,00							
					17,00							
					18,00							
					19,00							
					20,00							
						Resp. Técnico  JULIANE ANDREIA FIGUEIREDO MARQUES ENGENHEIRA CIVIL - CREA 5125 D/AL						

NOT REGISTERED VERSION NOT REGISTERED VERSION

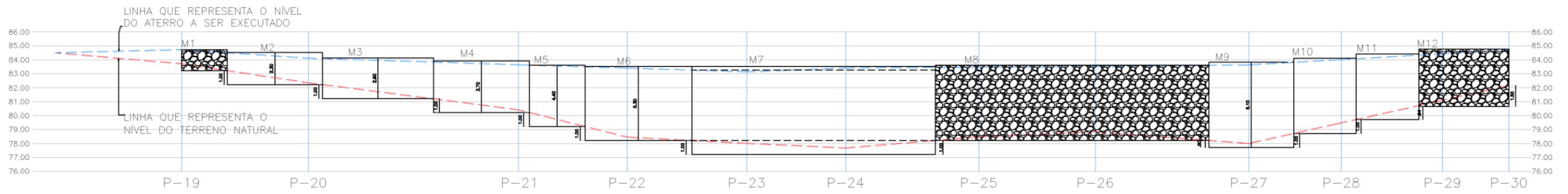
CONFORME NBR 6484:2001



# ANEXO 7 -VISTA DO MURO DE ARRIMO



# ANEXO 8 -MUIROS M1, M8 E M12



# ANEXO 9 - PROJETO DO MURO DE ARRIMO

