



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PROJETO DE CONTENÇÕES EM SOLOS REFORÇADOS COM BLOCOS
SEGMENTAIS: ESTUDO DE CASO

ELINE MORAIS

VARGINHA

2021

ELINE MORAIS

PROJETO DE CONTENÇÕES EM SOLOS REFORÇADOS COM BLOCOS
SEGMENTAIS: ESTUDO DE CASO

Trabalho de conclusão de curso apresentado
ao Centro Federal de Educação Tecnológica
de Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Data de aprovação: 05/04/2021

Banca examinadora:



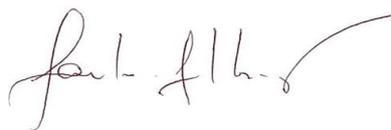
Mag Geisielly Alves Guimarães, Me.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) - Unidade
Varginha



Denise de Carvalho Urashima, Dra.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) - Unidade
Varginha



Carlos Alberto de Carvalho Castro, Dr.
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) - Unidade
Varginha



Eduardo Souza Cândido, Dr.
Universidade Federal de Lavras (UFLA)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelo dom da vida e por me mostrar os caminhos a trilhar.

Aos meus pais Benedito e Sonia, que sempre estiveram ao meu lado apoiando e incentivando ao longo de minha trajetória.

A minha orientadora professora Me. Mag Guimarães e coorientadora professora Dra. Denise Urashima, por me apresentarem ao tema deste trabalho e por suas valiosas contribuições durante seu desenvolvimento.

A paciência e dedicação de todos os professores do CEFET-MG, Unidade Varginha, sempre empenhados na qualidade de ensino e a todos os funcionários que fazem a Instituição um lugar melhor.

A empresa Geo Soluções, em especial ao engenheiro Mateus Sottani, pelo apoio técnico.

RESUMO

A demanda por estruturas de contenção vem aumentando nos últimos anos em distintas obras de engenharia civil. Este trabalho apresenta uma análise de estrutura de contenção do tipo reforçada com geossintéticos e faceamento com blocos segmentais, avaliando o comportamento da interface do solo de aterro com o reforço geossintéticos. Como exemplificação, foi dimensionado um pequeno muro experimental de solo reforçado com geogrelha e com faceamento em blocos segmentais, nas dependências do CEFET-MG, Unidade Varginha. Como metodologia optou-se pela teoria de Rankine para calcular o empuxo, considerando que o maciço estudado se encontra no estado limite para a avaliação dos fatores de segurança, conforme diretrizes de norma. Para obtenção dos dados pertinentes, realizou-se ensaios de caracterização do solo, levantamento topográfico e sondagem local. Em um primeiro momento, foi considerado o material de aterro em área no mesmo platô do muro e, neste cenário, seriam necessárias geogrelhas de 6,90 m de comprimento em cada camada para atender aos fatores de segurança mínimos. Diante disso, foi realizada nova análise com solo de empréstimo em platô inferior ao da locação do muro, obtendo-se comprimento de geogrelha igual a 3,80 m e atendendo todos os fatores de segurança. Neste caso, foi constatada diminuição de 55% do consumo de geogrelha e 130 m³ de escavação sem empolamento. A partir dos cálculos realizados, foi possível ponderar sobre tomadas de decisões para desenvolvimento de projetos geotécnicos, que além de atender a parâmetros técnicos e normativos, realizem análises econômicas e ambientais. Tais discussões apontam a relevância que estas estruturas de contenção vêm ganhando nas últimas décadas, principalmente com incorporação de geossintéticos como elementos de reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Contenções. Geossintéticos. Solos reforçados. Projeto.

ABSTRACT

For the past few years, the demand for containment structures has been increasing in distinct civil engineering constructions. This study presents an analysis of the geosynthetic reinforced segmental containment structure by evaluating the backfill soil and the soil reinforced with geosynthetic interface behavior. For example, a small experimental containment made with soil reinforced by geogrid with segmental blocks facing was designed on the premises of CEFET-MG, Varginha. Considering that the soil structure is in its limiting state, Rankine's theory was adopted as the methodology to calculate earth thrust and assess safety factors in accordance to standards guidelines. In order to obtain relevant data, soil characterization, topographic survey and Standard Penetration Tests were carried out. Initially, the backfill soil of the same wall plateau was considered. In this case, 6.90 m geogrids length would be required in each layer to attend the minimum safety factors. A new analysis was carried out considering backfill soil on a nearby plateau the location of the containment structure, resulting in 3.80 m of geogrid length and thus attending to all safety factors. Reductions of 55% in the geogrid consumption and 130 m³ of soil excavation without bulking were obtained. From the study results, it was possible to consider decisions-making aimed at developing geotechnical projects which, not only attend to technical and standard parameters, but also take into consideration economic and environmental aspects. This study points to the relevance that containment structures have gained in the last decades, chiefly by geosynthetics' incorporation as reinforcement elements.

KEYWORDS: Containment. Geosynthetics. Soil reinforced. Project.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comparativo de custos entre sistemas de contenções.	18
Figura 2: Aplicação de muros de contenção com blocos segmentais e reforço com geossintéticos: (a) Colchão granular e camada de geogrelha; (b) Faceamento do muro finalizado.	20
Figura 3: Muro de alvenaria de pedra	21
Figura 4: Perfil de muro de concreto ciclópico.....	22
Figura 5: Contenção realizada com solo-cimento ensacado.....	23
Figura 6: Detalhe de geotêxtil não tecido colocado a tardoz do gabião	24
Figura 7: Ilustração da técnica de contenção por Crib wall	24
Figura 8: Construção de contenção em terra armada	25
Figura 9: Seção típica de muro de solo reforçado com face íngreme	26
Figura 10: Muro de flexão com tirante para ancoragem.....	27
Figura 11: Esquema de contenção em solo grampeado	27
Figura 12: Escavação em etapas para a execução de cortina atirantada	28
Figura 13: Exemplo de sistema de drenagem	30
Figura 14: Disposição de geogrelhas em aterro.....	33
Figura 15: Configuração de muros reforçados com geossintéticos.....	34
Figura 16: Representação de muros reforçados com faceamento de blocos de concreto.....	35
Figura 17: Vista geral da estrutura de contenção, Varginha (MG).	36
Figura 18: Detalhes da estrutura de contenção reforçada com geossintéticos: (a) Geogrelhas fixadas nos blocos; (b) Blocos pré-moldados intertravados preenchidos com material drenante.....	36
Figura 19: Distribuição de empuxo.....	37
Figura 20: Planos de ruptura- Teoria de Rankine.....	39
Figura 21: Sentido dos deslocamentos	39
Figura 22: Estado ativo da teoria de Rankine: (a) Distribuição de empuxo ativo; (b) Círculo de Mohr para solo coesivo	41
Figura 23: Distribuição de empuxo passivo.....	42
Figura 24: Diagrama de tensões considerando sobrecarga.....	44
Figura 25: Distribuição de empuxo no caso de sobrecarga	45
Figura 26: Distribuição de empuxo no caso de solo coesivo.....	46

Figura 27: Solicitações de empuxo segundo teoria de Coulomb: (a) Distribuição de forças no estado ativo (b) Distribuição de forças no estado passivo.....	47
Figura 28: Relação entre pesos e volumes do solo.....	50
Figura 29: Relação entre os limites de consistência e os estados de um solo fino...51	
Figura 30: Curvas características de granulometria (A – Granulometria contínua e bem graduada; B – descontínua; C – Uniforme)	52
Figura 31: Curvas de compactação características.....	55
Figura 32: Esquema de equipamento usado para ensaio SPT	57
Figura 33: Geometria típica de muro de solo reforçado	61
Figura 34: Mecanismos de análises a serem realizados: (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga da fundação; (d) estabilidade global.	62
Figura 35: Distribuição de forças para cálculo do deslizamento.....	63
Figura 36: Distribuições de tensões na base do muro reforçado	64
Figura 37: Zona ativa e resistente	68
Figura 38: Aparelho de Casagrande	71
Figura 39: Amostra moldada para ensaio de limite de plasticidade	72
Figura 40: Soquete, cilindro e amostra para ensaio de Proctor normal.....	75
Figura 41: Extração do corpo de prova do cilindro.....	75
Figura 42: Esquema de equipamento usado para ensaio SPT	77
Figura 43: Amostras obtidas <i>in loco</i>	77
Figura 44: Amostras retiradas para caracterização em laboratório	78
Figura 45: Realização do levantamento topográfico	78
Figura 46: Gráfico umidade x número de golpes para limite de liquidez	80
Figura 47: Curva granulométrica	82
Figura 48: Curva de compactação	85
Figura 49: Boletim de sondagem.....	86
Figura 50: Local da realização do levantamento topográfico	88
Figura 51: Detalhe do levantamento topográfico (sem escala)	88
Figura 52: Locação do muro em planta (sem escala)	89
Figura 53: Linha de topo e de terreno (sem escala).....	90
Figura 54: Dimensões do bloco segmental	90
Figura 55: Geometria do muro e posição do corte	91
Figura 56: Seção de Corte A do projeto de contenção.....	92
Figura 57: Modelo para análise de estabilidade global - Modelo1.....	101

Figura 58: Análise de estabilidade global – Modelo 1	101
Figura 59: Detalhe Corte A - Modelo 1	102
Figura 60: Localização da sondagem Modelo 2	103
Figura 61: Localização do furo de sondagem de material de aterro em relação a posição do muro	103
Figura 62: Boletim de sondagem SP-03.....	104
Figura 63: Perfil inicial do Modelo 2 (sem escala)	105
Figura 64: Modelo para análise de estabilidade global - Modelo 2.....	113
Figura 65: Análise de estabilidade global - Modelo 2	113
Figura 66: Detalhe Corte A - Modelo 2 (sem escala)	114
Figura 67: Comparação entre escavações (sem escala)	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos	32
Tabela 2: Ensaio para caracterização de solos de aterro	50
Tabela 3: Classificação granulométrica segundo ABNT	53
Tabela 4: Parâmetros médios do solo	59
Tabela 5: Fatores de segurança conforme ABNT NBR 16920-1:2021.....	61
Tabela 6: Fatores de segurança mínimos para estabilidade global	66
Tabela 7: Tamanhos das peneiras segundo padrão americano.....	73
Tabela 8: Resultados do ensaio da massa específica dos grãos.....	79
Tabela 9: Resultados do ensaio de umidade pelo método da estufa	79
Tabela 10: Resultados do ensaio de limite de liquidez.....	80
Tabela 11: Resultados do ensaio de determinação do limite de plasticidade do solo	81
Tabela 12: Dados de ensaio de compactação	83
Tabela 13: Massa específica seca e teor de umidade	84
Tabela 14 : Dimensões iniciais do muro segmental reforçado com geogrelha	91
Tabela 15: Distribuição das camadas	96
Tabela 16: Características geogrelha 50 kN/m	96
Tabela 17: Características geogrelha 90 kN/m	97
Tabela 18: Razão T_{adm}/T_d para geogrelha de 50 kN/m.	98
Tabela 19: Razão T_{adm}/T_d para as três primeiras camadas com geogrelha de 90 kN/m.....	98
Tabela 20: Altura e tipo de geogrelha por camada.....	99
Tabela 21: Fator de segurança ao arrancamento	100
Tabela 22: Ruptura do reforço com geogrelha de 50 kN/m.....	109
Tabela 23: Segurança ao arrancamento	110
Tabela 24: Cálculo do empuxo para comprimento de geogrelha de 3,80 metros ...	111
Tabela 25: Estabilidade externa geogrelha de 3,80 m	111
Tabela 26: Ruptura do reforço para geogrelha de 3,80 m.....	111
Tabela 27: Arrancamento do reforço para geogrelha de 3,80 m	112
Tabela 28: Quantidade de geogrelha para o Modelo 1	115
Tabela 29: Quantidade de geogrelha para o Modelo 2	115

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	15
1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA	16
1.2.1. Objetivo geral	16
1.2.2. Objetivos específicos	16
1.3. JUSTIFICATIVA	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1. BREVE REVISÃO HISTÓRICA	19
2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	20
2.2.1. Introdução	20
2.2.2. Muros de gravidade	21
2.2.2.1. Alvenaria de pedra	21
2.2.2.2. Concreto ciclópico	22
2.2.2.3. Solo ensacado	22
2.2.2.4. Gabião	23
2.2.2.5. Crib wall	24
2.2.2.6. Terra armada	25
2.2.2.7. Contenção em solo reforçado	25
2.2.3. Muros de flexão	26
2.2.4. Solo grampeado	27
2.2.5. Cortina atirantada	28
2.2.6. Sistemas de drenagem	28
2.3. GEOSSINTÉTICOS	30
2.4. MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA	33
2.5. EMPUXO	37
2.5.1. Definições	37
2.5.2. Teoria de Rankine	40
2.5.2.1. Conceitos iniciais.....	40
2.5.2.2. Estado ativo de Rankine.....	40
2.5.2.3. Estado passivo de Rankine.....	42
2.5.2.4. Sobrecarga.....	43
2.5.2.5. Solos coesivos.....	45

2.5.3. Teoria de Coulomb.....	46
3. PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	49
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	49
3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS DE SOLOS DE ATERRO.....	49
3.2.1. Introdução.....	49
3.2.2. Peso específico real dos grãos.....	50
3.2.3. Limites de consistência.....	51
3.2.4. Granulometria do solo.....	51
3.2.5. Curva de compactação do solo.....	54
3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	56
3.3.1. Introdução.....	56
3.3.2. SPT (Standard Penetration Test).....	56
3.3.3. Correlação com o N_{SPT}	58
3.4. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO.....	60
3.5. DA ESTABILIDADE.....	60
3.5.1. Considerações iniciais.....	60
3.5.2. Estabilidade externa.....	62
3.5.2.1. <i>Deslizamento</i>	62
3.5.2.2. <i>Tombamento</i>	63
3.5.2.3. <i>Capacidade de carga da fundação</i>	64
3.5.2.4. <i>Estabilidade global</i>	65
3.5.3. Estabilidade Interna	66
3.5.3.1. <i>Ruptura do reforço</i>	67
3.5.3.2. <i>Arrancamento do reforço</i>	67
4. MATERIAIS E MÉTODOS	69
4.1. INTRODUÇÃO	69
4.2. CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DO SOLO DE ATERRO	69
4.2.1. Peso específico real dos grãos.....	69
4.2.2. Teor de umidade.....	70
4.2.3. Limites de consistência.....	71
4.2.4. Granulometria do solo.....	73
4.2.5. Curva de compactação do solo.....	74
4.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	76

4.4. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	78
5. LEVANTAMENTO DE DADOS	79
5.1. PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS.....	79
5.2. TEOR DE UMIDADE.....	79
5.3. LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	80
5.3.1. Limites de liquidez.....	80
5.3.2. Limite de plasticidade.....	81
5.3.3. Índice de plasticidade.....	81
5.4. GRANULOMETRIA.....	81
5.5. CURVA DE COMPACTAÇÃO.....	83
5.6. BOLETIM DE SONDAÇÃO OBTIDA POR ENSAIO SPT.....	85
5.7. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO.....	87
6. DIMENSIONAMENTO DE MURO REFORÇADO COM GEOGRELHA.....	89
6.1. GEOMETRIA E DADOS INICIAIS.....	89
6.2. MODELO 1.....	92
6.2.1. Parâmetros iniciais de projeto.....	92
6.2.2. Estabilidade externa.....	92
6.2.2.1. <i>Empuxo</i>	92
6.2.2.2. <i>Deslizamento</i>	94
6.2.2.3. <i>Tombamento</i>	94
6.2.2.4. <i>Capacidade de carga da fundação</i>	94
6.2.3. Estabilidade interna.....	95
6.2.3.1. <i>Ruptura do reforço</i>	97
6.2.3.2. <i>Arrancamento do reforço</i>	99
6.2.4. Estabilidade global.....	100
6.2.5. Seção final.....	102
6.3. MODELO 2.....	102
6.3.1. Estabilidade externa.....	106
6.3.1.1. <i>Empuxo</i>	106
6.3.1.2. <i>Deslizamento</i>	107
6.3.1.3. <i>Tombamento</i>	107
6.3.1.4. <i>Capacidade de carga da fundação</i>	107
6.3.2. Estabilidade interna.....	108
6.3.2.1. <i>Ruptura do reforço</i>	108

6.3.2.2. Arrancamento do reforço.....	109
6.3.3. Novo comprimento de geogrelha.....	110
6.3.4. Estabilidade global.....	112
6.3.5. Seção Final.....	113
6.4. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS.....	114
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	117
7.1. CONCLUSÕES	117
7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	121
APÊNDICE A – VISTA FRONTAL	129
APÊNDICE B – SEÇÃO MODELO 1	130
APÊNDICE C – SEÇÃO MODELO 2	131
ANEXO A – BOLETIM DE SONDAGEM 1.....	132
ANEXO B – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO.....	133
ANEXO C – BOLETIM DE SONDAGEM 2.....	134

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estruturas de contenção são cada vez mais essenciais em diversos tipos de obras, sejam elas de pequeno porte como muros de arrimo residenciais, até obras de maior complexidade como em aterros de encontro de pontes, rodovias, ferrovias e barragens. Sua função primária é de suportar o empuxo de solo de modo a conferir segurança ao maciço e, assim, viabilizar o uso do espaço frontal ou do terrapleno superior do talude ou do muro de contenção (EHRlich; BECKER, 2009).

Os muros de contenção são divididos em muros de gravidade, incluso os muros de solo reforçado, que utilizam de seu peso próprio para suportar o empuxo resultante do solo a montante, e muros esbeltos acrescidos de armadura conhecidos como muros de flexão (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

O solo em seu estado natural ou compactado apresenta boa resistência à compressão e baixa ou nenhuma resistência ao cisalhamento. A inclusão de elementos de reforço com elevada resistência à tração redistribui as tensões no maciço, com isso o sistema solo-reforço passa a resistir a movimentos cisalhantes e compressão, o mesmo princípio que é visto em estruturas de concreto armado (PALMEIRA, 2018; SIMÕES; URBAN, 2019). Para este tipo de aplicação, os materiais geossintéticos tem se destacado como importante elemento de incorporação nos maciços de solo para conferir maior resistência mecânica e com menor deformabilidade (ABNT NBR ISO 10318-1:2018).

Uma estrutura de contenção em solo reforçado trata-se de camadas de solo intercaladas com material geossintético, sendo o mais utilizado as geogrelhas, dimensionadas de acordo com resistência e rigidez adequados ao projeto. A face do maciço deve ser revestida para conter processos erosivos utilizando-se, por exemplo, vegetação, blocos segmentais ou placas de concreto dimensionados para receber ou não uma parcela das tensões produzidas pela estrutura.

As normas internacionais como a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) (2002) e *Federal Highway Administration* (FHWA) (1989) dirigem ao uso de solos granulares para aterros de solo reforçados. Ehrlich e Becker (2009) expõe que diversos estudos e obras para solos finos vem sendo realizados com resultados satisfatórios desde que todos os procedimentos sejam

feitos seguindo as recomendações para tal tipo de solo. Brugger *et al.* (2005) apresentam um caso de obra na cidade de Salvador, Bahia, de um muro de altura máxima de 13,50 metros e aplicação de geogrelha de poliéster flexíveis e faceamento com blocos segmentais com um solo silte arenoso com 50% das partículas sólidas de composição argilosa (passantes na peneira #200).

Os muros de solo reforçado com geogrelha possuem custo competitivo em relação a diversas técnicas convencionais como muro de gabião e terra armada em especial para obras de maiores alturas, isto se deve ao fato da facilidade construtiva, uso de solo do próprio local e prazo de execução curto. Além disso, cita-se o melhor aproveitamento de terreno disponível para as construções adjacentes, tornando esta técnica vantajosa em comparação a demais tipologias de contenção, tais como taludes (EHRLICH; BECKER, 2009; LIMA JÚNIOR; SOUZA, 2016).

1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1. Objetivo geral

Contribuir no estudo e na análise de estrutura de contenção do tipo reforçada com geossintéticos e faceamento com blocos segmentais.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar ensaios de caracterização físicas do solo, levantamento topográfico e sondagem de simples reconhecimento com o SPT (Standart Penetration Test);
- Obter parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo em estudo a partir de correlações com o N_{SPT} (índice de resistência à cravação do solo) propostas na literatura;
- Realizar o dimensionamento de uma estrutura de contenção em pequena escala como estudo de caso;
- Discorrer sobre os principais parâmetros de dimensionamento para tomadas de decisões em projetos de contenção reforçados com geossintéticos.

1.3. JUSTIFICATIVA

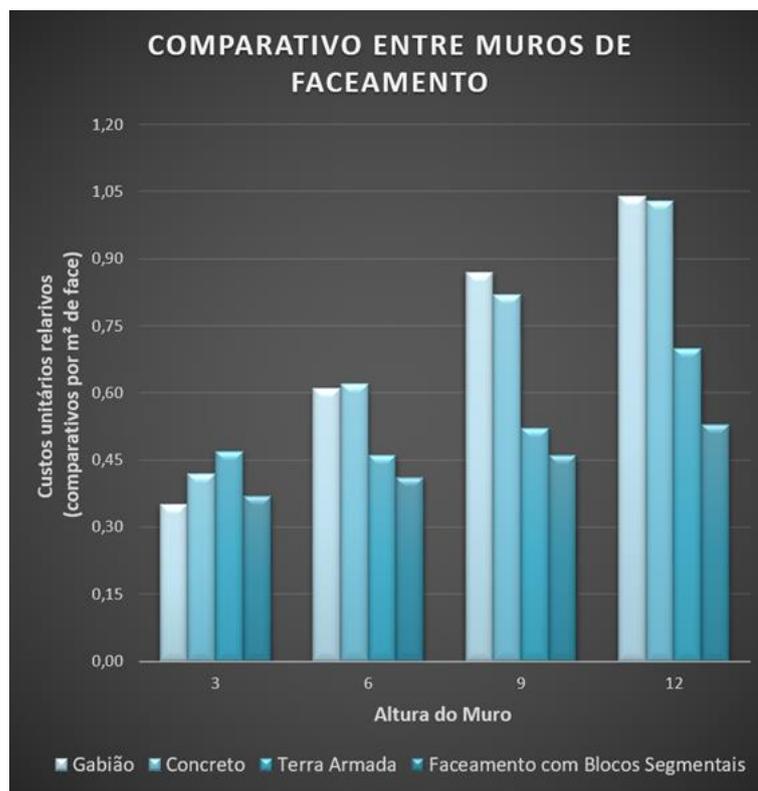
A presença de taludes é comum em todo o território, principalmente em locais de topografia acidentada, não sendo raro estas estruturas apresentarem problemas

de instabilidade, fato que se intensifica nos meses de chuva. Várias alternativas são utilizadas para solucionar este problema geotécnico, além da inerente necessidade de ganho de área para a execução de obras de engenharia civil (GUSMÃO FILHO, 2006). Dentre os métodos de solução podem-se citar as inclusões de geossintéticos como elementos de reforço (KOERNER; SOONG, 2001).

O emprego de reforços por meio da aplicação de geossintéticos na solução de problemas de estabilidade de taludes vem sendo realizado com sucesso a mais de quatro décadas e a disseminação deste tipo de solução deve-se a distintos fatores, tais como, compatibilização geotécnica em aplicações com relevos acidentados, facilidade de execução em comparação a métodos de contenções tradicionais, possibilidade de uso de solo para execução de camadas de aterros reforçados, menores custos, dentre outros (GEROTO *et al.*, 2018; KOERNER; SOONG, 2001; VIEIRA; PEREIRA; LOPES, 2016). A Figura 1 apresenta um comparativo entre diferentes sistemas de contenção em que é possível verificar a viabilidade econômica de sistemas de contenção reforçadas com geogrelhas e faceamento com blocos segmentais principalmente em obras de maiores altitudes.

Destaca-se que o uso de geossintéticos como elementos de reforços de solos vem de encontro a substituição de materiais convencionais, reduzindo-se impactos ambientais, bem como a obtenção de eficiência de sistemas de contenções em termos de comportamentos mecânicos e durabilidade de médio e longo prazos (CARNEIRO *et al.*, 2018; PALMEIRA, 2018).

Figura 1: Comparativo de custos entre sistemas de contenções.



Fonte: HUESKER (2016), adaptada.

Assim sendo, a proposta de estudo e análise de estruturas de contenção com reforço de geossintéticos e faceamento com blocos segmentais vem de encontro a demanda crescente pela referida técnica de engenharia e que ainda necessita de maior difusão acerca de critérios de dimensionamento e execução de modo adequado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. BREVE REVISÃO HISTÓRICA

Relatos históricos mostram o uso de solos reforçados com fibras vegetais como palhas, bambu e galhos em diversas partes do mundo séculos antes da utilização do concreto. Um dos casos de maior repercussão é dos templos conhecidos como Zigurate Ur, na província de Dhi Qar, na antiga Mesopotâmia, atual Iraque, construído há cerca de 5 mil anos com camadas intercaladas de barro e galhos. Em alguns trechos da muralha da China é possível encontrar vestígios de aterros reforçados, no mesmo país há descrições de barragens de terra reforçadas com galhos de árvores (EHRLICH; BECKER, 2009).

O precursor do atual modelo de estrutura de solo reforçado foi desenvolvido na França na década de 1960 por Henry Vidal, em que o sistema patenteado consiste em fitas metálicas com faceamento de concreto. Com o desenvolvimento da indústria petroquímica começam a aparecer variações do método de Vidal com o emprego de geossintéticos, surgindo produtos com elevada resistência à tração e módulo de rigidez podendo serem utilizados para os mais diversos tipos de obras (EHRLICH; BECKER, 2009).

Os geossintéticos começaram a aparecer em obras civis na década de 1950 como elemento de drenagem, separação e controle nos Estados Unidos e Holanda. O primeiro registro de projeto racional de um muro de solo reforçado no Brasil é datado na década de 1980 (PALMEIRA, 2018; SIMÕES; URBAN, 2019).

Entre as obras de destaque no Brasil de estruturas de contenção com reforço de geossintéticos cita-se a praça de pedágio da Rodovia dos Tamoios (SP-099), na cidade de Paraibuna (SP), no litoral norte de São Paulo. A referida obra de contenção empregou geogrelha no aterro reforçado e faceamento com blocos segmentais pré-moldados de concreto, cuja função foi implantar uma praça de pedágio em um local adjacente a uma área de preservação permanente (APP). O muro reforçado apresentou, aproximadamente, um comprimento total de 250 metros e altura de 25 metros, dividida em um vão de 17 metros e outro de 8 metros, e a sua construção demandou 120.000 m² de geogrelhas, 5.000 m² de face dos blocos pré-moldados segmentais e um volume total de solo para aterro em torno de 130.000 m³, apresentado na Figura 2 (GEROTO *et al.*, 2018; HUESKER, 2016).

Figura 2: Aplicação de muros de contenção com blocos segmentais e reforço com geossintéticos: (a) Colchão granular e camada de geogrelha; (b) Faceamento do muro finalizado.



Fonte: GEROTO *et al.* (2018).

2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.2.1. Introdução

Estruturas de contenções são obras destinadas a resistir ao empuxo de terra e/ou água, cargas aplicadas por construções à montante e/ou cargas acidentais. O uso de estruturas de contenção se faz necessário também quando o estado de equilíbrio do maciço terroso sofre algum tipo de alteração como a escavação lateral ou a remoção da proteção superficial (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016; KOERNER; SOONG, 2001).

As estruturas de contenção são divididas fundamentalmente em dois grupos: muros de gravidade - exemplos dos gabiões e muros de solo reforçado - e muros de flexão que são muros de concreto com ou sem contraforte e ancoragem (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Em obras de contenção torna-se indispensáveis técnicas de caminhamento da água para fora do maciço. Além do sistema de drenagem adequado a situação, outros fatores condicionam a uma obra eficiente são o estudo do solo e materiais disponíveis na localidade e compactação adequada. A seguir, serão descritos resumidamente os principais tipos de estruturas de contenção.

2.2.2. Muros de gravidade

Muros de gravidade utilizam do peso próprio para suportar os empuxos horizontais exercidos pelo maciço terroso. Esse tipo de estrutura possui fundação rasa e em alguns tipos dispõem do próprio peso do solo incluso para realizar a contenção.

2.2.2.1. Alvenaria de pedra

Os muros em alvenaria de pedra são o tipo de muro de gravidade com registro mais antigo de uso, contudo este tipo de contenção caiu em desuso. Trata-se de blocos de rocha de tamanhos aproximados arrumados manualmente, como apresentado na Figura 3, que resistem as tensões do maciço por meio do embicamento dos blocos. Para estruturas de até 2 metros de altura, esse tipo de construção não exige drenagem devido as áreas vazias deixadas no encaixe do material empregado (GERSCOVICH, 2012).

Figura 3: Muro de alvenaria de pedra



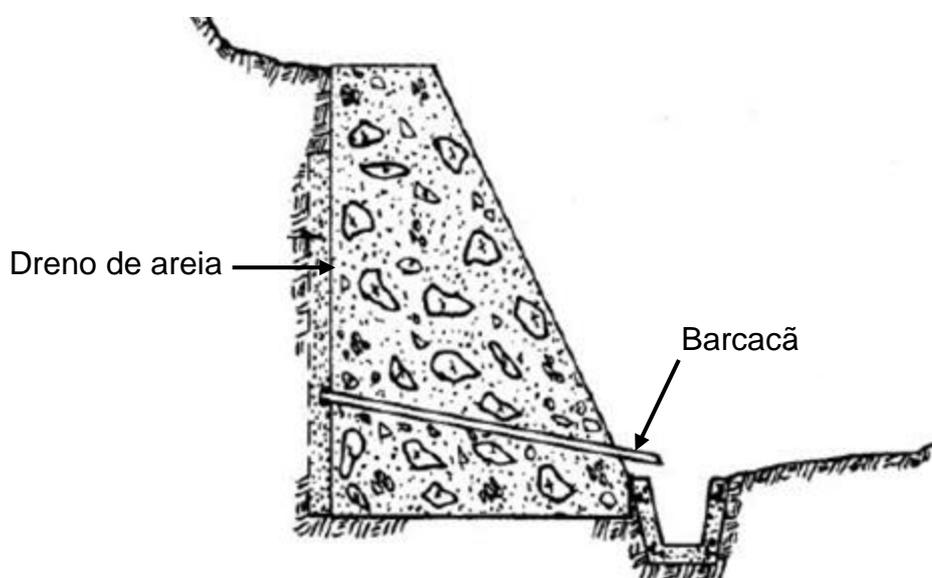
Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

Outra opção para os muros de alvenaria de pedra, adequado para maiores alturas, é o uso de argamassa entre os blocos que confere maior rigidez para a estrutura. Nesse método necessita de drenagem sendo empregados filtros de areia ou geossintéticos na face interna do muro, além de sistema de drenos na base e barbacãs (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

2.2.2.2. Concreto ciclópico

Em contenções de concreto ciclópico (Figura 4) são montadas formas com seção transversal normalmente trapezoidal posteriormente preenchidas com concreto e pedra de mão. Gerscovich (2012) comenta que, por ser uma contenção impermeável, há a necessidade de sistema de drenagem por meio de barbacãs ou uso de filtros à tardoz e caminhamento da água para tubos de drenagem. Este tipo de estrutura é indicado para alturas menores e com certa inclinação na face tanto para a diminuição de custo com material quanto para melhor sensação ótica.

Figura 4: Perfil de muro de concreto ciclópico



Fonte: GERSCOVICH (2012), adaptada.

2.2.2.3. Solo ensacado

Os muros de solo ensacado, também denominados de *hip-rap*, são construídos com sacos de poliéster preenchidos em 2/3 de seu volume com uma mistura de solo e cimento. Os sacos são costurados a mão e levados para o local da obra onde ocorre o empilhamento em camadas alternadas para melhor travamento da estrutura junto com a compactação manual, a fim de diminuir o índice de vazios (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Esse método possui facilidade de execução e pode ser moldado de forma curva, acompanhando o arqueamento do talude (GERSCOVICH, 2012). Por essa facilidade, também é muito utilizado em regiões que houve ocorrência de erosões para reestabelecer o equilíbrio do local (Figura 5).

Figura 5: Contenção realizada com solo-cimento ensacado



Fonte: GERSCOVICH (2012).

2.2.2.4. Gabião

Os muros de gabões são estruturas formadas por gaiolas de tela de aço de dupla torção com ou sem revestimento polimérico de 1 (um) metro de altura. Os gabões são preenchidos com pedras de grandes tamanhos arranjadas manualmente ou com equipamento vibratório apropriado.

Para montagem do gabião, as pedras de mão são encaixadas dentro da gaiola para obter o menor índice de vazios (MACCAFERRI, 2017). No tardo do muro há a colocação de um geotêxtil não tecido com a finalidade de filtro e a compactação do solo à montante (Figura 6).

Os muros de gabião resistem a grandes deformações sem perda de estabilidade (MACCAFERRI, 2017). Outra vantagem apresentada por esse método é a capacidade de montagem fora da área de uso e transporte para o local, viabilizando seu emprego em margens de rios e córregos. Esse tipo de contenção atinge elevadas alturas, porém sua base apresenta grandes seções, ocupando grandes espaços no terreno.

Figura 6: Detalhe de geotêxtil não tecido colocado a tardoz do gabião



Fonte: Da autora.

2.2.2.5. Crib wall

Sistema formado por peças de concreto pré-moldadas e encaixadas em formato que remete a uma fogueira. As gaiolas formadas pelas peças pré-moldadas são preenchidas com material granular e compactado, podendo ser blocos de rochas ou o próprio solo de escavação (Figura 7). Esse sistema apresenta a vantagem de absorver recalques do solo sem se romper e em seu tardoz deve ser inserido uma manta geotêxtil para reter partículas finas do solo a fim de que não ocorra a colmatação do sistema filtrante (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Figura 7: Ilustração da técnica de contenção por Crib wall



Fonte: CORSINI (2011).

2.2.2.6. Terra armada

Composto pelo solo compactado, tiras metálicas e placas de concreto conhecidas como escamas, o solo armado ou terra armada tem sua principal aplicação em aterros de encontro de pontes e viadutos (TERRA ARMADA, 201-?). As camadas de solo compactado são feitas juntos com a colocação das escamas e cada camada recebe barras de aço galvanizadas que são presas as placas cimentícias por meio de parafusos como mostrado na Figura 8.

Figura 8: Construção de contenção em terra armada



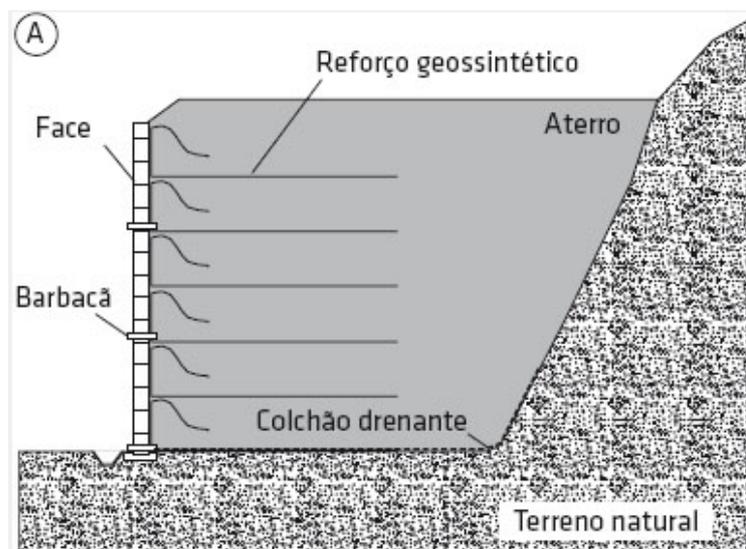
Fonte: Da autora.

2.2.2.7. Contenção em solo reforçado

As contenções em solo reforçado tratam-se de camadas de solo compactadas intercaladas com geossintéticos, podendo ser uma geogrelha ou um geotêxtil tecido resistentes a tração, a fim de redistribuir as tensões e deformações do solo. O emprego do geossintético garante faces verticais ou quase verticais utilizando solo do próprio local e, assim, diminuindo os custos da obra (GEO SOLUÇÕES, 2015; PALMEIRA, 2018).

As contenções em solo reforçado com geossintéticos, tais como geogrelha, e o seu faceamento com blocos segmentais (Figura 9), objeto de estudo, será abordado posteriormente neste trabalho (ver item 2.4).

Figura 9: Seção típica de muro de solo reforçado com face íngreme



Fonte: PALMEIRA (2018).

2.2.3. Muros de flexão

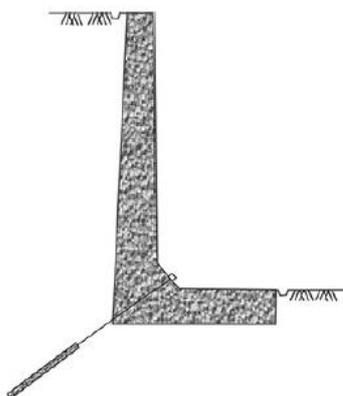
Os muros de flexão por serem estruturas esbeltas com seção transversal em formato de “L” opõem-se aos empuxos por flexão. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) salientam que, por ser uma estrutura em concreto armado, para alturas acima de 5 a 7 metros tornam-se antieconômicas.

As estruturas de flexão possuem uma base entre 50% e 70% de sua altura. Para muros acima de 5 metros de altura são utilizadas estruturas chamadas de contrafortes para melhor estabilidade ao tombamento. De acordo com Gerscovich (2012), ao serem usados contrafortes à montante a estrutura trabalha a tração e a jusante resistem aos esforços de compressão.

Gerscovich (2012) discorre ainda que, para melhor estabilidade da estrutura, a base do muro de flexão pode ser ancorada com tirantes ou chumbadores (Figura 10). Porém, essa ancoragem pode tornar-se inviável se houver necessidade de obras futuras que atinjam o nível do tirante, bem como a presença de vizinhanças adjacentes. Esse modelo é empregado quando há limitação de espaço para a base ou a estrutura encontra-se sobre rocha sã, por exemplo.

A drenagem em muro de flexão acontece por meio de barbacãs e canaletas de concreto instaladas no topo e base da estrutura. Pode-se usar filtros no tardo para evitar o entupimento dos barbacãs.

Figura 10: Muro de flexão com tirante para ancoragem

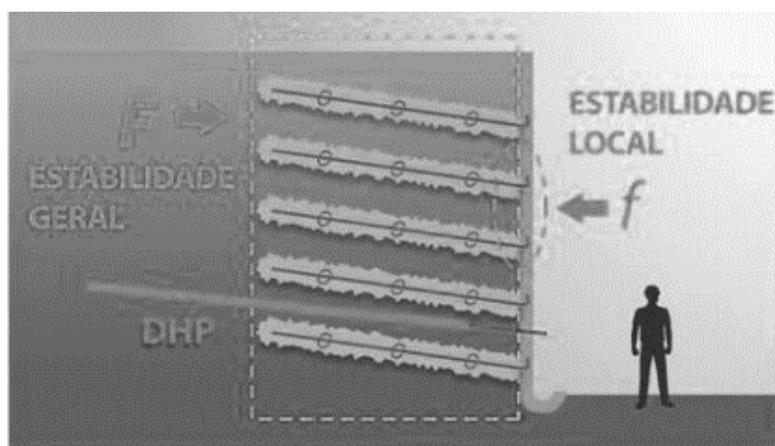


Fonte: GERSCOVICH (2012).

2.2.4. Solo grampeado

O sistema de contenção conhecido como solo grampeado consistem na perfuração do maciço terroso com furos de diâmetros entre 50 mm e 600 mm, no qual são inseridas barras de aço com ou sem revestimento anticorrosivo e uma calda de cimento (Figura 11). Os grampos agem como elementos passivos, ou seja, trabalham caso haja movimentação do talude (FRANÇA, 2007).

Figura 11: Esquema de contenção em solo grampeado



Fonte: REVISTA FUNDAÇÕES E OBRAS GEOTÉCNICAS (2013).

Gerscovich *et al.* (2005) apresenta que a superfície do talude recebe uma camada fina de concreto projetado sem emprego estrutural cuja função é de proteger a superfície do talude de erosões. De acordo com França (2007), o solo grampeado é uma técnica usada em taludes a serem cortados, que não apresentam estabilidade, em taludes já cortados sem estabilidade superficial e em taludes rompidos e devido ao seu sistema construtivo não é possível uso em solos muito rígidos.

2.2.5. Cortina atirantada

A cortina atirantada (Figura 12) constitui um dos métodos mais eficientes, duradouros e moderno dentre as estruturas de contenção, entretanto possui custo elevado em relação a outros modelos.

Figura 12: Escavação em etapas para a execução de cortina atirantada



Fonte: MILITITSKY (2016).

Em sua construção há a escavação de uma primeira linha e a inserção dos tirantes que podem ser colocados em conjunto, formando uma cordoalha, ou em forma de monobarra. Os tirantes recebem uma camada de tinta epóxi e, após serem inseridas no furo, injeta-se uma calda de cimento. A parte externa do tirante posteriormente é tracionada com um macaco hidráulico e presa a placas de concreto na face do maciço com o auxílio de porcas ou cunhas, passando a trabalhar de forma ativa (MILITITSKY, 2016). Os tirantes devem ultrapassar a cunha de ruptura do maciço, atingindo a camada de solo resistente. Outro cuidado a ser tomado é de garantir que o terreno em que os tirantes estão localizados não sofra alterações que os atinjam (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

2.2.6. Sistemas de drenagem

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) asseveram que boa parte dos acidentes que ocorrem com estruturas de contenção estão ligados ao acúmulo de água no maciço. O efeito da água pode ser de forma direta, por concentração de água

junto ao tardo de contenção, aumentando o empuxo ou indireta, o qual reduz a resistência ao cisalhamento do solo.

Em um projeto de contenção de solo, a drenagem deve ser dimensionada para ser suficiente em casos excepcionais, impedindo o aumento do empuxo causado pelo peso da água do solo contido podendo ser dividida em superficial e subsuperficial.

A drenagem superficial capta a água incidente sobre o talude por meio de dispositivos como canaletas, escadas hidráulicas, caixas coletoras e dissipadores de energia. Para dimensionamento deste sistema deve ser considerado a área de toda a bacia de captação e não apenas a região do talude (GERSCOVICH, 2012).

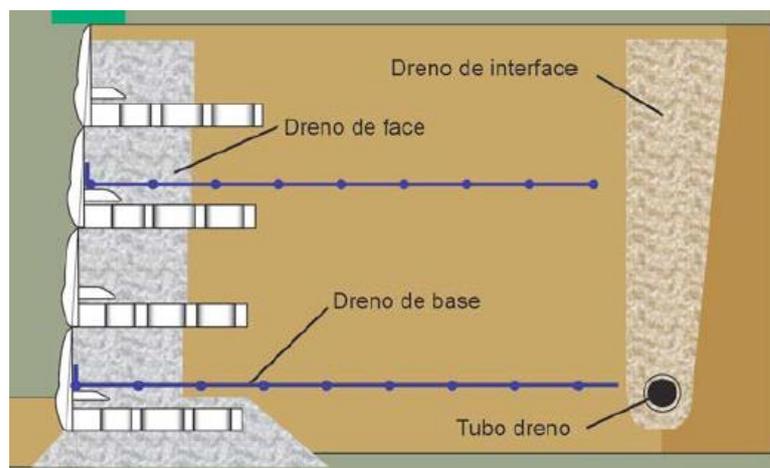
A drenagem subsuperficial é efetuada de modo interno ao maciço, dimensionado para conduzir os fluidos captados para fora do talude controlando, deste modo, pressões e fluxos adentros. Para esta drenagem se dispõem de drenos horizontais, drenos internos, filtros granulares e geodrenos (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Os drenos subsuperficiais podem ser feitos de material granular (areia e brita), geossintéticos ou de forma mista. Aguiar e Vertematti (2004) elencam como vantagens do uso de geossintéticos como drenos: a homogeneidade e flexibilidade do material, podendo ser aplicado em superfícies acidentadas; redução significativa da espessura dos drenos em relação aos de material granular; fácil manuseio e redução de sobrecargas devido ao peso próprio do material.

Os geossintéticos mais empregados no sistema de drenagem e filtração são os geotêxteis, georredes e geocompostos e o fluxo de fluido pode ser normal ou ao longo do plano do material (Figura 13).

Os geotêxteis devem possuir abertura de filtração que permita a passagem da água, porém retenha as partículas de solo, além de ser mais permeável do que o material a sua volta. Durante o processo de construção da estrutura de contenção deve-se ter cuidado especial para que não haja colmatação dos filtros, ou seja, o seu entupimento, podendo ocorrer por entrada de partículas finas em drenos de materiais granulares ou por compressão de drenos geossintéticos (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Figura 13: Exemplo de sistema de drenagem



Fonte: GEO SOLUÇÕES (2015).

2.3. GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são materiais industrializados constituídos por um ou mais polímeros sintéticos ou naturais empregados em obras civis, geotécnicas, transportes e ambientais, apresentando formatos em tiras, mantas ou tridimensional (ABNT NBR 10318-1:2018). A produção de geossintéticos teve início na década de 1960 com a fabricação de geotêxteis não tecidos na Inglaterra, França e Estados Unidos (AGUIAR; VERTEMATTI, 2004).

Na composição química dos geossintéticos encontra-se, além dos polímeros, aditivos em uma menor quantidade usados para melhorias no processo de fabricação e/ou características de resistência mecânica e química (BUENO, 2004).

Há uma gama extensa de polímeros no mercado atual. A seguir, listam-se os principais utilizados na fabricação de geossintéticos e suas características mais marcante (BUENO, 2004; LOPES; LOPES, 2010; PALMEIRA, 2018):

- **Polipropileno (PP):** matéria prima mais leve em relação aos outros polímeros e ótima resistência a fadiga, porém passível de oxidação que deve ser controlada por meio da inclusão de aditivos antioxidantes.
- **Polietileno (PE):** por causa da construção da sua cadeia cristalina apresenta alta resistência química.
- **Poliéster (PET):** em sua cadeia molecular inclui-se oxigênio diferente de outros polímeros utilizados em geossintéticos. Polímero de cadeia

molecular mais pesada leva a produtos com alta resistência a tração, porém com baixa resistência a degradação química em ambientes alcalinos.

- **Poliamida (PA):** susceptível a umidade que reduz sua estabilidade e rigidez.
- **Polivinil clorado (PVC):** sensível a solventes e óleos orgânicos, porém com boa resistência a químicos orgânicos.

Um geossintético pode ser usado de forma separada, exercendo apenas uma função, ou em conjunto abrangendo mais de um papel. A ABNT NBR ISO 10318-1:2018 separa os geossintéticos de acordo com sua função da seguinte forma:

- **Drenagem:** captação e transporte de fluidos pelo corpo do geossintético;
- **Filtração:** retenção de partículas sólidas e livre passagem de fluidos pelo geossintético;
- **Proteção:** uso de geossintético que limita ou impeça danos no ambiente inserido;
- **Reforço:** uso das propriedades de tensão-deformação do geossintético para melhoria das características do solo reforçado.
- **Separação:** uso de material geossintético para impedir mistura de materiais diferentes;
- **Controle de erosão superficial:** emprego de geossintético para limitar ou reduzir movimento de partículas na face devido ao escoamento de fluidos.
- **Barreira:** limitação e prevenção da passagem de fluidos.
- **Alívio de tensões:** uso em pavimentos asfálticos para atenuar aparecimento de trincas devido as tensões impostas.

Em termos relativos ao produto, a ABNT NBR ISO 10318-1:2018 classifica da seguinte forma os geossintéticos:

- **Geotêxtil:** não tecido, tricotado e tecido;
- **Produto correlato aos geotêxteis:** geogrelha, georrede, geomanta, geocélula, geotira e geoespaçador;
- **Barreira geossintética:** polimérica, argilosa, betuminosa;
- **Geocomposto.**

Bueno (2004) e Palmeira (2018) relacionam os geossintéticos com os polímeros utilizados em sua fabricação (Tabela 1).

Tabela 1: Principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos

Polímero	Sigla	Aplicações
Polietileno	PE	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas, geotubos, georredes e geocompostos
Poliestireno expandido	EPS	Geoexpandidos
Polipropileno	PP	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas e geocompostos
Polivinil clorado	PVC	Geomembranas, geotubos e geocompostos
Poliéster	PET	Geotêxteis e geogrelhas
Poliestireno	PS	Geocompostos e geoexpandidos
Poliamida	PA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos

Fonte: BUENO (2004); PALMEIRA (2018), adaptada.

O foco deste trabalho trata-se de muros de solo reforçado com geogrelhas, portanto, este material será destacado a seguir. Para a aplicação em muros de solo reforçados são empregados em especial geotêxteis e geogrelhas. Para estes geossintéticos, Vertematti (2004) destaca as seguintes características de suma importância no projeto:

- Resistência a tração – T (kN/m);
- Deformação sob tração – ε (%);
- Taxa de deformação – ε' (%/s);
- Módulo de rigidez à tração, J (kN/m);
- Comportamento em fluência;
- Resistência a esforços de instalação;
- Resistência à degradação ambiental;
- Interação mecânica com o solo envolvente.

As geogrelhas começaram a ser desenvolvidas na década de 1980 e são geossintéticos em formato de grelhas com abertura quadrada ou retangular que permite a ancoragem e interação com o meio (ABNT NBR 10318-1:2018), conforme exemplificado na Figura 14. Sua aplicação é exclusivamente para reforço, por apresentar alta resistência à tração unidirecional ou bidirecional, além de ser flexível (BENJAMIM, 2006; PALMEIRA, 2018).

Figura 14: Disposição de geogrelhas em aterro



Fonte: GEO SOLUÇÕES (2015).

As geogrelhas começam a mobilizar suas resistências a partir do momento que sofrem deformações. Essas deformações são diretamente proporcionais a resistência do material e devem ser limitadas em projeto.

Palmeira (2018) explana que as geogrelhas podem ser do tipo tecidas, em que seus elementos são entrelaçados, extrudadas no qual suas tiras são extrudadas e tensionadas ou soldadas, onde as tiras são ligadas por eletrosoldagem.

2.4. MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

Muros de solo reforçado com geossintéticos podem ser definidos pela associação das camadas de solo com materiais geossintéticos de grandes resistências e rigidez à tração, os quais atuam para garantir a estabilidade global contra à movimentação de massa de muros caracterizados com faceamento vertical ou quase vertical e de grandes alturas (LESHCHINSKY; BOEDEKER, 1989). Tais estruturas vêm ganhando mercado nos últimos anos, historicamente a partir da década de 1960 com o surgimento de estruturas reforçadas com elementos metálicos e, a partir de 1980, com a introdução de reforços com materiais geossintéticos (KOERNER; SOONG, 2001). No Brasil, a incorporação de geossintéticos em obras de contenção, mais comumente geogrelhas e geotêxteis (ver item 2.3) como elemento de reforço iniciou-se no final da década de 1970, apresentando maior impulso principalmente na última década (PALMEIRA, 2018; EHRLICH; BECKER, 2009).

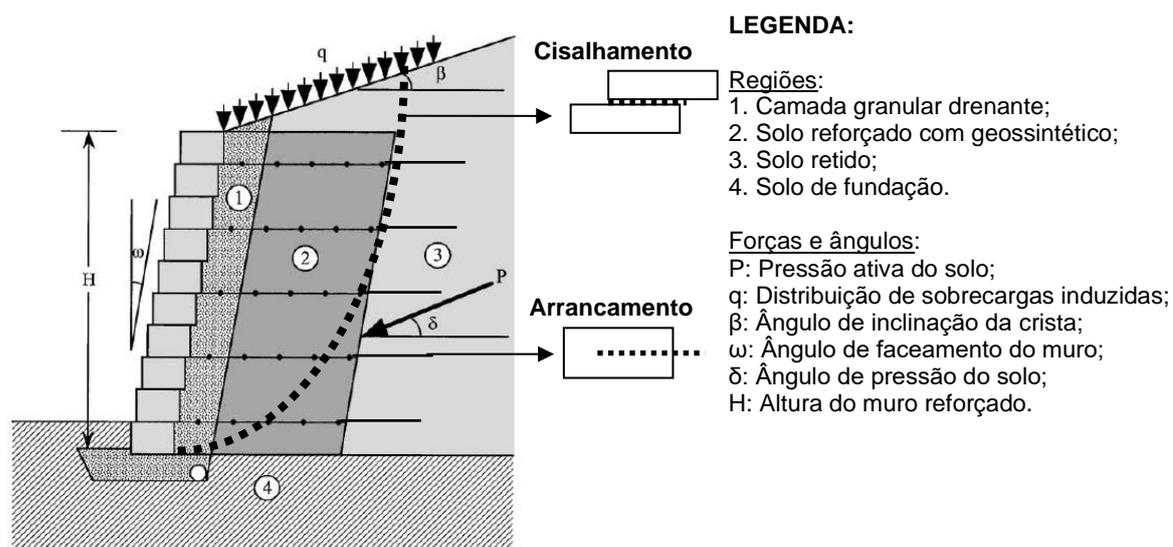
A Figura 15 ilustra a configuração geral de um muro de contenção com reforço de geossintéticos, sendo compostos pelos elementos de reforço, solo de aterro e

elemento de face (BENJAMIM, 2006; ABNT NBR 16920-1:2021). Os elementos geossintéticos de reforço (posicionados em 1 e 2) são incorporados escalonados no solo de aterro e espaçados verticalmente entre si em função de parâmetros de estabilidade do sistema. Então, dá-se origem a uma estrutura com capacidade de absorver e transferir as cargas dinâmicas geradas, bem como a pressão lateral do solo provocada pela parte não reforçada da estrutura (número 3).

O desempenho adequado de reforço depende diretamente da aderência entre o solo de aterro e o geossintético (BERGADO *et al.*, 1993; HAN *et al.*, 2018), sendo que, se a resistência ao cisalhamento do solo for excedida, será formada uma cunha de ruptura no trecho de ancoragem ativa do solo (LESHCHINSKY; BOEDEKER, 1989; NEELY, 1995; VIEIRA; PEREIRA; LOPES, 2016). Com os elementos de reforço atuando em conjunto na camada de aterro reforçada (número 2), as cargas são transmitidas para a zona estável ou passiva, região de número 3. Conseqüentemente, a deficiência da resistência ao cisalhamento do solo é compensada pela resistência à tração do reforço de geossintético, que precisa de ser previamente analisada por métodos de dimensionamento (ABU-FARSAK; CORONEL; TAO, 2007).

Ao decorrer solicitações de tração no reforço ocorre a mobilização de atrito na interface e/ou resistência passiva dos elementos transversais, desta forma transcorrendo a interação entre o solo e o reforço (ABNT NBR 16920-1: 2021).

Figura 15: Configuração de muros reforçados com geossintéticos



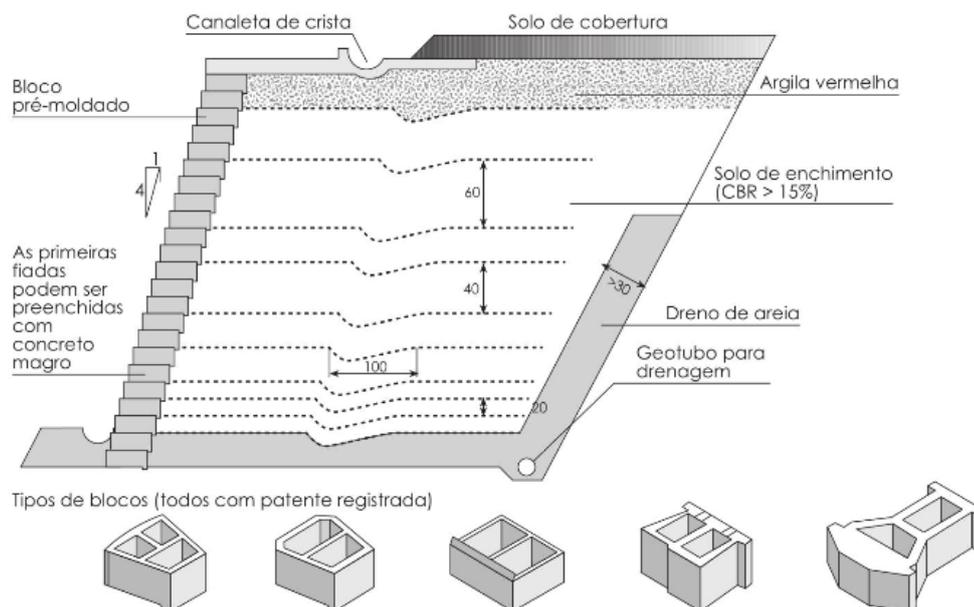
Fonte: KOERNER; SOONG (2001), adaptada.

É importante ressaltar que o número de camadas de reforço, o seu comprimento de ancoragem e os parâmetros mecânicos do geossintético dependem

das solicitações de projeto (ZORNBERG; SITAR; MITCHELL, 1998). Além disso, os parâmetros principais de estabilidade global de muros reforçados com geossintéticos são as cargas externas atuantes, as propriedades mecânicas do solo de preenchimento e do seu subsolo, tendência a deslizamentos, capacidade global de carga, bem como a segurança quanto a infiltração do solo e capacidade drenante da parcela granular (LESHCHINSKY; BOEDEKER, 1989; KOERNER; SOONG, 2001), esse último indicada pelo número 1 (Figura 15).

Nas contenções com reforços geossintéticos, é possível o seu faceamento com diferentes técnicas, sendo uma delas o uso de blocos segmentais pré-moldados de concreto, os quais são intertravados como paramento frontal e encaixados por distintos sistemas, como do tipo macho-e-fêmea (Figura 16). As geogrelhas aplicadas em camadas são devidamente ancoradas aos blocos de faceamento de modo a desempenharem em conjunto um sistema ativo para a transferência de cargas ao longo de todo o maciço reforçado (KOERNER; SOONG, 2001).

Figura 16: Representação de muros reforçados com faceamento de blocos de concreto.



Fonte: AZAMBUJA *et al.* (2004), adaptada.

Na cidade de Varginha, ocorreu a construção de um Supermercado Atacadista no qual houve o emprego de aterro reforçado com geogrelha e faceamento com blocos intertravados de concreto do tipo MW (Figura 17).

Figura 17: Vista geral da estrutura de contenção, Varginha (MG).



Fonte: Da autora.

A estrutura de solo reforçado apresentou blocos pré-moldados de encaixe a seco e geogrelhas com resistência à tração característica de 80 kN/m (Figura 18a), a fim de se atingir o nível de aterro desejado para a construção do empreendimento. O comprimento de ancoragem adotado foi relativo à 70% da altura do muro. As cavidades entre os blocos segmentais foram preenchidas com material drenante, conduzindo-se a água para um sistema de drenagem implantado na parte inferior do muro (Figura 18b).

Figura 18: Detalhes da estrutura de contenção reforçada com geossintéticos: (a) Geogrelhas fixadas nos blocos; (b) Blocos pré-moldados intertravados preenchidos com material drenante



(a)



(b)

Fonte: Da autora.

2.5. EMPUXO

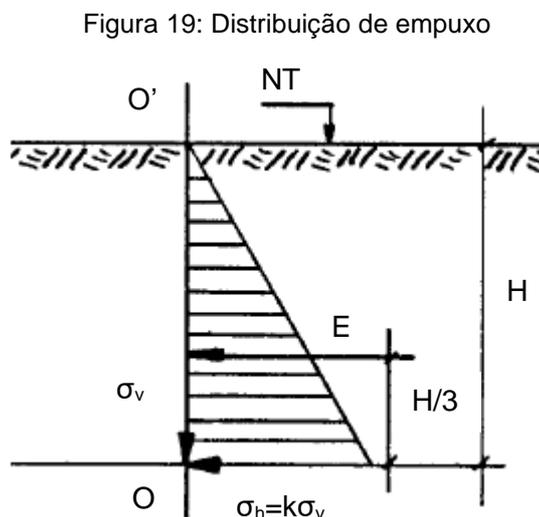
2.5.1. Definições

O empuxo de terra é estabelecido como a distribuição de tensões horizontais que um maciço produz sobre a estrutura de contenção com ele em contato. O empuxo é resultado do peso próprio do solo contido mais eventuais sobrecargas. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ressaltam que o valor do empuxo depende do processo de interação solo-estrutura ao longo da construção.

Dado um elemento semi-infinito de solo, as tensões iniciais serão causadas pelo peso próprio do maciço. A tensão vertical (σ_v) é dada em função do peso específico do material local (γ) pela profundidade (z), conforme Equação 1.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (1)$$

A tensão horizontal (σ_h) gerada sobre uma estrutura de contenção em contato com o maciço é diretamente proporcional a tensão vertical (σ_v) e são relacionados pelo coeficiente de empuxo (K) mantendo um padrão crescente com o aumento da profundidade (Figura 19).



Fonte: MARANGON (2018), adaptada.

O coeficiente de empuxo em repouso (K_0) está associado a condição de deslocamento horizontal nulo da estrutura, neste caso, as tensões de cisalhamento nos planos principais de tensões não existem. “As estimativas das tensões horizontais que anulam os deslocamentos horizontais devem ter como base as tensões efetivas”

(GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016, p.10). A tensão efetiva horizontal (σ'_h) é definida como produto da tensão efetiva vertical (σ'_v) pelo coeficiente de empuxo no repouso (K_0), apresentado na Equação 2.

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v \quad (2)$$

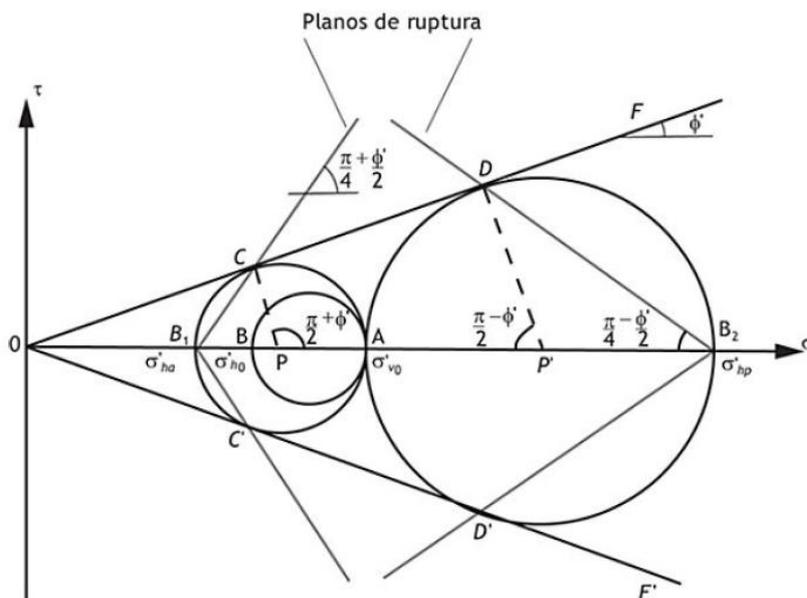
Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ainda enfatizam que o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) depende de parâmetros geotécnicos do solo, como índice de vazios, ângulo de atrito e razão de pré-adensamento, e pode ser determinado por meio de ensaios de campo e laboratório, teoria da elasticidade ou correlações empíricas. Uma das proposições mais difundida e aceita trata-se de Jaky (1944) que propõem K_0 em função do ângulo de atrito efetivo do solo (φ'), conforme Equação 3.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (3)$$

Considerando um solo contido acima do nível d'água e não coesivo se desloca em direção a estrutura de contenção, provocando um esforço sobre este, constitui o chamado empuxo ativo, no qual acarreta o surgimento de tensões de cisalhamento e uma diminuição da tensão horizontal até o ponto de ruptura em que se encontra no estado plástico ativo e a tensão horizontal passa a ser a tensão mínima no círculo de Mohr, ou seja, a tensão efetiva horizontal ativa (σ'_{ha}) é igual a tensão principal menor efetiva (σ'_3). Neste caso, o deslocamento da estrutura possui o mesmo sentido do empuxo e o solo sofre esforço de tração (Figura 20).

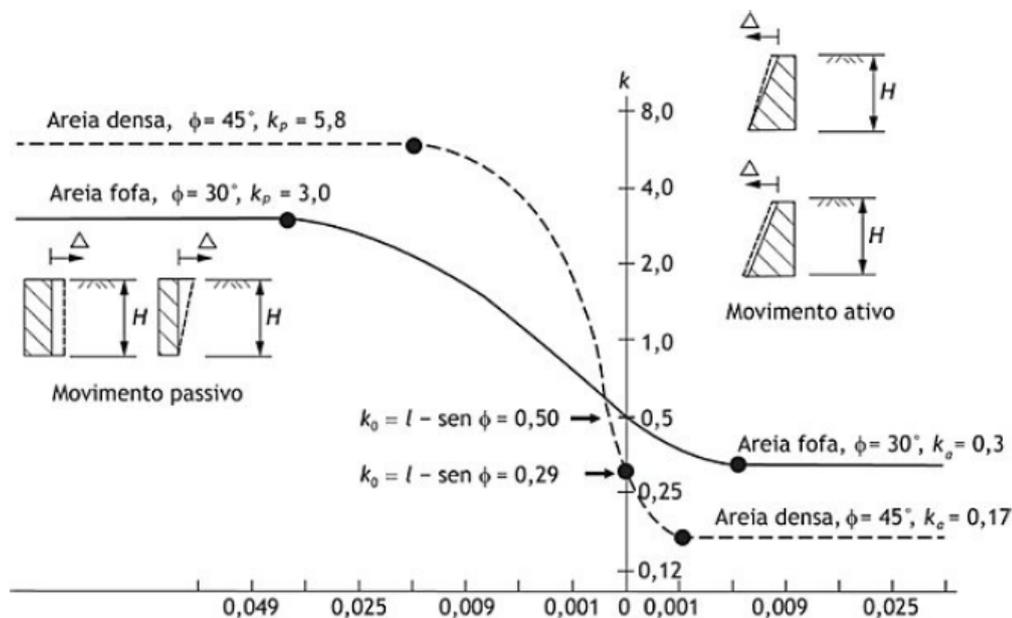
O empuxo passivo aborda a situação que a estrutura empurra o maciço, gerando tensões de cisalhamento e aumento na tensão horizontal até o limite máximo de ruptura. Neste caso, a tensão horizontal torna-se a tensão maior no círculo de Mohr-Coulomb, ou seja, a tensão efetiva horizontal passiva (σ'_{hp}) é igual a tensão principal maior efetiva (σ'_1), o empuxo passa a ter sentido oposto ao deslocamento da contenção e o solo sofre compressão. O sentido dos deslocamentos e a variação dos empuxos podem ser visualizados na Figura 21.

Figura 20: Planos de ruptura - Teoria de Rankine



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

Figura 21: Sentido dos deslocamentos



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

Sendo este um dos assuntos mais complexos da Mecânica dos Solos e todas as teorias propostas têm hipóteses simplificadoras não havendo ainda uma teoria geral (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2017a). Este trabalho abordará os métodos

clássicos, teoria de Rankine (1857) e teoria de Coulomb (1773), para cálculo de empuxo baseados no estado de equilíbrio-limite.

2.5.2. Teoria de Rankine

2.5.2.1. Conceitos iniciais

Datada em 1857, a teoria de Rankine é formulada a partir do equilíbrio interno do maciço e da equação de ruptura de Mohr. A teoria de Rankine analisa a circunstância em que a cunha de ruptura se encontra em condição de plastificação, tanto no estado ativo ou passivo, nesta situação são aplicadas as equações de equilíbrio interno inerentes, sendo as tensões externas originadas a partir de sobrecargas e do peso próprio do solo (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Para a aplicação da teoria, Rankine considera as seguintes simplificações (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016):

- Solo homogêneo;
- Solo isotrópico;
- Superfície do terrapleno plana;
- Ruptura em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- Ruptura no estado plano de deformação;
- Parede vertical;
- Sem mobilização de resistência na interface solo-estrutura.

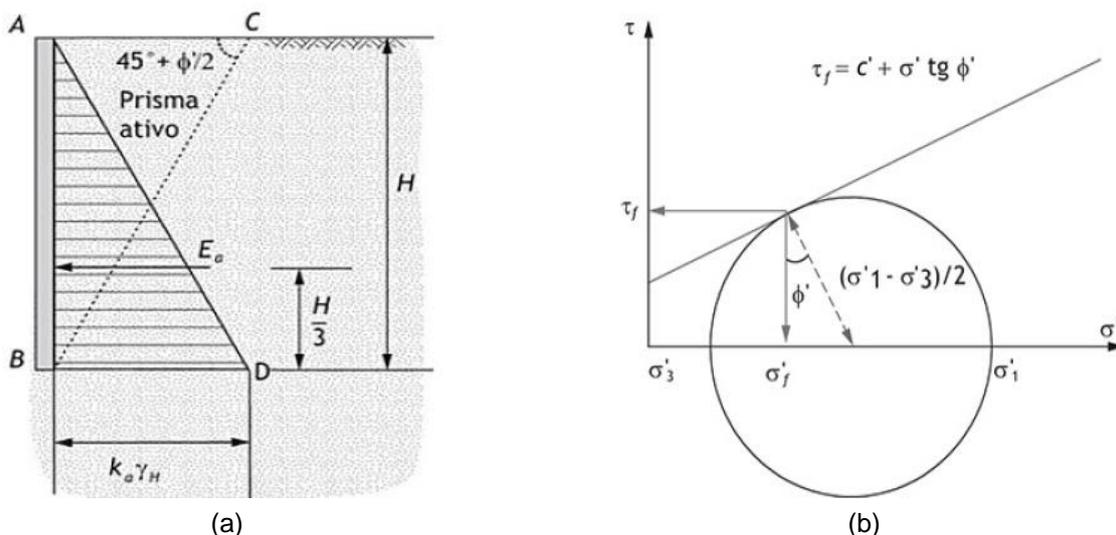
Deste modo, ao ocorrer movimento do muro de contenção acarretará no surgimento de estados de tensões ativo ou passivo, princípio da teoria de Rankine.

2.5.2.2. Estado ativo de Rankine

Como já mostrado, considerando o muro AB contendo um solo coesivo como apresentado na Figura 22a, caso este se afaste a tensão horizontal decresce até o ponto de equilíbrio plástico, conforme apresentado na Figura 20. O afastamento do muro acarretará no deslizamento sobre o plano BC, formando um ângulo de 45° menos a metade do ângulo de atrito interno efetivo ($\phi'/2$), em relação a tensão

principal maior efetiva (σ'_1) ou 45° mais a metade do ângulo de atrito interno efetivo ($\phi'/2$) em relação a tensão principal menor efetiva (σ'_3), conhecidos como planos de deslizamento (DAS BRAJAS, 2011). A equação para tensão efetiva horizontal (σ'_{ha}) é deduzida a partir do círculo de Mohr, conforme Equação 4.

Figura 22: Estado ativo da teoria de Rankine: (a) Distribuição de empuxo ativo; (b) Círculo de Mohr para solo coesivo



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

$$\sigma'_{ha} = \sigma_3 = \sigma'_v \cdot \left(\frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \right) - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{\left(\frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \right)} \quad (4)$$

Sendo,

- σ'_h - tensão efetiva horizontal;
- σ'_v - tensão efetiva vertical;
- ϕ' - ângulo de atrito efetivo;
- c' - coesão efetiva.

Admitindo um solo não coesivo partindo da Equação 4 apresentada anteriormente e para o estado de plastificação, a razão entre a tensão efetiva horizontal no estado ativo (σ'_{ha}) e tensão efetiva vertical (σ'_v) trata-se do coeficiente de empuxo ativo (K_a), conforme Equação 5.

$$K_a = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ha}} = \left(\frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \right) \quad (5)$$

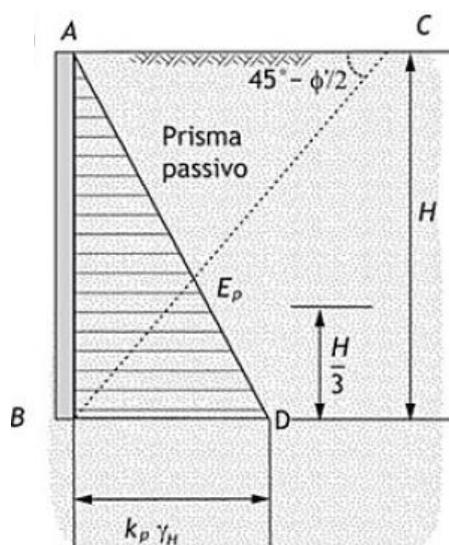
Já o empuxo ativo total (E_a), calculado pela Equação 6, iguala-se à área do triângulo ABC da Figura 22a, formado pela cunha de ruptura e será aplicado a 1/3 da altura acima de sua base.

$$E_a = \int_0^z \sigma'_{ha} \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_a \quad (6)$$

2.5.2.3. Estado passivo de Rankine

Ao se deslocar o muro de contenção em direção ao maciço (Figura 23), de modo já mencionado, aumenta-se a tensão efetiva horizontal até o ponto de plastificação (Figura 20), chegando-se à equação para tensão efetiva horizontal passiva (Equação 7).

Figura 23: Distribuição de empuxo passivo



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

$$\sigma'_{ha} = \sigma_1 = \sigma'_v \cdot \left(\frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \right) + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{\left(\frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \right)} \quad (7)$$

Sendo,

- σ'_h - tensão efetiva horizontal;
- σ'_v - tensão efetiva vertical;
- ϕ' - ângulo de atrito efetivo;

- c' - coesão efetiva.

Ao adotar um solo não coesivo, a segunda parcela da Equação 7 é anulada e por meio da razão entre tensão efetiva vertical e horizontal chega-se ao valor do coeficiente de empuxo passivo (K_p), definido pela Equação 8.

$$K_p = \frac{\sigma_v'}{\sigma_{hp}'} = \left(\frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \right) \quad (8)$$

De modo análogo ao empuxo ativo, o empuxo passivo é equivalente a área do triângulo ABC (Equação 9) apresentado na Figura 23 e a resultante aplicada a 1/3 da altura.

$$E_p = \int K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \quad (9)$$

Sendo,

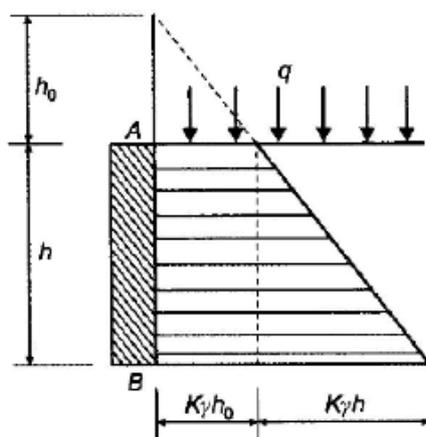
- E_p - Empuxo passivo;
- K_p - coeficiente de empuxo passivo;
- γ - peso específico natural;
- z - profundidade;
- h - altura.

2.5.2.4. Sobrecarga

Marangon (2018) explica que no caso de haver uma sobrecarga (q) acima do terrapleno pode-se converter este valor em uma altura de aterro equivalente (h_0) (Figura 24).

O valor da sobrecarga (q), definida pela Equação 10, neste caso pode ser comparado com o peso dessa camada fictícia e posteriormente ser incorporada como uma parcela da tensão horizontal efetiva (σ_{hi}) do solo conforme apresentado pela Equação 11.

Figura 24: Diagrama de tensões considerando sobrecarga



Fonte: MARANGON (2018).

$$q = \gamma \cdot h_0 \quad (10)$$

$$\sigma_{hi} = k_a \cdot \gamma \cdot h_0 = k_a \cdot q \quad (11)$$

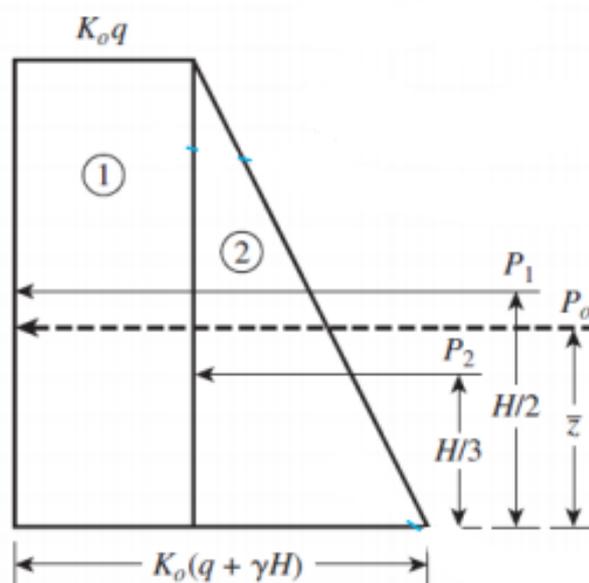
No qual:

- q – sobrecarga;
- γ – peso específico natural do solo;
- h_0 – altura equivalente;
- k_a – coeficiente de empuxo ativo.

O acréscimo de tensão causa um empuxo com distribuição linear ao longo do muro (Q) de valor estimado segundo Equação 12 com ponto de aplicação na metade da altura total conforme Figura 25.

$$Q = k_a \cdot q \cdot H \quad (12)$$

Figura 25: Distribuição de empuxo no caso de sobrecarga



Fonte: MARINHO; HACHICH (2019), adaptada.

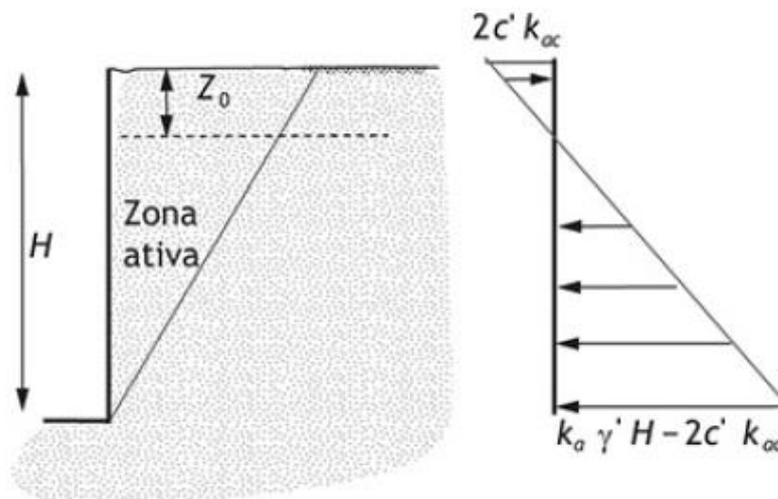
2.5.2.5. Solos coesivos

Para o caso de solos coesivos, ou seja, que possuem fração de argila, no estado ativo a parcela da Equação 4 que incorporam a coesão não são anulados. Assim, ao igualar a zero a tensão horizontal efetiva (σ'_{hp}), definida pela Equação 13 encontra-se uma altura (z_0) correspondente (Equação 14) no qual a resultante do empuxo é nula e a acima de tal ponto as tensões efetivas horizontais são negativas (Figura 26) (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016; MARANGON, 2018).

$$\sigma'_{ha} = \gamma \cdot z_0 \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} = 0 \quad (13)$$

$$z_0 = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} \quad (14)$$

Figura 26: Distribuição de empuxo no caso de solo coesivo



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

2.5.3. Teoria de Coulomb

Desenvolvida antes da teoria de Rankine, a teoria de Coulomb é datada de 1776 e, assim como a teoria de Rankine, considera o equilíbrio limite no maciço, porém Coulomb contempla em seus estudos a existência de atrito entre o solo e o muro em contato (MARANGON, 2018).

A teoria de Coulomb apresenta que os esforços exercidos sobre o muro têm como origem o peso de uma cunha do maciço. Coulomb, oposto a Rankine, adota a superfície de ruptura como sendo uma cunha, mas para a prática é adotado uma superfície de ruptura plana. Outro ponto divergente de Rankine trata-se da consideração de faces também inclinada (MARANGON, 2018).

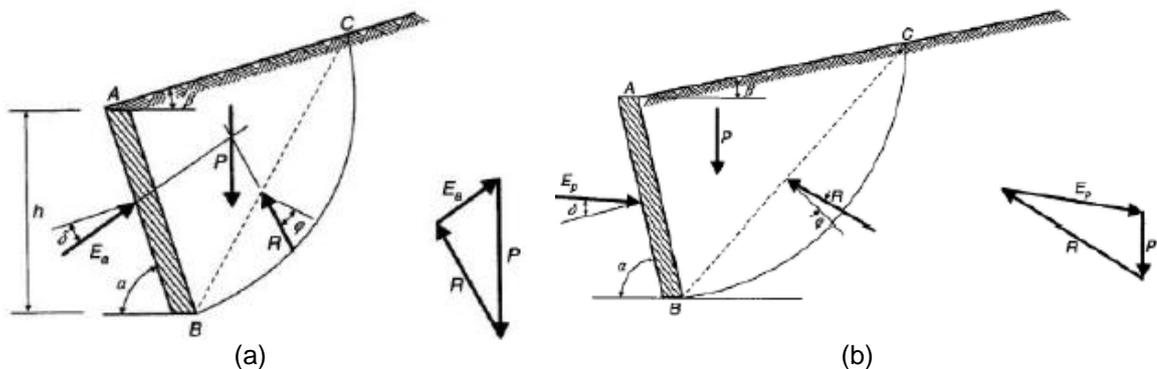
Como considerações da teoria de Coulomb tem-se (MARANGON, 2018):

- Solo homogêneo e isotrópico;
- Ruptura segundo o estado plano de deformações;
- Equilíbrio plástico conforme critério de Mohr-Coulomb;
- Atrito uniformemente distribuído pela superfície de ruptura.

Caputo, Caputo e Rodrigues (2017a) apresentam a Figura 27a para caso de empuxo ativo e Figura 27b de empuxo passivo de Coulomb. Para os cálculos de empuxo e coeficiente de empuxo parte-se do plano de ruptura ABC e se faz o equilíbrio de forças a partir de:

- $P \rightarrow$ Peso da cunha;
- $R \rightarrow$ Reação do terreno inclinada a um ângulo ϕ em relação a normal ao plano de ruptura;
- $E_a \rightarrow$ Empuxo resistido pela parede que forma um ângulo δ de atrito entre superfície AB e o solo (o valor de δ é proposto por Muller Breslau como sendo $\delta = \frac{3}{4}\phi$, e por Terzaghi como $\frac{1}{2}\phi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$).

Figura 27: Solicitações de empuxo segundo teoria de Coulomb: (a) Distribuição de forças no estado ativo (b) Distribuição de forças no estado passivo



Fonte: CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES (2017a).

Como proposto por Coulomb, traça-se o polígono de forças conforme Figura 27 mostrada acima e então é analisado várias superfícies potenciais de ruptura, no qual, situação de maior valor corresponderá a empuxo ativo (E_a), calculado pela Equação 15, e o menor valor a empuxo passivo (E_p), definido pela Equação 17. As equações são deduzidas analiticamente para empuxo e coeficientes de empuxos ativo (K_a) e passivo (K_p), conforme Equações 16 e 18, respectivamente:

- Estado ativo:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad (15)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\phi - \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}} \right]^2} \quad (16)$$

Sendo,

- α – inclinação da parede da estrutura;
 - \varnothing – ângulo de atrito interno do solo;
 - δ – ângulo de atrito entre a estrutura e o solo;
 - β – inclinação do talude.
- Estado passivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \quad (17)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varnothing)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varnothing + \delta) \cdot \text{sen}(\varnothing - \beta)}{\text{sen}(\varnothing - \delta) \cdot \text{sen}(\varnothing + \beta)}} \right]^2} \quad (18)$$

3. PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para a realização de projetos de solos reforçados com geossintéticos, é necessário conhecer os parâmetros físicos e mecânicos do solo de aterro, as características geotécnicas do subsolo em que a estrutura será apoiada, o levantamento topográfico do local de projeto, bem como a geometria do muro a ser edificado. Além disso, também é necessário analisar as estabilidades interna e externa da estrutura a ser projetada, conforme parâmetros gerais listados a seguir:

- Análise de estabilidade externa:
 - Deslizamento de massa do solo de fundação;
 - Capacidade suporte do solo de fundação;
 - Tombamento no pé da estrutura de solo reforçado;
 - Estabilidade global.

- Análise de estabilidade interna:
 - Espaçamento do elemento de reforço e sobretensão de tração;
 - Possibilidade de ruptura e arrancamento do elemento de reforço.

3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS DE SOLOS DE ATERRO

3.2.1. Introdução

A Tabela 2 abordada na ABNT NBR 16920-1:2021 expõe os ensaios pertinentes para a caracterização do solo usado em aterro. Nos tópicos seguintes, serão apresentados sucintamente conceitos para embasamento nas interpretações de ensaios laboratoriais contemplados neste trabalho.

Tabela 2: Ensaio para caracterização de solos de aterro

Ensaio	Norma de referência	Frequência mínima
Limites de plasticidade e de liquidez	ABNT NBR 7180	Um conjunto inicial de ensaios em no mínimo três amostras para caracterização de jazida e sempre que houver uma mudança tátil visual de material do aterro
	ABNT NBR 6459	
Granulometria	ABNT NBR 7181	
Massa específica dos grãos	ABNT NBR 6458	
Umidade natural	ABNT NBR 6457	
Ensaio de compactação	ABNT NBR 7182	
Expansão	ABNT NBR 9895	De acordo as especificações técnicas do projeto
Ensaio para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento	De acordo com as especificações técnicas do projeto	De acordo as especificações técnicas do projeto

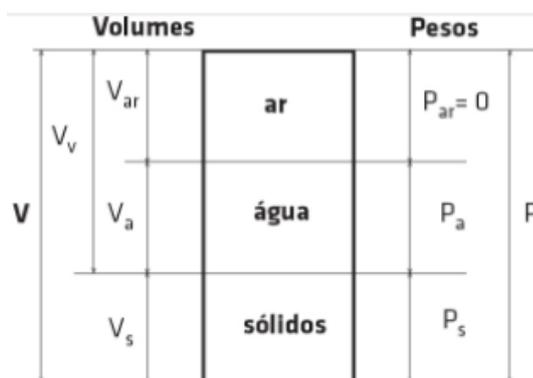
Fonte: ABNT NBR 16920-1 (2021), adaptada.

3.2.2. Peso específico real dos grãos

Fiori (2015) apresenta o solo como um elemento trifásico composto pelas fases sólida, líquida e gasosa. De fácil caracterização, pequenas variações em suas propriedades não interferem de forma geral, porém deve-se ter cuidado especial em casos, por exemplo, de maiores índices pluviométricos que podem alterar de forma significativa as características do solo.

Os índices físicos do solo são relações de massa e volume entre os componentes do solo: água, ar e sólidos (Figura 28). A norma vigente para a obtenção de peso específico real dos grãos é a ABNT NBR 9813:2016, ensaio realizado *in situ* (ver item 4.2.1).

Figura 28: Relação entre pesos e volumes do solo



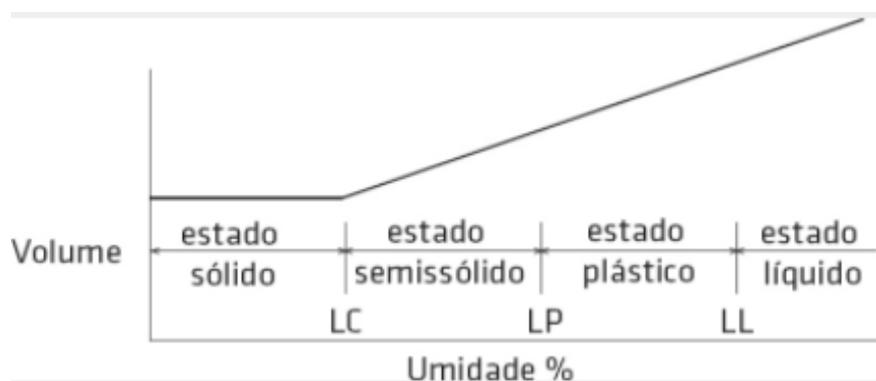
Fonte: FIORI (2015).

3.2.3. Limites de consistência

Caputo, Caputo e Rodrigues (2017b) referem-se que para solos com grande fração fina apenas a granulometria não é suficiente para caracterização devido as propriedades plásticas que necessitam do teor de umidade, forma das partículas e composição física e mineralógicas. Para devida caracterização do solo são estudados os limites de consistência do solo atribuído primeiramente ao engenheiro sueco Atterberg, em 1911.

Fiori (2015) expõe que os limites de consistência conhecidos são o LC (limite de contração) em que o solo passa do estado sólido para semissólido, LP (limite de plasticidade) equivalente a passagem do estado semissólido e plástico, e o LL (limite de liquidez) o solo passa do estado plástico e para estado líquido (Figura 29). A determinação do LL é segundo a ABNT NBR 6459:2016 e, para o LP é de acordo com a norma ABNT NBR 7180:2016.

Figura 29: Relação entre os limites de consistência e os estados de um solo fino.



Fonte: FIORI (2015).

3.2.4. Granulometria do solo

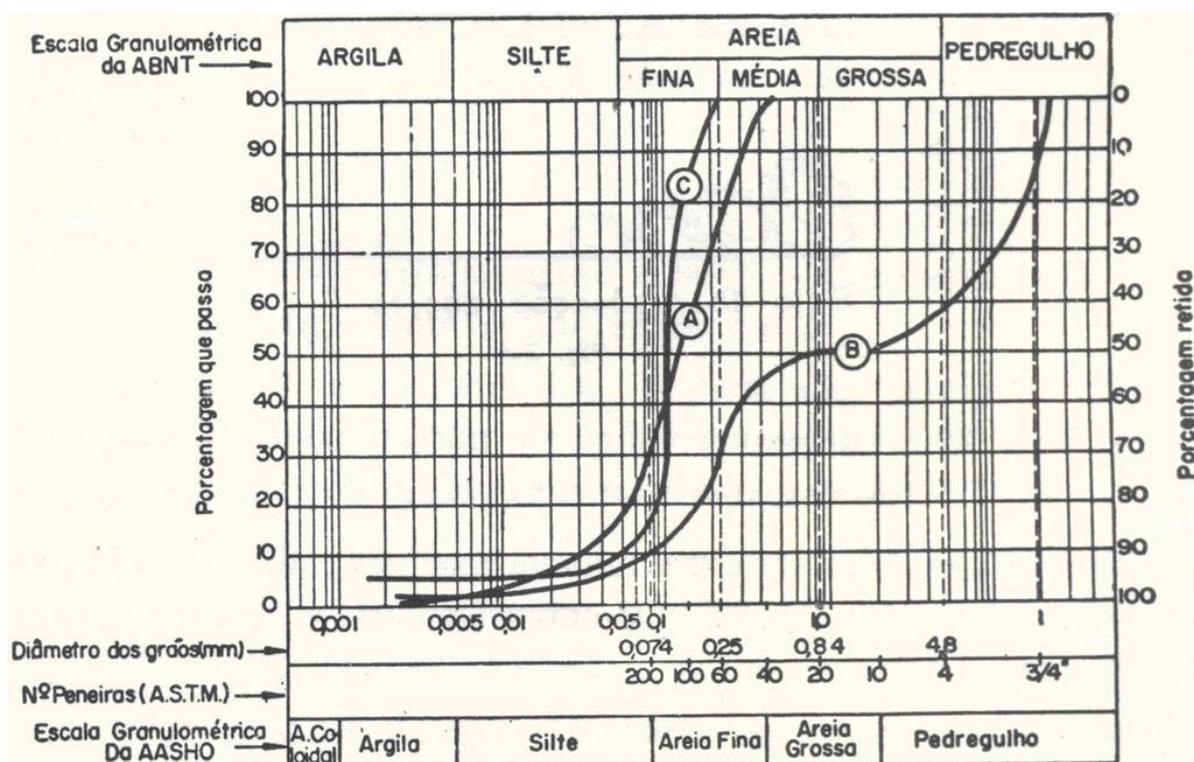
Classificar um solo pode ser descrito como a busca por prever o comportamento deste material heterogêneo, ou ao menos, orientar os processos necessários para este objetivo. Várias são as classificações que podem ser feitas tais como pela estrutura, origem, preenchimento dos vazios e a granulometria (PINTO, 2006).

A propriedade que infere sobre o comportamento do solo é o tamanho das partículas que o compõe, e a caracterização se realiza por meio da análise granulométrica do solo. Das Braja (2011, p. 29) diz que “[...] análise granulométrica é

a determinação do tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso seco total [...]”.

A análise granulométrica é realizada segundo a norma ABNT NBR 7181:2016. Com os resultados de peneiramento e sedimentação traça-se a curva granulométrica do solo, exemplificado na Figura 30.

Figura 30: Curvas características de granulometria (A – Granulometria contínua e bem graduada; B – descontínua; C – Uniforme)



Fonte: CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES (2017b).

As frações de solo são divididas em faixas conforme determinada classificação. Vários órgãos internacionais como a AASHO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) e ASTM (*American Society for Testing and Materials*) possuem valores que delimitam essas faixas. Para este trabalho, por questões de padronização, será utilizada a classificação da ABNT NBR 6502:1995 mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Classificação granulométrica segundo ABNT

Classificação		Diâmetro dos grãos
Argila		$d < 0,002$
Silte		$0,002 < d < 0,06$
Areia	Fina	$0,06 < d < 0,2$
	Média	$0,2 < d < 0,6$
	Grossa	$0,6 < d < 2,0$
Pedregulho		$2,0 < d < 60$
Pedra		$60 < d$

Fonte: ABNT NBR 6502 (1995), adaptada.

A partir do formato do gráfico (a análise granulométrica é realizada segundo a norma ABNT NBR 7181:2016. Com os resultados de peneiramento e sedimentação traça-se a curva granulométrica do solo, exemplificado na Figura 30, consegue-se identificar se o solo é mal ou bem graduado, uniforme ou não uniforme. A classificação como “bem graduado” de solo está ligada a presença de diversos tamanhos de partículas no solo e é bem visto na engenharia pois os grãos de menores diâmetros preenchem os vazios das partículas maiores. Esta relação chamada de coeficiente de uniformidade (C_u) é expressa pela Equação 19 (PINTO, 2006):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{ef}} \quad (19)$$

Em que:

- D_{60} = correspondente a 60% do peso com partículas menores do que ele;
- D_{ef} = correspondente a 10% do peso com partículas menores do que ele.

De acordo com Caputo, Caputo e Rodrigues (2017b), a classificação pode ser dada da seguinte forma:

- Muito uniforme..... $C_u < 5$
- Uniformidade média..... $5 < C_u < 15$
- Desuniforme..... $C_u > 15$

Outro coeficiente que pode ser obtido por meio da curva granulométrica trata-se do coeficiente de curvatura (C_c), definido pela Equação 20. Este coeficiente mostra descontinuidades na curva e concentração de solos grossos.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (20)$$

Em que:

- D_{30} = diâmetro que passa 30% das partículas;
- D_{10} = diâmetro que passa 10% das partículas;

3.2.5. Curva de compactação do solo

Ao compactar um solo por meio manual ou mecânico busca-se a redução do volume pela expulsão de gases, aumentando assim o peso específico do material e consequentemente a sua resistência e estabilidade (CAPUTO, CAPUTO, RODRIGUES, 2017b; DAS BRAJA, 2011).

Para Caputo, Caputo e Rodrigues (2017b), a compactação trata-se de um processo simples, porém de grande importância e está ligado diretamente a problemas de barragens de terra e pavimentação além do que a compactação leva ao aumento da resistência da fundação, estabilidade de talude, melhoras de permeabilidade, compressibilidade e absorção de água.

Na compactação de solos, os dois principais fatores a serem considerados trata-se da energia mecânica empregada e do teor de umidade. A água contida no solo facilita o deslizamento de uma partícula sobre as outras, assim diminuindo os vazios, entretanto a partir de certo teor de umidade a água passa a ocupar o espaço das partículas sólidas (DAS BRAJA, 2011).

O ponto em que o solo tem seu maior peso específico é relacionado a quantidade de água ideal chamado de teor de umidade ótima.

O ensaio de Proctor realizado neste trabalho, segundo a ABNT NBR 7182:2016 (ver item 4.2.5), trata-se da energia normal de compactação calculada pela Equação 21. Ressalta-se que há ainda o ensaio de Proctor modificado e intermediário que possuem energias de compactação diferenciadas. Contudo, não serão abordados por não constituir o objetivo aqui apresentado.

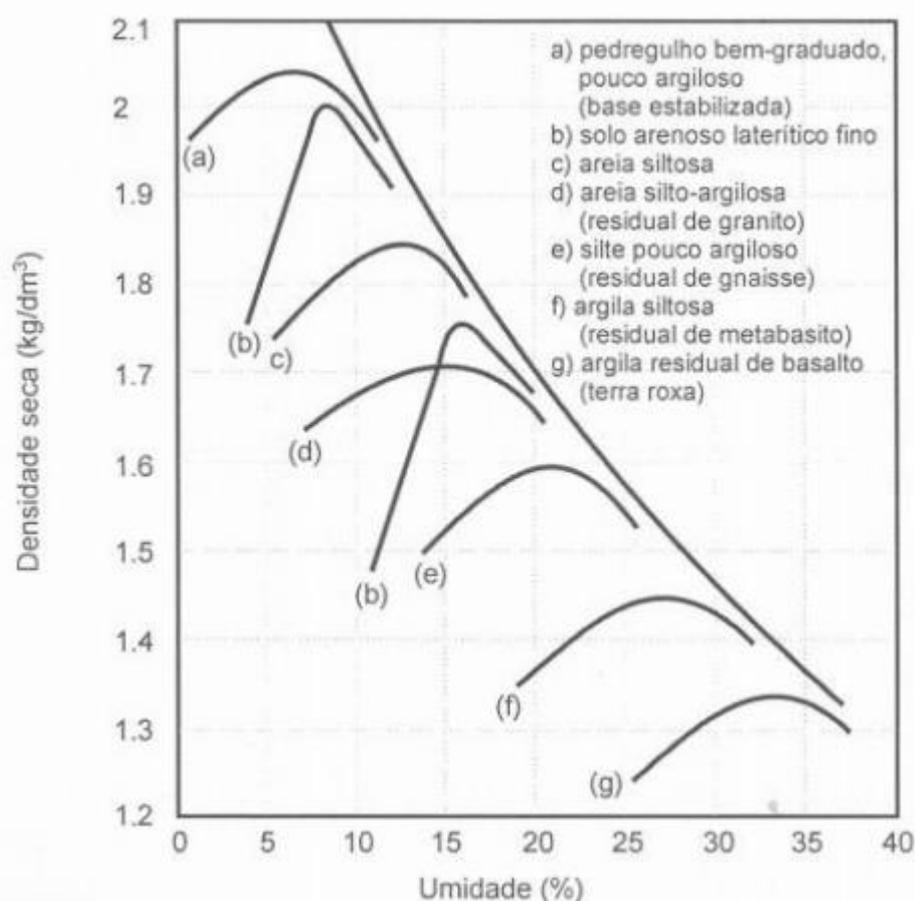
$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \quad (21)$$

Em que:

- E= energia de compactação, isto é, por unidade de volume;
- P= peso do soquete;
- H=altura da queda do soquete;
- N= número de golpes por camada;
- V= volume do solo compactado.

O gráfico plotado apresenta formato de sino e a depender do tipo de solo compactado apresenta algumas variações já conhecidas pela bibliografia sendo mais um modo de caracterizar o material. A Figura 31 apresenta os diferentes gráficos com suas classificações.

Figura 31: Curvas de compactação características



Fonte: PINTO (2006).

3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

3.3.1. Introdução

Ao se dimensionar uma estrutura de contenção há a necessidade de levantamentos de parâmetros em campo para seu dimensionamento, entre eles encontram-se a identificação da estratigrafia do solo envolvido na obra e a topografia existente (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

A chamada campanha de investigação é definida pelo engenheiro geotécnico responsável pelo projeto e tem sua abrangência pautada na complexidade da obra, riscos e características físicas locais (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Schnaid e Odebrecht (2012) ponderam que a investigação geotécnica prévia deve ser considerada como um investimento para a elaboração de um projeto adequado e economicamente viável e não como um custo.

Diversos ensaios *in situ* são comercializados no território brasileiro como SPT (*Standard Penetration Test*), cone, piezocone e palheta. Como foco deste estudo será descrito a seguir o ensaio com o SPT e as correlações feitas a partir de seus resultados.

3.3.2. SPT (Standard Penetration Test)

O ensaio com o SPT, também conhecido como sondagem a percussão ou apenas sondagem, é o mais popular e rotineiro estudo de campo na área de geotecnia no Brasil a partir dos princípios normativos da ABNT NBR 6484:2020. Schnaid e Odebrecht (2012) apontam que “[...] o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento [...] (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 23)”.

A ampla utilização da sondagem a percussão se deve a fatores como a simplicidade do equipamento, baixo custo do ensaio em relação ao preço final da obra e obtenção do índice de resistência à cravação do solo (N) que por meio de correlações empíricas fornecem dados para obtenção da resistência admissível do solo (σ_{adm}) e demais parâmetros geotécnicos.

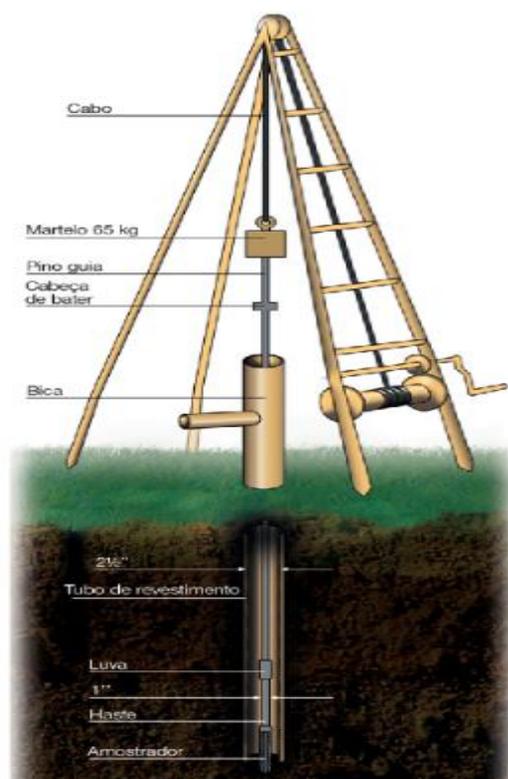
O objetivo da sondagem SPT é a determinação das espessuras das camadas de solo e suas estratigrafias, posição do nível d'água e resistência à penetração por metro. A resistência do solo é caracterizada por meio do número N. Este número

corresponde ao total de golpes dados nos últimos trinta centímetros da cravação a cada um metro de espessura do solo. A cravação é interrompida e o ensaio finalizado a partir de critérios estabelecidos pelo requerente ou, na ausência destes, de critérios para as seguintes condições (ABNT NBR 6484:2020):

- Quando, em um trecho de 10 m, o nº N ultrapassar consecutivamente 25 golpes;
- Quando, em um trecho de 8 m, o nº N ultrapassar consecutivamente 30 golpes;
- Quando, em um trecho de 6 m, o nº N ultrapassar consecutivamente 35 golpes;
- Para ensaios com perfuração por circulação de água obter avanços inferiores a 50 mm a cada intervalo de 10 minutos.

O ensaio de sondagem SPT é realizado por meio de equipamento mostrado na Figura 32, e consiste em tripé, amostrador padrão, sistema de polias com cabo têxtil e um martelo de 65 kg que é solto a uma altura de 750 mm (ABNT NBR 6484:2020).

Figura 32: Esquema de equipamento usado para ensaio SPT



Fonte: SCHNAID; ODEBRECHT (2012).

Ao montar o equipamento posiciona-se o martelo sobre a haste e anota-se se houve penetração apenas pela ação do peso próprio do martelo, seguindo da marcação de 15 cm, 30 cm e 45 cm na haste e então começa-se o ensaio. A cada

metro tem-se a escavação de 55 cm e a cravação do amostrador nos 45 cm seguintes divididos em 3 segmentos de 15 cm. O número de golpes é anotado para cada um dos 15 cm, entretanto o número N é a soma dos 2 últimos trechos. Se durante o ensaio for encontrado o nível de água, passa-se a utilizar a circulação de água (ABNT NBR 6484:2020).

O amostrador é feito de modo a ser oco por dentro e acumular o material durante a cravação. A amostra que é retirada nos últimos 30 cm de cravação é identificada para envio ao laboratório para que um geotécnico faça a descrição tátil-visual do solo (granulometria principal e secundária, cor e origem) e sua convenção gráfica.

Para o ensaio de sondagem não há uma padronização mundial e fatores como o mecanismo de levantamento e liberação do martelo e até mesmo o material da corda usada influenciam na energia empregada no ensaio. No Brasil, na maior parte de seu território usa-se equipamentos com energia de variando entre 70% e 80% (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

3.3.3. Correlação com o N_{SPT}

Parte dos projetos geotécnicos realizados no Brasil contam somente com o ensaio de sondagem para obtenção de parâmetros geotécnicos de dimensionamento do solo, tais como de coesão (c) e ângulo de atrito do solo (ϕ'). Os ensaios de cisalhamento de solos e triaxial são de natureza complexa e realizados em condições controladas em laboratório e, portanto, onerosos. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), abordam que dependendo do projeto apenas a sondagem não fornece parâmetros suficiente.

Cintra, Aoki e Albineiro (2011) apresentam a relação de Teixeira e Godoy (1996) para a correlação do número N_{SPT} com a coesão do solo (c), conforme Equação 22:

$$c = 10 \cdot N_{spt} \quad (22)$$

Para o ângulo de atrito, Cintra, Aoki e Albineiro (2011) expõem as relações de Godoy (1983) e Teixeira (1996) para a situação não drenada, segundo as Equações 23 e 24:

- Godoy (1983):

$$\varphi' = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \quad (23)$$

- Teixeira (1996):

$$\varphi' = 15^\circ + \sqrt{20 \cdot N_{spt}} \quad (24)$$

Também amplamente utilizado está a Tabela 4 desenvolvida por Joppert Júnior (2007), no qual os parâmetros de entrada são o tipo de solo e a faixa do número N_{SPT} .

Tabela 4: Parâmetros médios do solo

Tipo de solo	Faixa de SPT		Módulo de elasticidade (t/m ²)		Peso específico		Ângulo atrito efetivo (Ø)°	Coesão efetiva (tf/m ²)
					Natural (t/m ²)	Saturado (t/m ²)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0	4	2000	5000	1,7	1,8	25	0,00
	5	8	4000	8000	1,8	1,9	30	0,00
	9	18	5000	10000	1,9	2,0	32	0,00
	19	41	8000	15000	2,0	2,1	35	0,00
	41		16000	20000	2,0	2,1	38	0,00
Areia média e fina muito argilosa	0	4	2000		1,7	1,8	25	0,00
	5	8	4000		1,8	1,9	28	0,50
	9	18	5000		1,9	2,0	30	0,75
	19	41	10000		2,0	2,1	32	1,00
Argila porosa vermelha e amarela	0	2	200	500	1,5	1,7	20	0,75
	3	5	500	1000	1,6	1,7	23	1,50
	6	10	1000	2000	1,7	1,8	25	3,00
	10		2000	3000	1,8	1,9	25	3,00
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0	2	100		1,7	1,8	20	0,75
	3	5	100	250	1,8	1,9	23	1,50
	6	10	250	500	1,9	1,9	24	2,00
	11	19	500	1000	1,9	1,9	24	3,00
	20	30	3000	10000	2,0	2,0	25	4,00
	30		10000 15000	2,0	2,0	25	5,00	
Argila arenosa pouco siltosa	0	2	500		1,5	1,7	15	1,00
	3	5	500	1500	1,7	1,8	15	2,00
	6	10	1500	2000	1,8	1,9	18	3,50
	11	19	2000	3500	1,9	1,9	20	5,00
	20		3500	5000	2,0	2,0	25	6,50
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0	1	40	100	1,1	1,1	15	0,50
	2	5	100	150	1,2	1,2	15	1,00
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5	8	8000		1,8	1,9	25	1,50
	9	18	1000		1,9	2,0	26	2,00
	19	41	15000		2,0	2,0	27	3,00
	41		20000		2,1	2,2	28	5,00

Fonte: JOPPERT JÚNIOR (2007).

As correlações aqui apresentadas sempre devem ser avaliadas por engenheiros geotécnicos, considerando se os valores demonstrados são, de fato, representativos a cada projeto.

3.4. LEVANTAMENTO TOPOGRAFICO

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) enfatizam que não há como realizar um projeto de contenção sem o detalhamento planialtimétrico do terreno. Com equipamentos mais modernos como as estações totais é possível realizar levantamentos em 3 dimensões o que facilita a descrição do projeto.

Nestes projetos devem ter necessariamente as curvas de nível do terreno e apresentar todo e qualquer tipo de elemento que possa vir a inferir sobre a concepção da estrutura como construções existentes, escorregamentos, surgimentos de água e trincas.

3.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE

3.5.1. Considerações iniciais

Para dimensionamento de muro reforçado com geogrelhas são utilizados métodos como Rankine, Coulomb, *Federal Highway Administration* (FHWA) e *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) que se baseiam na teoria do equilíbrio limite. Outras teorias foram sendo consagradas ao decorrer do tempo, como o método de Ehrlich e Mitchell (1994) que considera em seus cálculos a influência da compactação. O método a ser adotado para o dimensionamento do muro proposto neste trabalho será baseado no estado de equilíbrio limite.

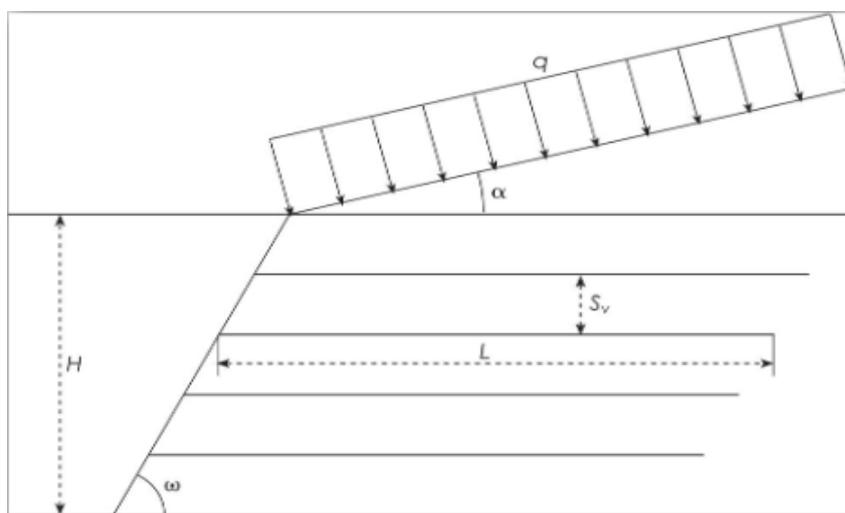
Conforme apresentado anteriormente no tópico 3.1 deste texto, para o dimensionamento de um muro de solo reforçado por meio do estado de equilíbrio limite são realizadas as análises de estabilidade externa e interna à estrutura de solo reforçado.

Azambuja *et al.* (2004) elucida os parâmetros a seguir como iniciais para os cálculos de um muro de solo reforçado (Figura 33):

- Altura do muro (H);
- Inclinação da face do muro (ω);
- Ângulo de inclinação do terreno (α);

- Parâmetros de resistência dos solos de aterro e fundação;
- Resistência da interface solo/geossintético;
- Características do geossintético (resistência, comprimento de reforço (L_r) e espaçamento (S_v);
- Condições de compactação do aterro;
- Cargas externas (q);
- Fatores de segurança de estabilidade.

Figura 33: Geometria típica de muro de solo reforçado



Fonte: AZAMBUJA *et al.* (2004).

A ABNT NBR 16920-1:2021 estabelece conforme Tabela 5 os fatores de segurança mínimos para cada análise necessárias.

Tabela 5: Fatores de segurança conforme ABNT NBR 16920-1:2021

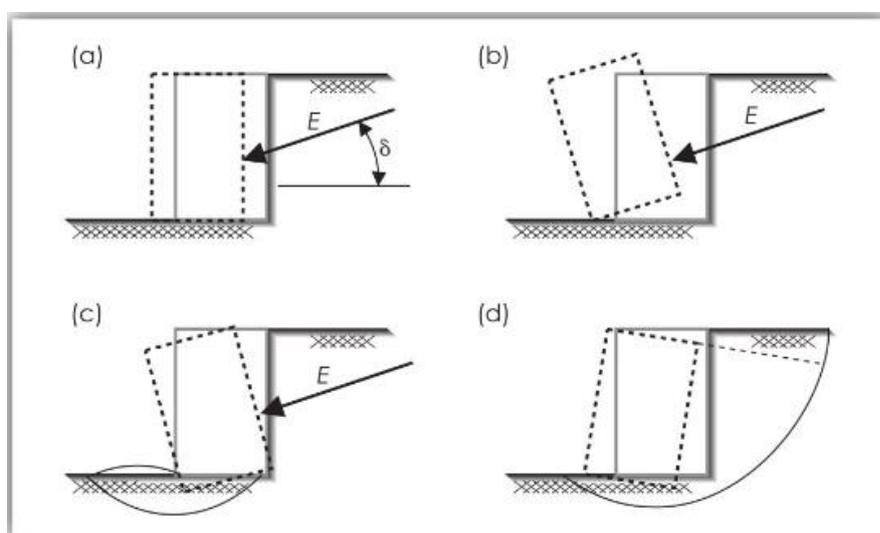
Estabilidade	Mecanismo	Fator de segurança global mínimo
	Tensão admissível	2,0 no bordo mais carregado
Externa	Deslizamento	1,5
	Tombamento	2
Interna	Ruptura estrutural do reforço	1,5
	Arrancamento do reforço	1,5
Geral	-	Variável
Conexão com o paramento	-	1,5

Fonte: ABNT NBR 16920-1 (2021), adaptada.

3.5.2. Estabilidade externa

Palmeira (2018) aborda que na estabilidade externa a área reforçada é tratada como bloco rígido semelhante a um muro de gravidade. A Figura 34 apresenta as análises a serem realizadas correspondendo ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e estabilidade global da estrutura reforçada.

Figura 34: Mecanismos de análises a serem realizados: (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga da fundação; (d) estabilidade global.



Fonte: AZAMBUJA *et al.* (2004)

3.5.2.1. Deslizamento

O deslizamento refere-se ao equilíbrio das forças horizontais atuantes na estrutura e ao fator de segurança contra do deslizamento (Equação 25) compreende a razão entre as forças resistente ao deslizamento da base do muro e a força do empuxo de terra (Figura 35) (GERSCOVICH, 2012; AZAMBUJA *et al.*, 2004).

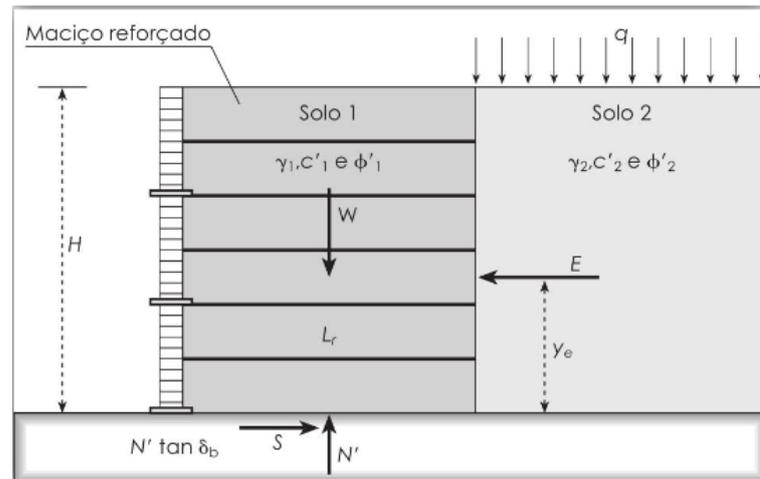
$$FS_d = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{solic}} = \frac{(\gamma_1 \cdot H) \cdot L_r \cdot \tan\phi_1'}{E_a} \geq 1,5 \quad (25)$$

Em que:

- FS_d – fator de segurança contra o deslizamento;
- γ_1 – peso específico do solo;

- H – altura do maciço reforçado;
- L_r – comprimento de reforço;
- Φ_1 – ângulo de atrito interno do solo na base do maciço;
- E_a – empuxo ativo.

Figura 35: Distribuição de forças para cálculo do deslizamento



Fonte: AZAMBUJA *et al.* (2004)

3.5.2.2. Tombamento

O fator de segurança contra o tombamento (Equação 26) é estabelecido pela relação entre o momento estabilizante causado pelo peso do muro e o momento instabilizante acarretado pelo empuxo de solo no ponto externo na base do muro (Figura 35) (PALMEIRA, 2018; GERSCOVICH, 2012).

$$FS_t = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{solic}} = \frac{0,5 \cdot L_r \cdot W}{E_a \cdot y_E} \geq 2,0 \quad (26)$$

No qual:

- FS_t – fator de segurança contra o tombamento;
- L_r – comprimento do reforço;
- W – peso do muro reforçado;
- E_a – empuxo ativo;
- y_e – braço de alavanca do empuxo em relação ao pé da estrutura.

3.5.2.3. Capacidade de carga da fundação

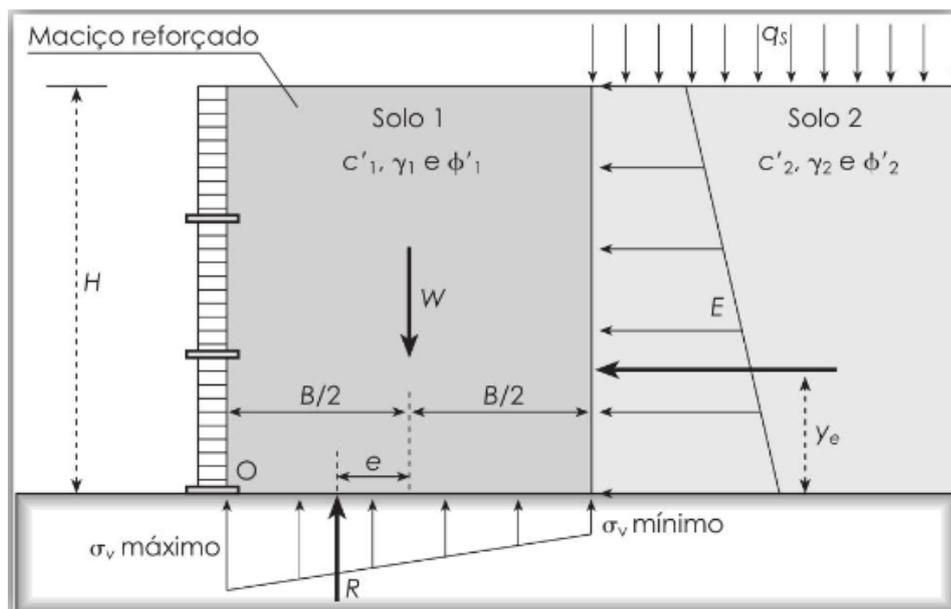
A distribuição de cargas na fundação de uma estrutura reforçada com geogrelha é atribuída de forma trapezoidal conforme muro de peso garantindo, assim, que toda a fundação esteja sofrendo tensões de compressão. Portanto, a força resultante na base do muro passa a ter uma excentricidade, conforme apresentado na Figura 36, não deve exceder a 6 partes do comprimento reforçado (AZAMBUJA *et al.*, 2004; PALMEIRA, 2018), conforme Equação 27.

$$e = \frac{E \cdot y_E}{\gamma \cdot H \cdot L_r} \leq \frac{L_r}{6} \quad (27)$$

Em que:

- e – excentricidade;
- y_e – braço de alavanca do empuxo em relação ao pé da estrutura;
- γ – peso específico do solo;
- H – altura do muro;
- L_r – comprimento do reforço.

Figura 36: Distribuições de tensões na base do muro reforçado



Fonte: AZAMBUJA *et al.* (2004).

Gerscovich (2012) e Azambuja *et al.* (2004) explanam que o fator de segurança da capacidade de carga da fundação (Equação 28) pode ser calculado considerando a fundação sendo uma sapata corrida e, assim, ser estimada pela equação de Terzaghi. A norma ABNT NBR 16920-1:2021 estabelece o valor mínimo de 2,0 conforme já apresentado.

$$FS_f = \frac{c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot L_r \cdot N_\gamma}{\sigma_{v_max}} \geq 2,0 \quad (28)$$

No qual:

- FS_f – fator de segurança da capacidade de carga da fundação;
- c – coesão do solo;
- q – sobrecarga ao nível da base;
- γ' – peso específico efetivo do solo;
- L_r – comprimento de reforço;
- N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de carga;
- σ_{v_max} – tensão máxima vertical.

Sendo a tensão máxima definida por (Equação 29):

$$\sigma_{v_max} = \frac{R}{L_R - 2 \cdot e} \quad (29)$$

No qual:

- R – força resultante na base;
- L_r – comprimento de reforço;
- e – excentricidade.

3.5.2.4. Estabilidade global

É na estabilidade global que são feitas análises não contempladas nas estabilidades interna e externa. Nesta análise considera a rotação do maciço ao longo de uma superfície e são empregados métodos como Bishop, Janbu, Morgenstern e

Price por meio de programas computacionais garantindo o fator de segurança global (PALMEIRA, 2018), definida pela Equação 30.

$$FS_G = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \geq 1,5 \quad (30)$$

Em que:

- FS_G - Fator de segurança global;
- M_R – Momento resistente;
- M_S – Momento solicitante.

Os métodos de cálculo do fator de segurança global se baseiam em sua maioria no método das fatias, no qual a estrutura é dividida em fatias verticais paralelas e que as tensões normais são provocadas pelo peso próprio das fatias em sua base e, assim, o cálculo é realizado por meio das equações de equilíbrio (GERSCOVICH, 2013).

A ABNT NBR 16920-1:2021 apresenta a Tabela 6 no qual fator de segurança global varia em função de potenciais danos a vida humana e a danos ambientais e materiais. Neste trabalho, será adotado como fator de segurança global o maior valor sugerido pela norma vigente, ou seja, 1,5.

Tabela 6: Fatores de segurança mínimos para estabilidade global

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos às vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT NBR 16920-1 (2021).

3.5.3. Estabilidade Interna

Pedroso (2000) discorre que a estabilidade interna está ligada ao equilíbrio local, apresentando o espaçamento vertical e comprimento de reforço, assim

analisando cada camada de reforço de forma isolada quanto a ruptura no reforço e quanto ao seu arrancamento.

3.5.3.1. Ruptura do reforço

O fator de segurança contra a ruptura do reforço é dado pela razão entre a tensão admissível do reforço fornecido pelo fabricante do material e a tensão de tração que o reforço é submetido devido ao maciço (PEDROSO, 2000), conforme Equação 31:

$$FS = \frac{T_{adm}}{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v} \geq 1,5 \quad (31)$$

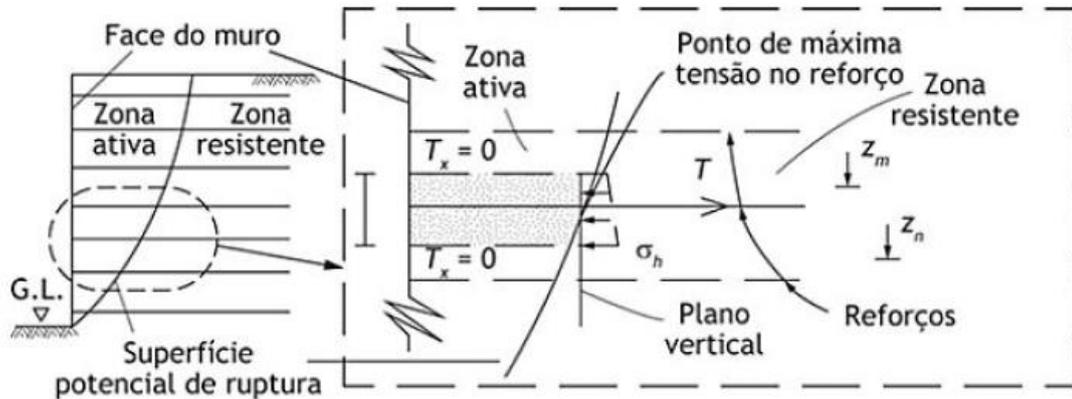
Em que:

- FS – fator de segurança contra a ruptura do reforço;
- T_{adm} – tensão admissível do reforço;
- K_a – coeficiente de empuxo ativo;
- γ – peso específico do solo;
- z – profundidade do reforço;
- S_v – espaçamento vertical entre os reforços.

3.5.3.2. Arrancamento do reforço

Ao ser feita a análise do fator de segurança ao arrancamento do reforço, determina-se o comprimento de ancoragem e a sua parte inserida na zona ativa (Figura 37). O comprimento da zona ativa (L_L) é definido pela Equação 32 (PEDROSO, 2000).

Figura 37: Zona ativa e resistente



Fonte: EHRlich; MITCHELL (1994), adaptada

$$L_L = (H - z) \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (32)$$

No qual:

- L_L – comprimento da zona ativa;
- H – altura do maciço reforçado;
- z – profundidade do reforço;
- ϕ – ângulo de atrito interno do solo.

Mitchell e Villet (1987) propõem o comprimento de ancoragem (L_A) como sendo (Equação 33):

$$L_A = \frac{\sigma_h \cdot S_v \cdot FS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\delta)} \quad (33)$$

Em que:

- σ_h - tensão horizontal total (incluindo sobrecarga);
- γ - peso específico do solo;
- z - profundidade do reforço;
- S_v - espaçamento vertical entre os reforços;
- FS - fator de segurança contra o arrancamento do reforço;
- δ - coeficiente de atrito entre o solo e o reforço;
- L_A - comprimento da zona de ancoragem.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. INTRODUÇÃO

Como proposta deste trabalho tem-se o dimensionamento de um muro experimental de solo reforçado com geogrelha e faceamento de blocos segmentais locado no Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Unidade Varginha.

Para o dimensionamento da estrutura de contenção aqui apresentada, foram realizados ensaios de caracterização laboratorial do solo, a partir de índices físicos, limites de consistência, análise granulométrica e compactação, além de investigação geotécnica por sondagem à percussão e levantamento topográfico do local de estudo. Os métodos empregados serão apresentados sucintamente a seguir.

4.2. CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DO SOLO DE ATERRO

4.2.1. Peso específico real dos grãos

Este trabalho está sendo desenvolvido durante a pandemia mundial de Coronavírus do ano de 2020. A norma atual que rege o ensaio de peso específico do solo *in situ* é a ABNT NBR 9813:2016, porém com publicações de Resoluções internas da Instituição visando a biossegurança dos usuários, não foi possível realizar ensaios segundo a norma vigente. Portanto, será utilizado o resultado de peso específico conforme ensaio normatizado pela ABNT NBR 6508:2016 Versão Corrigida 2:2017, que já havia sido realizado para fins didáticos na disciplina de Mecânica dos Solos I.

Para o ensaio conforme a ABNT NBR 6508:2016 Versão Corrigida 2:2017, uma amostra deformada de 250 g (gramas) de solo é passada na peneira 4,8 mm e secado em estufa conforme descrito no item 4.2.2 deste trabalho, sendo ao final utilizado 60 g de material.

A amostra é transferida para recipiente cerâmico e imerso em água destilada por 24 horas. Após este processo, leva-se a mistura para o copo de dispersão no qual, o material é agitado por 15 minutos.

A mistura novamente troca de recipiente, passando para o picnômetro preenchido até a metade com água destilada e acoplado a bomba de vácuo. Em todas as trocas de recipiente são feitas lavagens nos recipientes anteriores e acréscimo

deste resíduo para que não haja perda de material. A bomba de vácuo aplica 88 kPa por 15 minutos, e em intervalos regulares o equipamento é agitado manualmente.

No processo seguinte, o picnômetro é completado com água destilada até cerca de 1 centímetro abaixo do menisco e novamente é aplicado vácuo com pressão de 88 kPa por 15 minutos com a agitação em intervalos regulares.

Por fim, o picnômetro é completado até o menisco e deixado em repouso. Após o repouso é medido a temperatura interna do picnômetro mais água e solo. Com o auxílio de uma balança com precisão de 0,1 g, pesa-se o picnômetro com água e solo e por meio da curva de calibração do balão usado no ensaio extrai o valor de sua massa.

O cálculo da massa específica do solo é dado pela Equação 34 a seguir.

$$\rho_s = \frac{M_s}{M_s + (M_p + M_a) - (M_p + M_s + M_a)} \cdot \rho_a \quad (34)$$

Em que:

- ρ_s = massa específica dos grãos;
- M_s = massa solo seco;
- M_p = massa picnômetro;
- M_a = massa de água;
- ρ_a = massa específica da água.

4.2.2. Teor de umidade

Estabelece como teor de umidade (w%) a razão, expressa em porcentagem, entre a massa de água (M_a) e a massa da parte sólida (M_s) de determinada quantidade de material (Equação 35).

$$w(\%) = \frac{M_a}{M_s} \cdot 100 \quad (35)$$

O ensaio normatizado pelo ABNT NBR 6457:2016 Versão corrigida:2016 para determinação da umidade do solo neste caso trata-se do método da estufa no qual uma amostra de solo, logo após a sua coleta no local, é pesada e levada para estufa

com temperatura controlada de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ por 24 horas, até a constância de peso, em recipientes de massa previamente determinadas, após o tempo estabelecido é feita a pesagem novamente.

4.2.3. Limites de consistência

O Limite de Liquidez (LL), como já citado anteriormente, refere-se à umidade de transição entre o estado plástico e líquido. Experimentalmente corresponde ao teor de umidade com que o solo fecha certa ranhura sob o impacto de 25 golpes do aparelho de Casagrande (Figura 38), ensaio padronizado pela ABNT NBR 6459:2016.

Figura 38: Aparelho de Casagrande



Fonte: FIORI (2015).

O ensaio descrito na ABNT NBR 6459:2016 consiste em homogeneizar amostra de solo com certa quantidade de água destilada. Após o processo, preenche-se 2/3 do aparelho de Casagrande e aplica-se uma ranhura no conjunto com um cinzel para separar ao meio a amostra. Em seguida, aplica-se golpes no aparelho até que as bordas inferiores da ranhura se unam. Anota-se a quantidade de golpes necessária para isso. Repete-se este procedimento quatro vezes com acréscimos de água a cada etapa. Para cada processo é retirado certa quantidade de solo e feito o método de determinação de umidade já descrito neste trabalho no item 4.2.2. A norma recomenda que se obtenha ao menos cinco pontos de ensaio, cobrindo um intervalo de 35 a 15 golpes.

Com os valores obtidos em laboratório é plotado o gráfico de umidade (em porcentagem) pelo número de golpes. Traça-se a linha reta determinada por

interpolação e aos 25 golpes determina a umidade correspondente ao limite de liquidez (LL).

O Limite de Plasticidade (LP) consiste no teor de umidade em que o solo passa do estado plástico para o semissólido. No estado plástico consegue-se moldar o solo sem que ocorra variação de seu volume. Em laboratório o ensaio é normatizado pela ABNT NBR 7180:2016 e é obtido determinando-se o teor de umidade no qual um cilindro de um solo com 3 mm de diâmetro apresenta fissuras conforme mostrado na Figura 39.

Figura 39: Amostra moldada para ensaio de limite de plasticidade



Figura: Da autora.

Parte de uma amostra seca previamente é misturada a água destilada até aparência homogênea e plástica. Neste momento, parte do material é rolado por cima de uma placa de vidro esmerilhada até a espessura de 3 milímetros, conforme gabarito metálico, e se assim apresentar fissuras, o material é pesado e levado a estufa por 24 horas e posteriormente analisado a umidade conforme ensaio apresentado no item 4.2.2 deste trabalho. Caso o material não fique conforme requerido é adicionado mais material seco ou água conforme for necessário. São realizados três vezes o procedimento.

Caputo, Caputo e Rodrigues (2017b) mostram que a diferença entre o limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) gera um valor chamado de índice de plasticidade (IP), conforme Equação 36. Este índice pode ser interpretado como um dos parâmetros para determinar se um solo é argiloso (índice de plasticidade alto) ou arenoso (índice de plasticidade baixo ou nulo) por mostrar a faixa de umidade no qual o solo encontra-se em estado plástico.

$$IP = LL - LP \quad (36)$$

As argilas são separadas de acordo com critério de Jenkins (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2017b):

- Fracamente plásticos..... $1 < IP < 7$
- Mediamente plásticos..... $7 < IP < 15$
- Altamente plásticos $IP > 15$

4.2.4. Granulometria do solo

A análise granulométrica é regida pelo ensaio descrito na ABNT NBR 7181:2016. O ensaio é dividido em dois métodos: o peneiramento e ensaio de sedimentação.

No ensaio de peneiramento, uma amostra de solo é seca em estufa e destorroada, o material então é levado para um conjunto de peneiras com aberturas decrescentes com algumas destas apresentadas na Tabela 7, sendo agitadas por equipamento mecânico, sob a peneira de malha #200 é colocado um fundo para recolhimento do material mais fino.

Tabela 7: Tamanhos das peneiras segundo padrão americano

Nº da peneira	Abertura (mm)	Nº da peneira	Abertura (mm)
4	4,75	40	0,43
10	2	50	0,36
16	1,18	100	0,15
30	0,6	200	0,08

Fonte: DAS BRAJA (2011), adaptada.

Após o ensaio, o material retido em cada peneira é pesado e calculado sua porcentagem em relação ao todo, sendo chamado de porcentagem retida. Caso o solo seja coesivo, a amostra é misturada em água e realizado o ensaio, após isso o material retido é levado a estufa e então feita a pesagem.

Para os solos passantes na peneira #200, ou seja, para partículas menores do que 0,075 mm, o ensaio realizado consiste no método da sedimentação. No ensaio de sedimentação, 50 g da amostra de solo é colocada no cilindro de sedimentação junto com um defloculante e agitado, posteriormente ocorre o complemento até o volume de 1000 mL com água destilada e nova mistura. A solução é colocada em

local com temperatura constante e introduzido um densímetro previamente tarado no cilindro.

São feitas leituras do afundamento do densímetro na solução em tempos de 30s, 1 min, 2 min, 8 min, ... a partir do instante que a proveta é apoiada no local do ensaio. Também é anotado a temperatura ambiente a cada leitura.

Este ensaio de sedimentação é regido pela lei de Stokes, em que há a relação entre o diâmetro da partícula, velocidade de sedimentação e viscosidade do líquido usado. A lei de Stokes é dada por (Equação 37):

$$v = \frac{2}{9} \cdot \frac{\gamma_g - \gamma_a}{\eta} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \quad (37)$$

Em que:

- η = coeficiente de viscosidade do meio dispersor variando conforme temperatura;
- d = diâmetro equivalente da partícula;
- γ_g = peso específico das partículas de solo;
- γ_a = peso específico do meio dispersor;
- v = velocidade de sedimentação da esfera.

4.2.5. Curva de compactação do solo

A energia de compactação e o teor de umidade ótima é determinado pelo ensaio de compactação conforme a ABNT NBR 7182:2016, também conhecido como ensaio de Proctor. Proctor propôs o ensaio que leva o seu nome em 1933 e consiste na compactação de uma amostra do solo em um cilindro metálico padrão com 1000 cm³ de volume e com a queda de um soquete metálico de 2,5 kg. O solo amostral é colocado em 3 camadas sucessivas que são golpeadas 26 vezes pelo soquete lançado a 30,5 cm de altura (Figura 40).

Figura 40: Soquete, cilindro e amostra para ensaio de Proctor normal.



Fonte: Da autora.

A norma recomenda a repetição do procedimento com amostras de 5 teores distintos de umidade, buscando dois pontos no chamado ramo seco (antes do ponto de umidade ótima), um ponto próximo a umidade ótima e 2 pontos após a umidade ótima (ramo úmido).

Após a compactação de cada cilindro o conjunto é pesado, o corpo de prova extraído (Figura 41) e realizado o ensaio de umidade conforme descrito no item 4.2.2 deste trabalho.

Figura 41: Extração do corpo de prova do cilindro.



Fonte: Da autora.

A partir dos dados coletados é calculado γ (Equação 38) e em seguida γ_d (Equação 39) e com as umidades obtidas plota-se o gráfico $\gamma_d = f(w)$.

$$\gamma = \frac{M_t}{V_t} \quad (38)$$

Em que:

- γ = peso específico natural;
- M_t = peso total do solo compactado no molde;
- V_t = volume do molde.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}} \quad (39)$$

Em que:

- γ_d = peso específico seco;
- w = umidade do solo.

4.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a realização deste trabalho, a sondagem SPT foi a técnica de investigação geotécnica escolhida e realizada por empresa especializada a partir de um único furo de sondagem localizado atrás do Complexo Laboratorial de Engenharia Civil do CEFET-MG, Unidade Varginha. As Figura 42, Figura 43 e Figura 44 apresentam etapas da investigação geotécnica realizada.

A partir do boletim de sondagem, os dados serão utilizados para obtenção indireta dos parâmetros de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ') e peso específico (γ) do solo, conforme citado no item 3.2.3.

Figura 42: Esquema de equipamento usado para ensaio SPT



Fonte: Da autora.

Figura 43: Amostras obtidas *in loco*



Fonte: Da autora.

Figura 44: Amostras retiradas para caracterização em laboratório



Fonte: Da autora.

4.4. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Para compor este trabalho, foi realizado o levantamento topográfico nas áreas adjacentes do Complexo Laboratorial de Engenharia Civil do CEFET-MG, Unidade Varginha, mediante contratação de serviço especializado com uso do equipamento estação total, como apresentado na Figura 45.

Figura 45: Realização do levantamento topográfico



Fonte: Da autora.

É a partir deste levantamento que se tem os pontos relevantes e curvas de nível necessárias para se traçar a geometria do muro.

5. LEVANTAMENTO DE DADOS

5.1. PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS

A Tabela 8 apresenta os resultados obtidos para a determinação da massa específica dos grãos conforme ensaio normatizado pela ABNT NBR 6558:2016 Versão Corrigida 2:2017 e descrito no item 4.2.1 deste trabalho.

Tabela 8: Resultados do ensaio da massa específica dos grãos

Parâmetros		
T	Temperatura	26 °C
M _s	Massa de solo seco	60 g
M _p + M _a	Massa picnômetro + água	661,2 g
M _p + M _s + M _a	Massa picnômetro + solo + água	698,7 g
ρ _a	Massa específica água	1 g/cm ³
ρ _s	Massa específica dos grãos	2,66 g/cm ³

Fonte: Da autora.

5.2. TEOR DE UMIDADE

Duas amostras de solo extraídos do local de projeto foram analisadas em laboratório conforme ABNT NBR 6457:2016 Versão corrigida:2016 já descrita. A média dos resultados obtidos em ensaio atingiu $w = 25,85\%$ (Tabela 9).

Tabela 9: Resultados do ensaio de umidade pelo método da estufa

Ensaio		1	2
M _c	Massa cápsula (g)	57,3	54,9
M _s + M _c + M _a	Massa solo + massa cápsula + massa água (g)	164,9	165,1
M _s + M _c	Massa solo + massa cápsula (g)	142,7	142,6
M _s	Massa solo (g)	85,4	87,7
M _a	Massa água (g)	22,2	22,5
h	Umidade (%)	26	25,7
w	Umidade média (%)	25,85	

Fonte: Da autora.

5.3. LIMITES DE CONSISTÊNCIA

5.3.1. Limites de liquidez

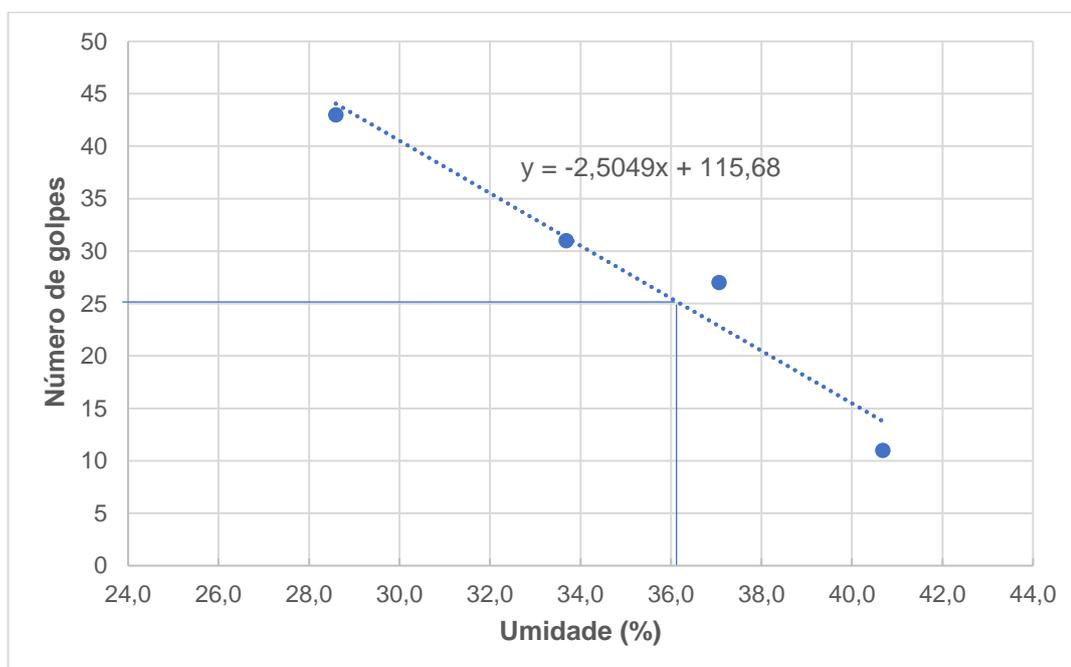
A Tabela 10 expõe os resultados para cada um dos quatro pontos do ensaio com pesagem das massas antes e pós secagem em estufa, respectivos teores de umidade e número de golpes no aparelho de Casagrande e a Figura 46 apresenta os valores interpolados.

Tabela 10: Resultados do ensaio de limite de liquidez

Ensaio		1	2	3	4
M _c	Massa cápsula (g)	35,1	34,3	32,7	34,5
M _s + M _c + M _a	Massa solo + Massa cápsula + Água (g)	48,1	42	51,6	41,9
M _s + M _c	Massa solo + Massa cápsula (g)	45,21	40,06	46,49	39,76
M _a	Água (g)	2,89	1,94	5,11	2,14
M _s	Massa solo (g)	10,11	5,76	13,79	5,26
w	Umidade (%)	28,59	33,68	37,06	40,68
Número de golpes		43	31	27	11

Fonte: Da autora.

Figura 46: Gráfico umidade x número de golpes para limite de liquidez



Fonte: Da autora.

A partir do gráfico da Figura 46, utilizando-se uma interpolação (regressão linear) com os 4 pontos, para o número de 25 golpes chegou-se ao limite de liquidez igual à $LL = 36,2\%$.

5.3.2. Limite de plasticidade

A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos para a determinação do limite de plasticidade do solo conforme ensaio normatizado pela ABNT NBR 7180:2016.

Tabela 11: Resultados do ensaio de determinação do limite de plasticidade do solo

Ensaio		1	2
M_c	Massa cápsula (g)	55,4	51,9
$M_s + M_c + M_a$	Massa solo + Massa cápsula + Água (g)	80,8	90,6
$M_s + M_c$	Massa solo + Massa cápsula (g)	75,1	81,9
M_a	Água (g)	5,7	8,7
M_s	Massa solo (g)	19,7	30
h	Umidade (%)	28,93	29
w	Umidade média (%)	28,97	

Fonte: Da autora.

Com os resultados coletados em laboratório encontra-se o limite de plasticidade para o solo ensaiado que corresponde a $LP = 28,97\%$. Esta é a umidade em que o solo passa da consistência plástica para o estado semissólido.

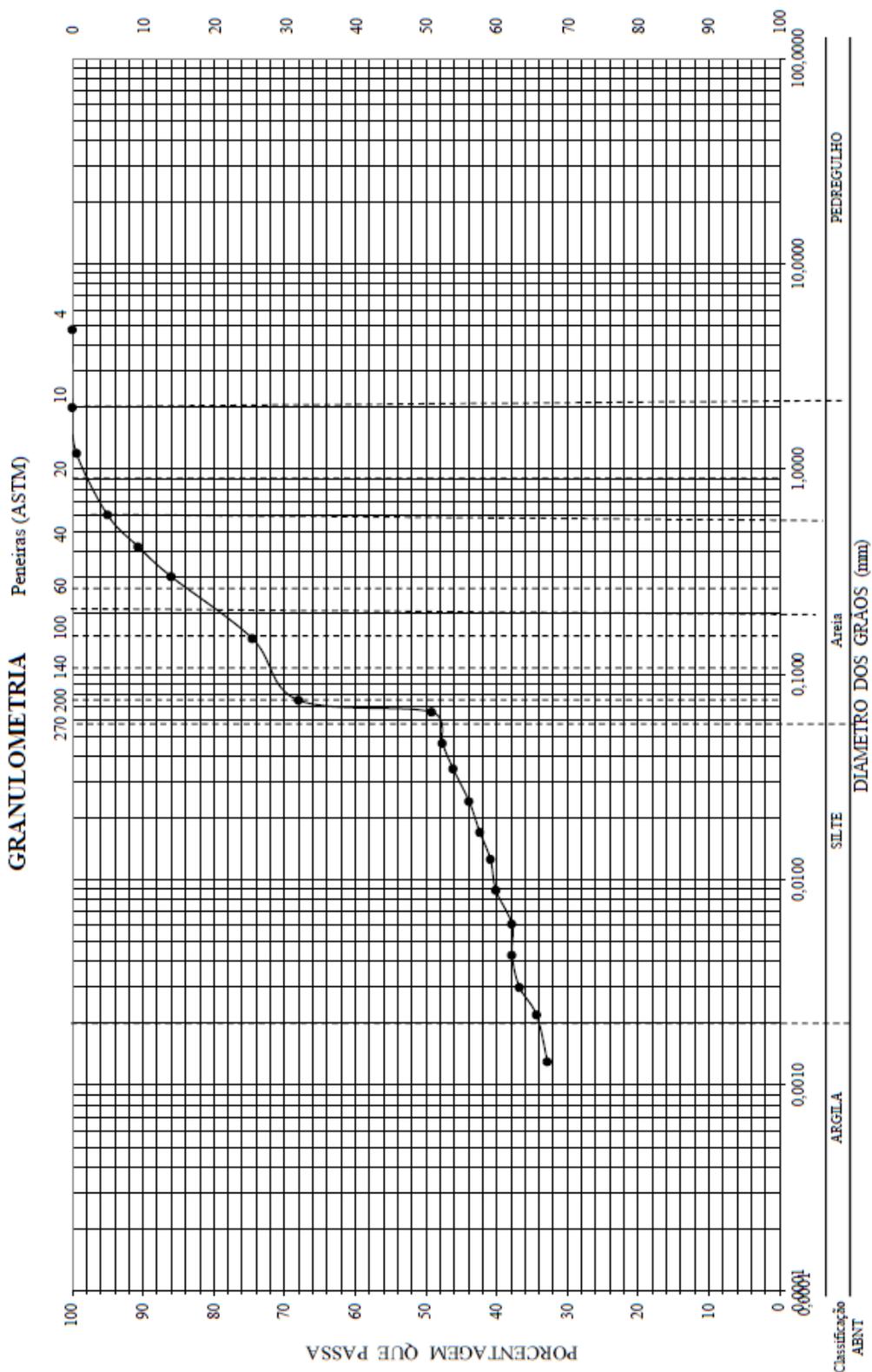
5.3.3. Índice de plasticidade

Para o solo usado nos ensaios descritos neste trabalho, o valor obtido foi de $IP = 7,23\%$, tratando-se assim de um solo mediamente plástico conforme critério de Jenkins.

5.4. GRANULOMETRIA

O ensaio de granulometria se realizou em laboratório externo para compor outros projetos técnico da instituição e os resultados utilizados neste trabalho. Com os dados obtidos em laboratório traça-se a curva granulométrica para o solo utilizado no estudo (Figura 47). Ao observar a curva granulométrica apresentada na Figura 47, pode-se constatar que se trata de um solo mal graduado, porém uniforme de classificação areia argilo-siltosa.

Figura 47: Curva granulométrica



Fonte: Da autora.

5.5. CURVA DE COMPACTAÇÃO

Para o ensaio de compactação (ABNT NBR 7182:2016) foram realizados 6 pontos e os resultados apresentados a seguir (Tabela 12).

Tabela 12: Dados de ensaio de compactação

H cilindro (cm) = 12,8 e Diâmetro (cm) = 9,8		Volume cilindro (cm ³) = 965,5			Massa cilindro (g) = 4220		
Ponto		1			2		
Mc + Ms	Massa do cilindro + solo (g)	5740			5840		
Ms	Massa do solo (g)	1520			1620		
ρ	Massa específica – ρ (g/cm ³)	1,57			1,68		
ρ_d	Massa específica seca – ρ_d (g/cm ³)	1,39			1,43		
Cápsula (Nº)		1A	2A	3A	4A	5A	6A
Mc	Massa da cápsula (g)	54,9	53,7	54,6	54,9	51,9	56,3
Ms + Mc + Ma	Massa solo + Massa cápsula + Água (g)	180,8	197,8	162	197,1	193,6	170,3
Ms + Mc	Massa solo + Massa cápsula (g)	165,7	180,4	149,2	175,7	172	153,3
Ma	Massa solo (g)	110,8	126,7	94,6	120,8	120,1	97
Ms	Água (g)	15,1	17,4	12,8	21,4	21,6	17
w	Umidade (%)	13,63	13,73	13,53	17,72	17,99	17,53
w	Umidade média (%)	13,63			17,74		
Ponto		3			4		
Mc + Ms	Massa do cilindro + solo (g)	6080			6140		
Ms	Massa do solo (g)	1860			1920		
ρ	Massa específica – ρ (g/cm ³)	1,93			1,99		
ρ_d	Massa específica seca – ρ_d (g/cm ³)	1,57			1,59		
Cápsula (Nº)		7A	8A	9A	10A	11A	12A
Mc	Massa da cápsula (g)	57,6	58,8	57,5	55,9	61,8	55,1
Ms + Mc + Ma	Massa solo + Massa cápsula + Água (g)	200,9	161,6	118,8	129,4	163,2	126,8
Ms + Mc	Massa solo + Massa cápsula (g)	174,3	142,7	107,6	114,6	142,6	112,4
Ma	Massa solo (g)	116,7	83,9	50,1	58,7	80,8	57,3
Ms	Água (g)	26,6	18,9	11,2	14,8	20,6	14,4
w	Umidade (%)	22,79	22,53	22,36	25,21	25,5	25,13
w	Umidade média (%)	22,56			25,28		

Fonte: Da autora.

Tabela 12: Dados de ensaio de compactação (Continuação)

Ponto		5			6		
Mc + Ms	Massa do cilindro + solo (g)	6080			6000		
Ms	Massa do solo (g)	1860			1780		
ρ	Massa específica – ρ (g/cm ³)	1,93			1,84		
ρ_d	Massa específica seca – ρ_d (g/cm ³)	1,5			1,35		
Cápsula (N ^o)		13A	14A	15A	16A	17A	18A
Mc	Massa da cápsula (g)	58,9	58,3	54,9	56,5	60,2	59,3
Ms + Mc + Ma	Massa solo + Massa cápsula + Máguia (g)	114,7	151,1	153,8	143,2	126,7	133,1
Ms + Mc	Massa solo + Massa cápsula (g)	102,5	130,2	132,2	119,8	109	113,4
Ma	Massa solo (g)	43,6	71,9	77,3	63,3	48,8	54,1
Ms	Máguia (g)	12,2	20,9	21,6	23,4	17,7	19,7
w	Umidade (%)	27,98	29,07	27,94	36,97	36,27	36,41
w	Umidade média (%)	28,33			36,55		

Fonte: Da autora.

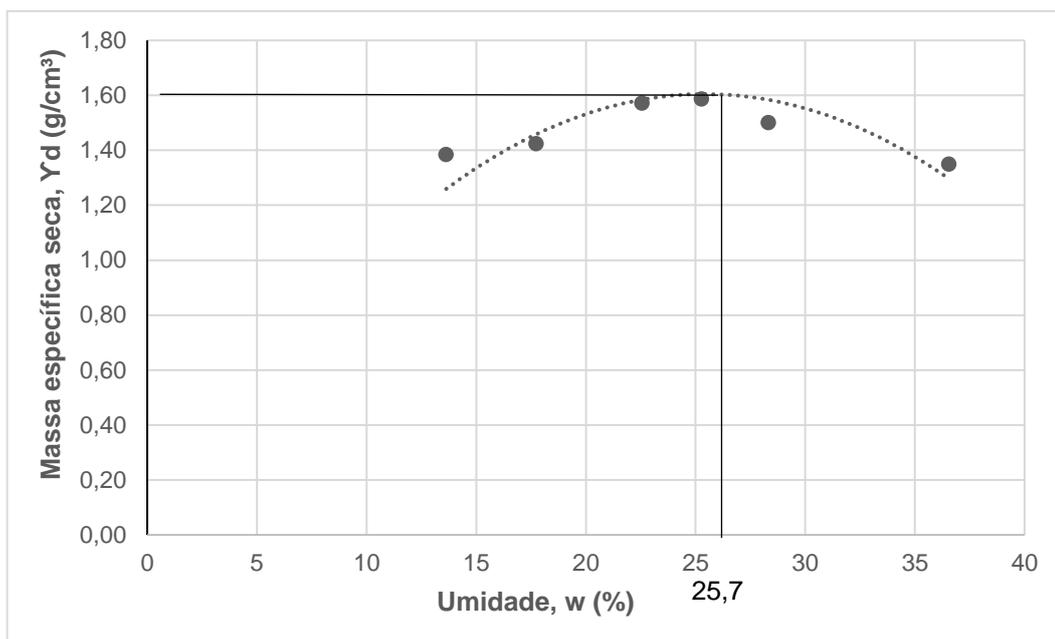
Retirou-se os valores da massa específica seca e teor de umidade de cada ponto apresentados na Tabela 12 para montar a Tabela 13 que foi utilizada para traçar a curva de compactação (Figura 48), em que o eixo das abscissas corresponde a umidade e o eixo das ordenadas a massa específica seca.

Tabela 13: Massa específica seca e teor de umidade

Ponto	Y_d (g/cm ³)	Umidade (%)
1	1,39	13,63
2	1,43	17,74
3	1,57	22,56
4	1,59	25,28
5	1,5	28,33
6	1,35	36,55

Fonte: Da autora.

Figura 48: Curva de compactação



Fonte: Da autora.

Com a curva de compactação, chega-se à umidade ótima correspondente ao valor de umidade (w) igual a 25,7% e de massa específica seca de $\rho_d = 1,60 \text{ g/cm}^3$.

Ao se utilizar da Equação 40 descrita abaixo com os valores coletados no ensaio de compactação pode-se chegar ao valor da massa específica natural do solo de $\rho = 2,01 \text{ g/cm}^3$.

$$\rho = \rho_d(1 + \omega) \quad (40)$$

5.6. BOLETIM DE SONDAGEM OBTIDA POR ENSAIO SPT

O boletim de sondagem fornecido por empresa especializada será apresentado completo no ANEXO A. Na Figura 49 consta o perfil de sondagem para o único furo realizado no local de ensaio.

Ao analisar o boletim de sondagem constata-se que o a primeira camada de solo com espessura de 4,45 metros trata-se de um solo do tipo argila arenosa com N_{SPT} variando de 2 a 4.

Com o tipo de solo e a consideração de um N_{SPT} médio de 3, a Tabela 4 apresentada no item 3.2.3 deste trabalho fornece os seguintes parâmetros:

- Designação: mole;
- Peso específico - $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito efetivo - $\phi' = 15^\circ$;
- Coesão efetiva - $c' = 20 \text{ kPa}$.

O solo de aterro a ser considerado neste trabalho compõem-se de uma área de corte feita no mesmo platô da localização da sondagem, deste modo, os parâmetros citados acima serão utilizados tanto para a fundação como para o aterro reforçado.

Ainda pelo boletim de sondagem o furo, apesar de ser interrompido com 7 metros de profundidade, não mostrou a presença de nível d'água, sendo assim, este fator não será incorporado nos cálculos deste trabalho.

5.7. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

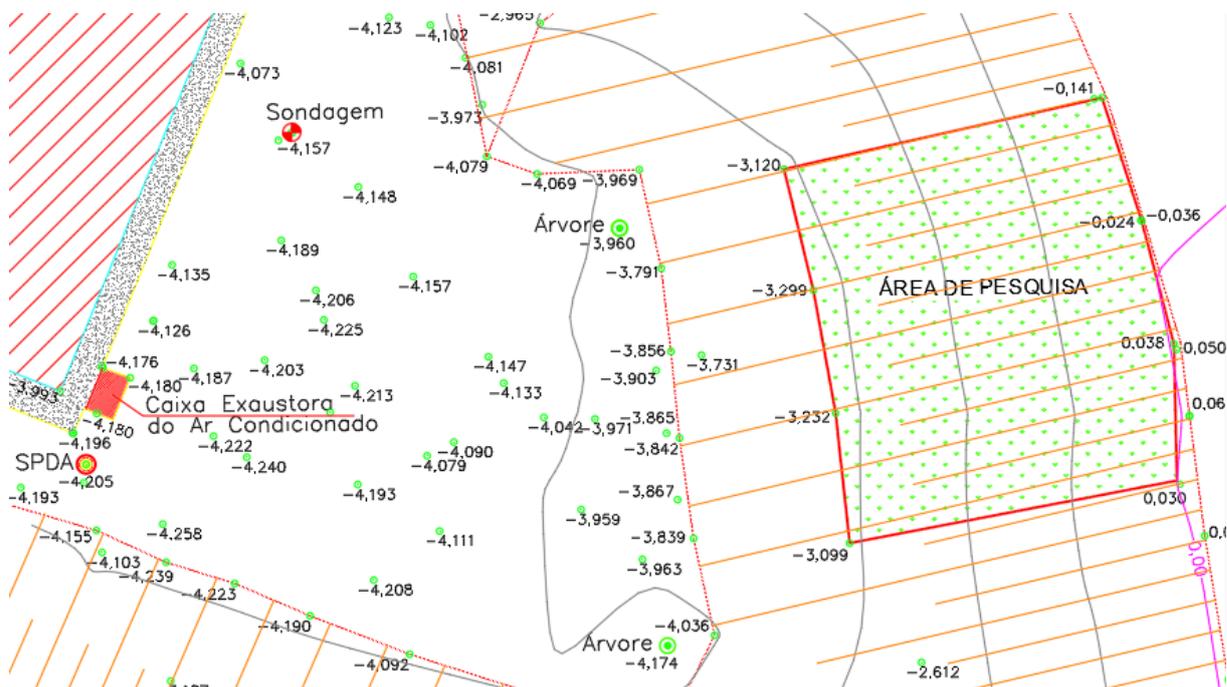
O projeto de levantamento topográfico completo será apresentado no ANEXO B do referido trabalho. Na Figura 50 ilustra a área de pesquisa e a Figura 51 consta o detalhamento topográfico da área pontual a ser utilizada como exemplificação para o dimensionamento do muro reforçado com geossintético de pequena escala.

Figura 50: Local da realização do levantamento topográfico



Fonte: Da autora.

Figura 51: Detalhe do levantamento topográfico (sem escala)



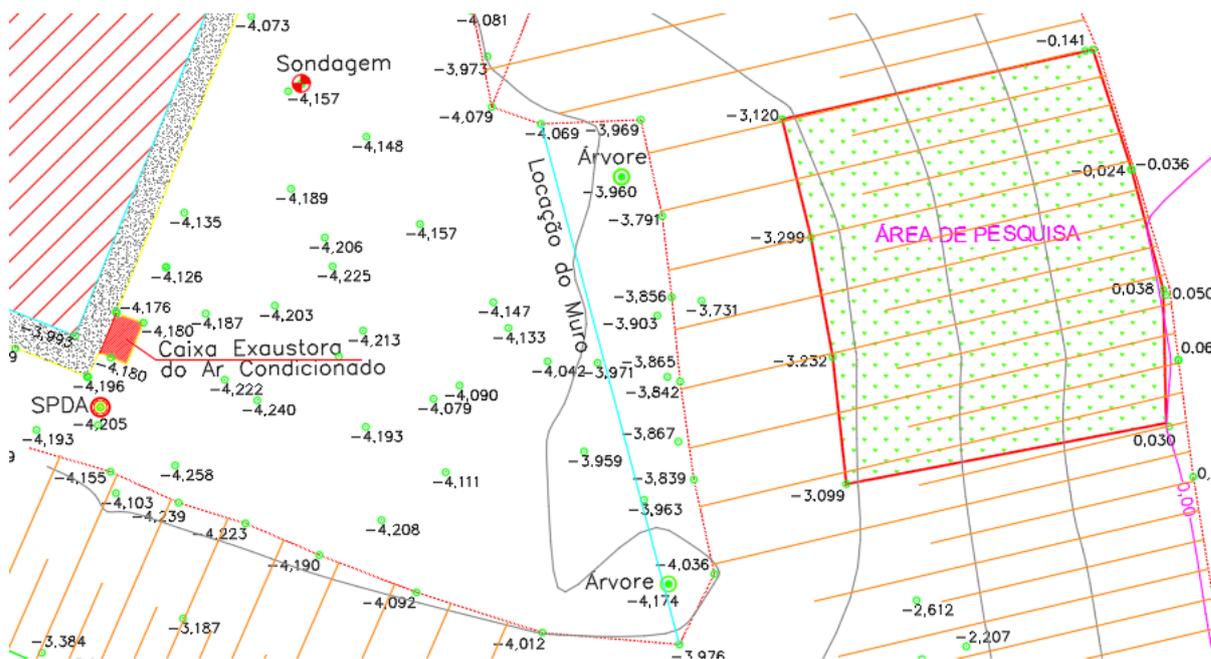
Fonte: Da autora.

6. DIMENSIONAMENTO DE MURO REFORÇADO COM GEOGRELHA

6.1. GEOMETRIA E DADOS INICIAIS

A locação do muro em planta é apresentada na Figura 52 abaixo.

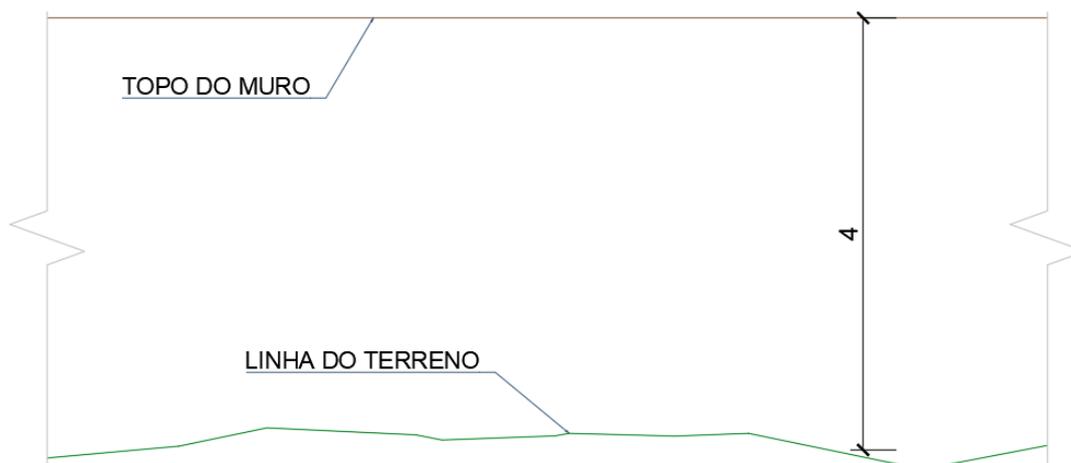
Figura 52: Locação do muro em planta (sem escala)



Fonte: Da autora.

A linha do terreno que delimita a base do muro pode ser fornecida por programa de computador voltado para terraplenagem ou traçado a partir dos pontos locados no levantamento topográfico em programa próprio para desenhos de engenharia e, com a cota de topo que se pretende chegar, delimita-se a linha de topo do muro. A altura desejada para cota de topo do muro foi estabelecida como o nível do platô superior, assim, a altura média é de 4,0 metros (Figura 53).

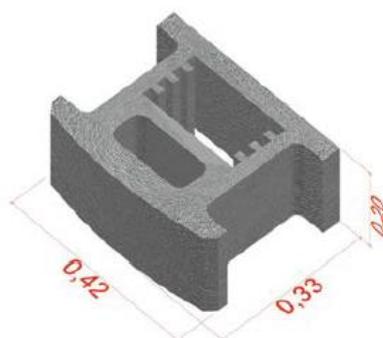
Figura 53: Linha de topo e de terreno (sem escala)



Fonte: Da autora.

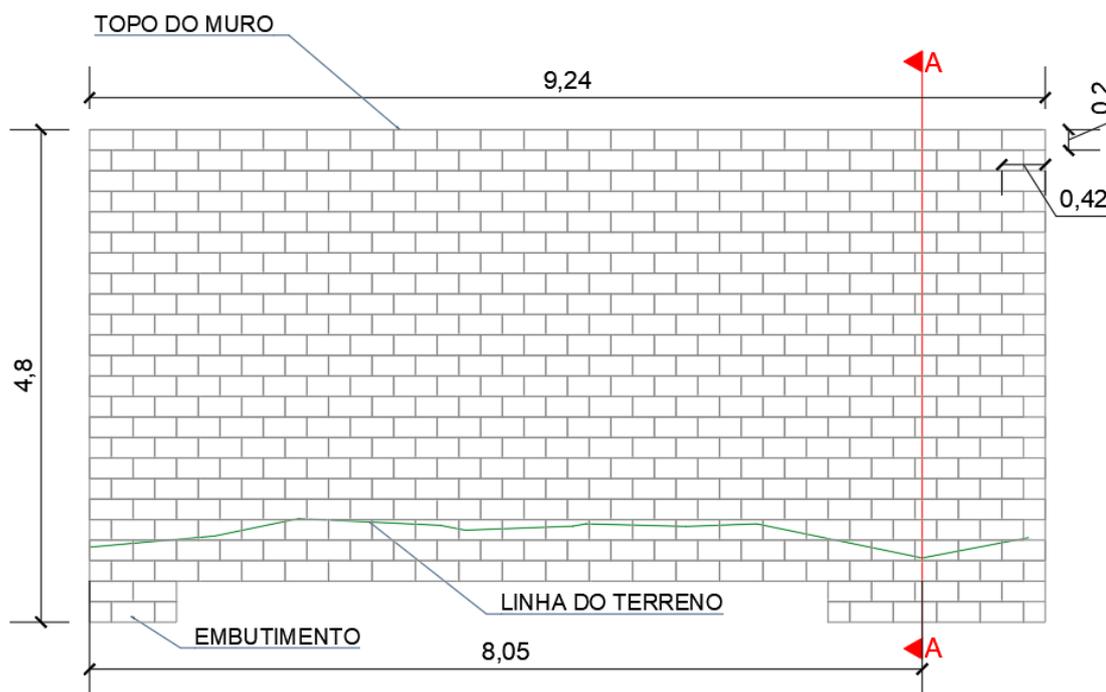
O bloco segmental pré-moldado de concreto escolhido, a título de exemplificação, para compor o faceamento possui dimensões de 42 x 20 x 33 cm (Figura 54), e a inclinação pode variar em 90°, 84°, 78°, e 70°. Neste estudo, a face estudada terá inclinação de 6° em relação a uma linha vertical à frente do muro, ou seja, 84° com a horizontal, preenchidos com material granular. Assim, com as dimensões do bloco e as linhas de topo e base traça-se a geometria do muro, isto é, sua vista frontal (Figura 55) obedecendo o embutimento do muro proposto pela BS 8006:1995 que recomenda o valor de 10% da altura livre do muro. Devido a geometria do bloco e para chegar-se a camadas de 40 cm de solo entre geogrelhas como fator pré-estabelecido, há a necessidade de locação de mais uma peça de embutimento nos pontos mais baixos na linha do terreno ao passo que não se pode alterar na cota de topo do muro.

Figura 54: Dimensões do bloco segmental



Fonte: Geo Soluções (2015).

Figura 55: Geometria do muro e posição do corte



Fonte: Da autora.

Ainda conforme proposto pela BS 8006:1995 o comprimento mínimo da geogrelha deve ser 70% da maior altura total na seção determinada. A Tabela 14, os valores de cálculos iniciais são apresentados sendo arredondados na casa dos decimais.

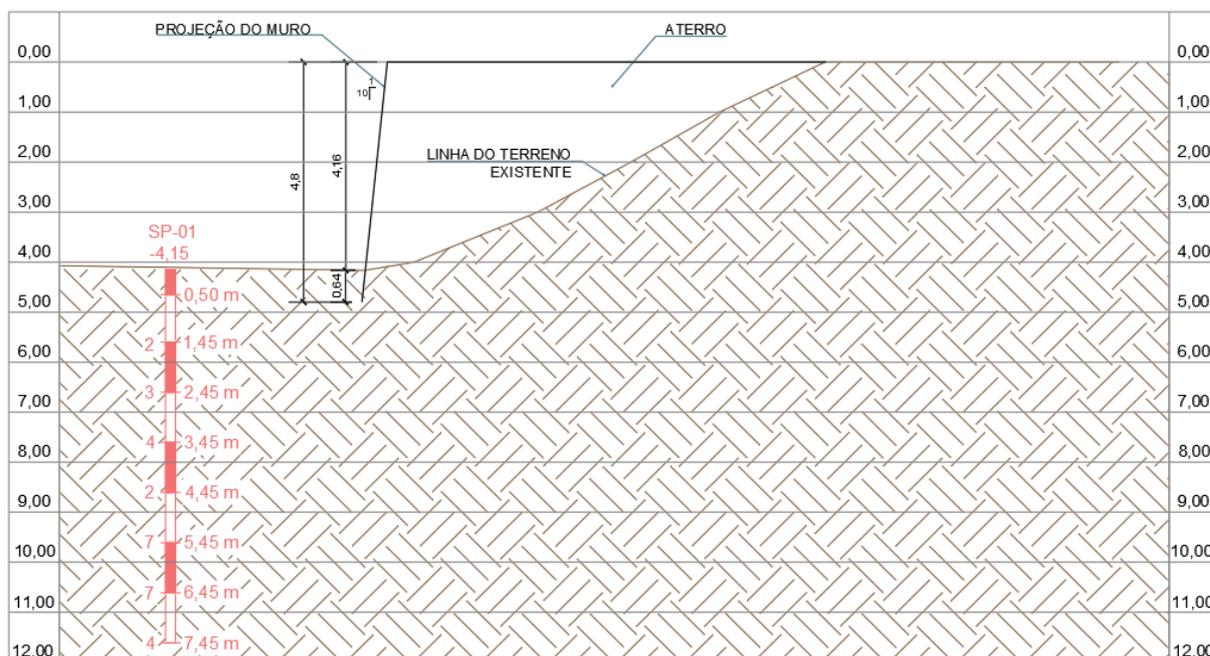
Tabela 14 : Dimensões iniciais do muro segmental reforçado com geogrelha

Altura livre média	$h=$	4,00 m
Embutimento mínimo	$E=$	0,40 m
Maior altura total	$H=$	4,80 m
Comprimento da geogrelha	$L_{\text{geogrelha}}=$	3,40 m

Fonte: Da autora.

Devido a pequena extensão do muro e pouca variação de altura foi definida apenas uma seção de corte (Figura 56) a uma distância de 8,05 metros da extremidade esquerda do muro locada conforme Figura 55 acima, este ponto foi o escolhido devido a possuir a maior altura livre. É a partir das dimensões do corte que serão realizados os cálculos de estabilidade.

Figura 56: Seção de Corte A do projeto de contenção



Fonte: Da autora.

6.2. MODELO 1

6.2.1. Parâmetros iniciais de projeto

Para o estudo inicial, aqui chamado de Modelo 1, terá como solo de aterro e fundação os parâmetros de solo de acordo com a sondagem exposta na Figura 49. Assim, os valores conforme já apresentados para a primeira camada de solo serão:

- Argila arenosa pouco siltosa;
- Peso específico - $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito efetivo - $\phi' = 15^\circ$;
- Coesão efetiva - $c' = 20 \text{ kPa}$.

6.2.2. Estabilidade externa

6.2.2.1. Empuxo

Seguindo o roteiro exposto no item 2.5, o primeiro cálculo a ser realizado é do coeficiente de empuxo ativo (Equação 41).

$$k_a = \frac{1 - \sin 15^\circ}{1 + \sin 15^\circ} = 0,59 \quad (41)$$

Devido ao fato de o solo ser uma argila arenosa portanto, possuindo coesão, pode-se considerar o ponto de tensões horizontais igual a zero representado pela altura z_0 (Equação 42). Neste caso, a coesão é minorada a 60% do valor inicial, fator este que depende do tipo de obra e confiança na estimativa de parâmetros.

$$z_0 = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 20}{17 \cdot \sqrt{0,59}} = 1,84m \quad (42)$$

Assim, o empuxo ativo (Equação 43) e o ponto de aplicação (Equação 44) serão:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0,59 \cdot 17 \cdot (4,80 - 1,84)^2 = 43,94kN/m \quad (43)$$

$$Y_e = \frac{1}{3} \cdot (4,80 - 1,84) = 0,99m \quad (44)$$

A sobrecarga (q) considerada é de 20 kPa, o que é usualmente empregada em projetos como sobrecarga mínima, e a coesão neste caso é considerada em valor total a favor da segurança, assim a parcela desenvolvida pela sobrecarga (Equação 45) e o seu respectivo ponto de aplicação (Equação 46) são descritos abaixo.

$$Q = k_a \cdot q \cdot H = 0,59 \cdot 20 \cdot 4,80 = 56,64kN/m \quad (45)$$

$$y_q = \frac{1}{2} \cdot 4,80 = 2,40m \quad (46)$$

O empuxo total (Equação 47) passa a ser a soma da contribuição do empuxo ativo e da sobrecarga com o ponto de aplicação dado pela média ponderada dos valores (Equação 48).

$$E_T = 43,94 + 56,64 = 100,58kN/m \quad (47)$$

$$y_T = \frac{43,94 \cdot 0,99 + 56,64 \cdot 2,40}{100,58} = 1,78m \quad (48)$$

6.2.2.2. Deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento conforme Equação 49 deve ser de no mínimo 1,50, no caso o FS atingido foi de:

$$FS = \frac{17 \cdot 4,80 \cdot 3,40 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ}{100,58} = 0,74 < 1,5 \quad (49)$$

Com o fator de segurança abaixo do mínimo deve-se refazer o cálculo de modo a atingir o valor mínimo de 1,50; sem alterar os parâmetros de solo há a necessidade de mudar o comprimento da geogrelha (Equação 50). Ao fazer o processo inverso para o fator de segurança mínimo chega-se ao seguinte comprimento de geogrelha.

$$1,5 = \frac{17 \cdot 4,80 \cdot L_R \cdot \operatorname{tg} 15^\circ}{100,58} \rightarrow L_R \approx 6,90m \quad (50)$$

O comprimento de 6,90 para geogrelha (L_R) para um muro de 4,80 metros em termos práticos não é considerado viável, porém os cálculos seguintes serão realizados como forma de comparação com o Modelo 2 apresentado posteriormente.

6.2.2.3. Tombamento

O fator de segurança ao tombamento calculado conforme Equação 51 é de:

$$FS = \frac{0,5 \cdot 17 \cdot 4,80 \cdot 6,90 \cdot 6,90}{100,58 \cdot 1,78} = 10,85 > 2,0 \quad (51)$$

6.2.2.4. Capacidade de carga da fundação

Para a capacidade de carga da fundação primeiro é calculado a excentricidade em relação a base do muro, cujo resultado é dado na Equação 52.

$$e = \frac{100,58 \cdot 1,78}{17 \cdot 4,80 \cdot 6,90} = 0,32 < \frac{6,90}{6} = 1,15 \quad (52)$$

A seguir é calculado a tensão vertical máxima (Equação 53).

$$\sigma_{v,m\acute{a}x} = \frac{6,90 \cdot 4,80 \cdot 17 + 20 \cdot 6,90}{6,90 - 2 \cdot 0,32} = 111,99kPa \quad (53)$$

Vesic (1975) *apud* Cintra, Aoki e Albiero (2011) expõe que os fatores de capacidade de carga para o ângulo de atrito de 15° são:

- $N_c = 10,98$;
- $N_q = 3,94$;
- $N_\gamma = 2,65$.

Deste modo, o fator de segurança para a capacidade de carga da fundação é (Equação 54):

$$FS = \frac{0,6 \cdot 20 \cdot 10,98 + 20 \cdot 3,94 + 0,5 \cdot 2,65 \cdot 17 \cdot 6,90}{111,99} = 3,27 > 2,0 \quad (54)$$

A estabilidade global deve ser calculada após a análise da estabilidade interna, sendo assim, a estabilidade global será apresentada em seguida.

6.2.3. Estabilidade interna

Para a verificação da estabilidade interna deve-se escolher dentre definir o espaçamento vertical entre as camadas, assim variando a tensão nos reforços ou a tensão máxima no reforço, desta forma variando os espaçamentos. Por questões construtivas a prática opta por manter os espaçamentos verticais o mais constante possível, portanto, este será o padrão adotado neste trabalho. Ehrlich e Becker (2009) recomendam que o espaçamento entre geogrelhas não ultrapasse 60 cm, sendo assim, o espaçamento escolhido foi de 40 cm entre camadas, ou seja, a locação da geogrelha é prevista a cada dois blocos. Assim, as cotas das geogrelhas e as respectivas camadas serão (Tabela 15):

Tabela 15: Distribuição das camadas

Camada	Cota (m)
1	4,80
2	4,40
3	4,00
4	3,60
5	3,20
6	2,80
7	2,40
8	2,00
9	1,60
10	1,20
11	0,80
12	0,40

Fonte: Da autora.

O mercado de geossintéticos atual fornece geogrelhas de resistências à tração distintas com valores iniciais geralmente em torno de 40 kN/m. Para a composição deste estudo é adotado geogrelhas com resistência de 50 kN/m e 90 kN/m e seus respectivos fatores de redução conforme apresentados na Tabela 16 e Tabela 17 para o cálculo resistência à tração admissível (T_{adm}), conforme Equação 55 e Equação 56. Ressalta-se que os dados contidos nas Tabelas mencionadas foram adotados de ficha técnica de fabricante de geossintéticos no mercado brasileiro.

Tabela 16: Características geogrelha 50 kN/m

Fator de redução		
Danos de instalação	FR _{di} =	1,15
Fluência à tração	FR _f =	1,39
Ataque químico	FR _{dq} =	0,00
Condição ambiente	FR _{dq} =	0,00
Incertezas	FR _i =	1,08
Fator de redução total	FRT=	1,73
		T_{adm} = 28,90 kN/m

Fonte: Da autora.

Tabela 17: Características geogrelha 90 kN/m

Fator de redução		
Danos de instalação	FR _{di} =	1,15
Fluência à tração	FR _f =	1,39
Ataque químico	FR _{dq} =	0,00
Condição ambiente	FR _{dq} =	0,00
Incertezas	FR _i =	1,08
Fator de redução total	FRT=	1,73
		T _{adm} = 52,00 kN/m

Fonte: Da autora.

$$T_{adm} = (1,15 \cdot 139 \cdot 1,08) \cdot 50 = 28,90 \text{ kN/m} \quad (55)$$

$$T_{adm} = (1,15 \cdot 139 \cdot 1,08) \cdot 90 = 52,00 \text{ kN/m} \quad (56)$$

6.2.3.1. Ruptura do reforço

O cálculo da ruptura do reforço considera que a tensão no reforço não deve exceder o valor de tensão pré-estabelecido pelo fabricante. Fixando o fator de segurança em 1,5 consegue-se chegar à tensão horizontal (σ_h) em cada camada (Equações 57 e 58). Deste modo, a razão entre a tensão admissível (T_{adm}) para o material e a tensão que atua no reforço (T_d) deve ser maior ou igual a 1 (Equação 59 e Tabela 18). A seguir é demonstrado os cálculos para a 1ª camada na altura de 4,80 m e do mesmo modo procedendo para as demais camadas com:

- Coeficiente de empuxo ativo (k_a) = 0,59;
- Sobrecarga (q) = 20 kN/m;
- Peso específico (γ) = 17 kN/m³;
- Profundidade (z) = 4,80 m;
- Espaçamento vertical entre camadas (S_v) = 0,40 m.

$$\sigma_h = 0,59 \cdot (20 + 17 \cdot 4,80) = 59,82 \text{ kPa} \quad (57)$$

$$T_d = FS \cdot \sigma_h \cdot S_v = 1,5 \cdot 59,82 \cdot 0,40 = 35,97 \text{ kN/m} \quad (58)$$

$$\frac{T_{adm}}{T_d} = \frac{28,90 \text{ kN/m}}{35,97 \text{ kN/m}} = 0,81 \quad (59)$$

Tabela 18: Razão Tadm/Td para geogrelha de 50 kN/m.

Camada	z (m)	σ_h (kPa)	Td (kN/m)		Tadm/Td
1	4,8	59,82	35,89	0,81	Nova resistência a ser considerada
2	4,4	55,82	33,49	0,86	Nova resistência a ser considerada
3	4,0	51,81	31,09	0,93	Nova resistência a ser considerada
4	3,6	47,81	28,69	1,01	Valor aceito
5	3,2	43,81	26,28	1,10	Valor aceito
6	2,8	39,8	23,88	1,21	Valor aceito
7	2,4	35,80	21,48	1,35	Valor aceito
8	2,0	31,79	19,08	1,51	Valor aceito
9	1,6	27,79	16,67	1,73	Valor aceito
10	1,2	23,79	14,27	2,02	Valor aceito
11	0,8	19,78	11,87	2,43	Valor aceito
12	0,4	15,78	9,47	3,05	Valor aceito

Fonte: Da autora.

Ao analisar cada camada é perceptível que a tensão solicitante é maior que a admissível nas três primeiras camadas, deste modo deve-se refazer os cálculos (Equações 60 a 62) para essas camadas utilizando de geogrelha de 90 kN/m (Tabela 19).

$$\sigma_h = k_a \cdot (q + \gamma z) = 0,59 \cdot (20 + 17 \cdot 4,80) = 59,82 \text{ kPa} \quad (60)$$

$$T_d = FS \cdot \sigma_h \cdot S_v = 1,5 \cdot 59,82 \cdot 0,40 = 35,97 \text{ kN/m} \quad (61)$$

$$\frac{T_{adm}}{T_d} = \frac{52,00 \text{ kN/m}}{35,97 \text{ kN/m}} = 1,45 \quad (62)$$

Tabela 19: Razão Tadm/Td para as três primeiras camadas com geogrelha de 90 kN/m.

Camada	z (m)	σ_h (kPa)	Td (kN/m)		Tadm/Td
1	4,8	59,82	35,89	1,45	Valor aceito
2	4,4	55,82	33,49	1,55	Valor aceito
3	4	51,81	31,09	1,67	Valor aceito

Fonte: Da autora.

Deste modo, as três camadas inferiores devem ser de resistência igual a 90 kN/m e as demais camadas de 50 kN/m. O arranjo final das geogrelhas consta na Tabela 20, no qual é apresentado a resistência da geogrelha para a respectiva camada.

Tabela 20: Altura e tipo de geogrelha por camada

Camada	z (m)	Resistência da geogrelha
1	4,80	90 kN/m
2	4,40	90 kN/m
3	4,00	90 kN/m
4	3,60	50 kN/m
5	3,20	50 kN/m
6	2,80	50 kN/m
7	2,40	50 kN/m
8	2,00	50 kN/m
9	1,60	50 kN/m
10	1,20	50 kN/m
11	0,80	50 kN/m
12	0,40	50 kN/m

Fonte: Da autora.

6.2.3.2. Arrancamento do reforço

Para o arrancamento do reforço (Equações 63 a 65) é calculado o comprimento do reforço na zona ativa (L_L) e posteriormente o comprimento de ancoragem (L_A), com a manipulação da Equação 30 apresentada no item 3.4.3.2 chega-se ao fator de segurança para cada camada (Equação 66). Conforme mostrado na ruptura do reforço, o cálculo será realizado para a camada na cota de 4,80 m e as demais camadas terão seus resultados expostos na

Tabela 21, o ângulo de atrito na interface solo reforço constituirá do mesmo valor do ângulo de atrito do solo (δ).

$$\sigma_h = k_a \cdot (q + \gamma z) = 0,59 \cdot (20 + 17 \cdot 4,80) = 59,82 \text{ kPa} \quad (63)$$

$$L_L = (4,80 - 4,80) \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = 0,00 \text{ m} \quad (64)$$

$$L_R = L_L + L_A \rightarrow L_A = L_R - L_L = 6,90 - 0,00 = 6,90 \text{ m} \quad (65)$$

$$FS = \frac{L_A \cdot 2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\delta)}{\sigma_h \cdot S_v} = \frac{6,90 \cdot 2 \cdot 17 \cdot 4,80 \cdot \tan(15)}{59,82 \cdot 0,40} = 12,61 \quad (66)$$

Tabela 21: Fator de segurança ao arrancamento

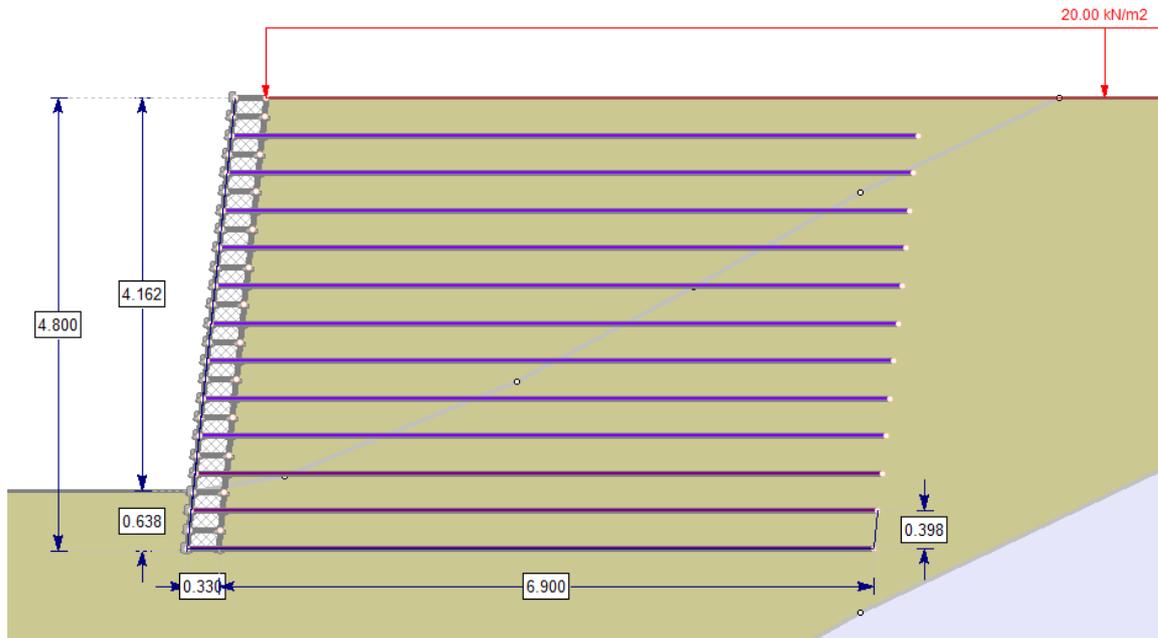
Camada	σ_h (kPa)	z (m)	L_L	L_A	FS >1,5	
1	59,82	4,8	0,0	6,90	12,61	Valor aceito
2	55,82	4,4	0,31	6,59	11,84	Valor aceito
3	51,81	4,0	0,61	6,29	11,05	Valor aceito
4	47,81	3,6	0,92	5,98	10,25	Valor aceito
5	43,81	3,2	1,23	5,67	9,44	Valor aceito
6	39,8	2,8	1,53	5,37	8,60	Valor aceito
7	35,8	2,4	1,84	5,06	7,72	Valor aceito
8	31,79	2,0	2,15	4,75	6,81	Valor aceito
9	27,79	1,6	2,46	4,44	5,83	Valor aceito
10	23,79	1,2	2,76	4,14	4,75	Valor aceito
11	19,78	0,8	3,07	3,83	3,53	Valor aceito
12	15,78	0,4	3,38	3,52	2,03	Valor aceito

Fonte: Da autora.

6.2.4. Estabilidade global

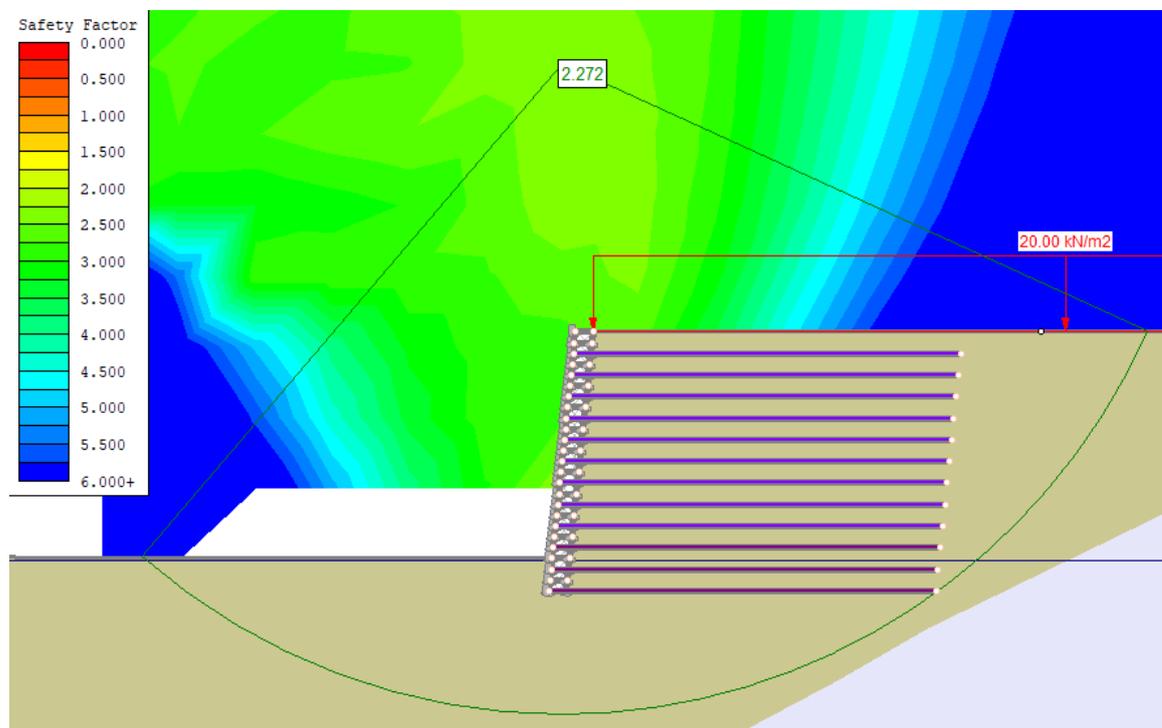
A estabilidade global, conforme já apresentado, pode ser calculado por diversos métodos a depender do programa utilizado. O programa em que foi feita a análise global emprega o método de Bishop simplificado tendo como parâmetros de entrada o peso específico, ângulo de atrito, coesão do solo e tensão admissível do reforço, sendo para o muro em questão o fator de segurança a ruptura foi de 2,272 acima de 1,5. A Figura 57 e a Figura 58 mostram, além do fator de segurança global, a posição da cunha de ruptura do solo.

Figura 57: Modelo para análise de estabilidade global - Modelo1



Fonte: Da autora.

Figura 58: Análise de estabilidade global – Modelo 1

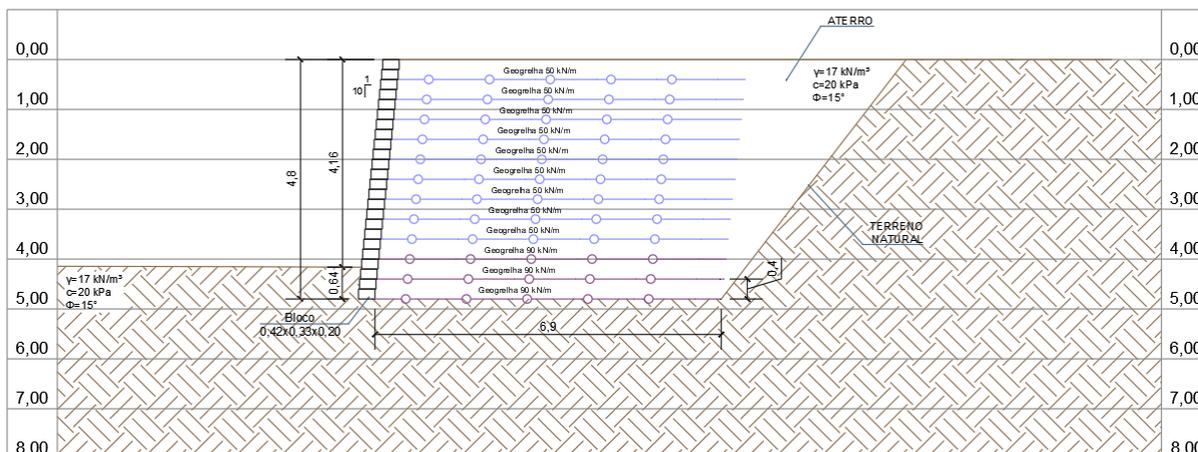


Fonte: Da autora.

6.2.5. Seção final

A seção final do Modelo 1 é mostrada a seguir na Figura 59 sem escala, e no Apêndice 03 em escala.

Figura 59: Detalhe Corte A - Modelo 1



Fonte: Da autora.

Conforme discorrido no tópico 6.2.1.2 deste trabalho, o comprimento de 6,90 metros é maior que a altura total de 4,80 m e excede em 203% o comprimento mínimo recomendado por norma internacional. Desta forma, não é viável em termos práticos, pois demandaria grande quantidade de geogrelha e escavação de material à tardoz para posterior recompactação, entre outros aspectos de execução. Por estes motivos, aqui será apresentado um segundo modelo no qual considera o solo de aterro de uma área de empréstimo ainda nas dependências do CEFET-MG, Unidade Varginha, porém de um platô de cota inferior. O cálculo com o Modelo 2 será apresentado a seguir.

6.3. MODELO 2

Para material de aterro no Modelo 2 será considerado material de empréstimo de platô inferior ao da locação do muro. Para tanto, adotou-se o perfil de sondagem (SP-03) realizado por empresa especializada, cujo relatório completo de sondagem, executado para projetos de expansão da Infraestrutura Predial do CEFET-MG, Unidade Varginha, foi disponibilizado pelo setor de Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) da Instituição.

O furo de sondagem SP-03 realizado antes da construção do novo prédio escolar do CEFET-MG, finalizado em novembro de 2019, na parte próxima ao talude inferior conforme mostrada na Figura 60, e sua posição em relação a localização do muro apresentada na Figura 61, a sondagem é exibida na Figura 62 e no ANEXO C (ambos extraídos do boletim de sondagem supracitados).

Figura 60: Localização da sondagem Modelo 2



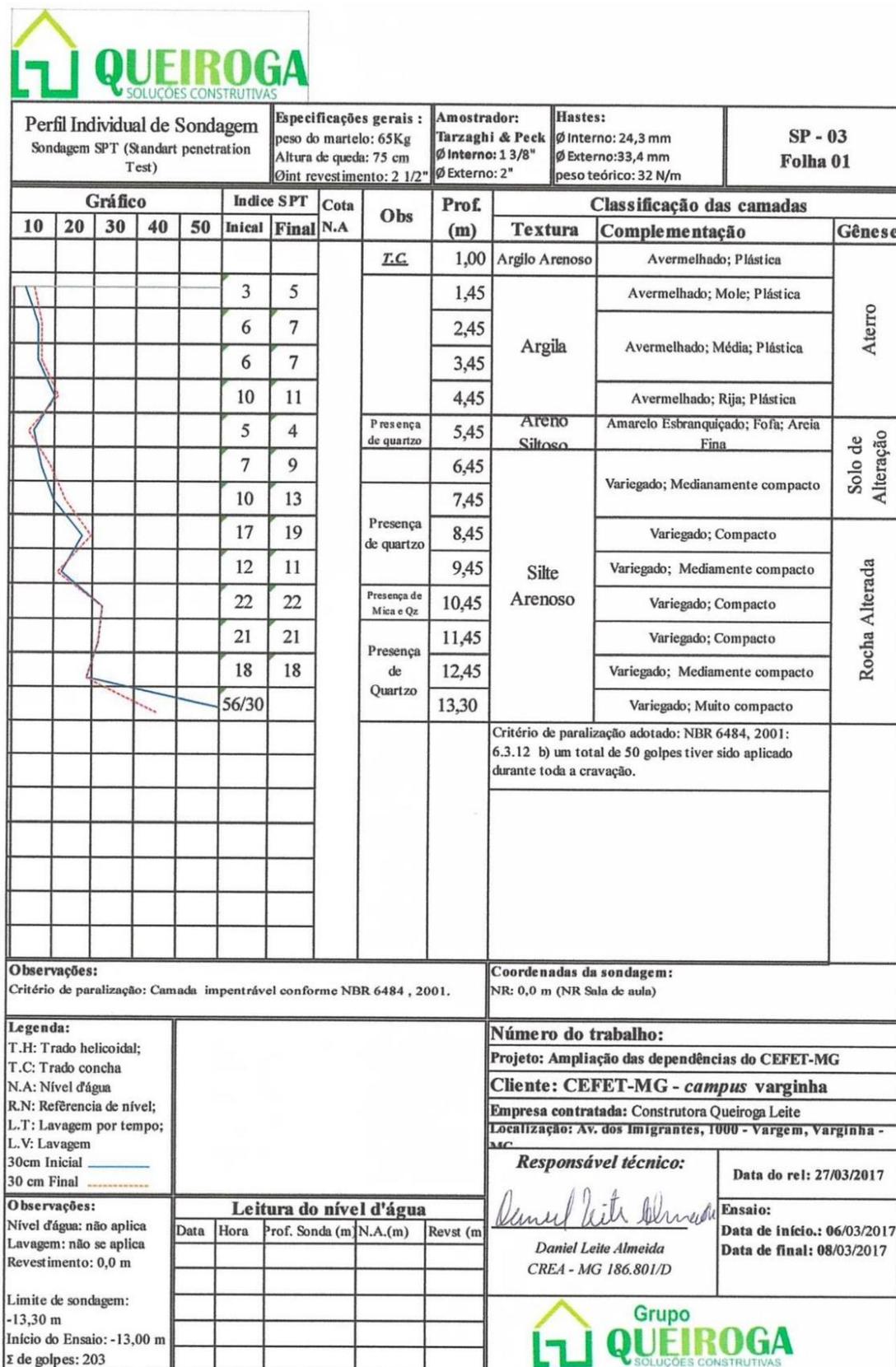
Fonte: QUEIROGA (2017), adaptada.

Figura 61: Localização do furo de sondagem de material de aterro em relação a posição do muro



Fonte: GOOGLE MAPS (Acesso em: 04 abr. 2021).

Figura 62: Boletim de sondagem SP-03



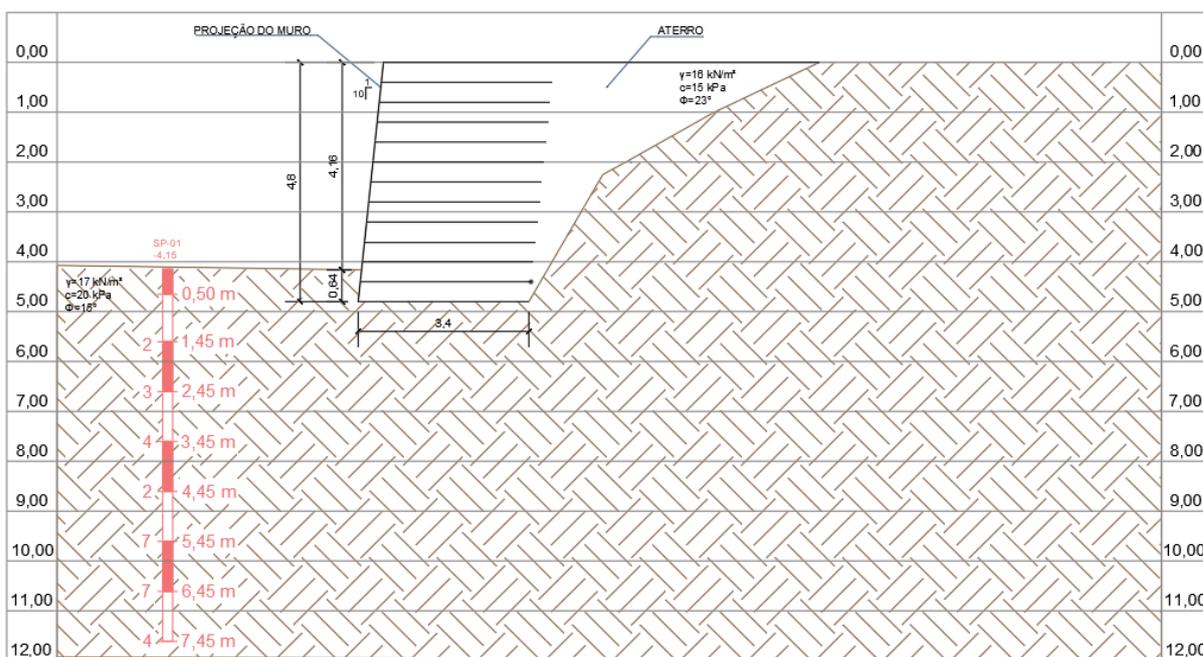
Fonte: QUEIROGA (2017).

O solo em questão apresentado no boletim de sondagem acima, no primeiro trecho, é identificado como uma argila avermelhada com N_{SPT} de 5 no início. Com estes dados, a Tabela 4 de Joppert Júnior (2007) (apresentada na página 59) sugere os seguintes parâmetros de solo:

- Argila avermelhada;
- Peso específico - $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito efetivo - $\phi' = 23^\circ$;
- Coesão efetivo - $c' = 15 \text{ kPa}$.

As dimensões iniciais serão mantidas com o mínimo recomendado pela BS 8006:1995 conforme Tabela 14. Assim, o perfil inicial do muro é apresentado na Figura 63.

Figura 63: Perfil inicial do Modelo 2 (sem escala)



Fonte: Da autora.

Para um processo executivo o terreno deve ser cortado para a correta instalação da geogrelha. Entretanto, para uma escavação segura o terreno à tardoz deve ser cortado em ângulo equivalente a $45^\circ + \phi'/2$, neste caso um ângulo de $56,5^\circ$ e esta escavação deve ser recompactada com solo de aterro conforme é visto na Figura 63.

6.3.1. Estabilidade externa

6.3.1.1. Empuxo

O coeficiente de empuxo ativo para o caso de 23° de ângulo de atrito é (Equação 67):

$$k_a = \frac{1 - \sin 23^\circ}{1 + \sin 23^\circ} = 0,43 \quad (67)$$

Ainda se tratando de uma argila logo, com parte coesiva, a altura z_0 correspondente as tensões horizontais iguais a zero é de (Equação 68):

$$z_0 = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 15}{16 \cdot \sqrt{0,43}} = 1,70m \quad (68)$$

Como empuxo ativo (Equação 69) e o ponto de aplicação (Equação 70) têm-se:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0,43 \cdot 16 \cdot (4,80 - 1,70)^2 = 33,06kN/m \quad (69)$$

$$Y_e = \frac{1}{3} \cdot (4,80 - 1,70) = 1,03m \quad (70)$$

A sobrecarga foi mantida em 20 kPa, e a coesão com valor total a favor da segurança, sendo o empuxo devido à sobrecarga (Equação 71) e o ponto de aplicação (Equação 72) iguais a:

$$Q = k_a \cdot q \cdot H = 0,43 \cdot 20 \cdot 4,80 = 41,28kN/m \quad (71)$$

$$y_q = \frac{1}{2} \cdot 4,80 = 2,40m \quad (72)$$

Como empuxo total (Equação 73) alcança-se o ponto de aplicação (Equação 74):

$$E_T = 33,06 + 41,28 = 74,34 \text{ kN/m} \quad (73)$$

$$y_T = \frac{33,06 \cdot 1,03 + 41,28 \cdot 2,40}{74,34} = 1,79 \text{ m} \quad (74)$$

6.3.1.2. Deslizamento

O fator de segurança (Equação (75)) utilizando do comprimento mínimo de geogrelha é de:

$$FS = \frac{16 \cdot 4,80 \cdot 3,40 \cdot \text{tg } 23^\circ}{74,34} = 1,49 < 1,5 \quad (75)$$

Como o fator de segurança está próximo ao mínimo exigido, o cálculo será refeito considerando o comprimento de 3,50 m de geogrelha (Equação 76), apenas 3% a mais do que o valor mínimo.

$$FS = \frac{16 \cdot 4,80 \cdot 3,50 \cdot \text{tg } 23^\circ}{74,34} = 1,54 > 1,5 \quad (76)$$

6.3.1.3. Tombamento

Para o novo comprimento de geogrelha o fator de segurança ao tombamento (Equação 77) corresponde a:

$$FS = \frac{0,5 \cdot 16 \cdot 4,80 \cdot 3,50 \cdot 3,50}{74,34 \cdot 1,79} = 3,54 > 2,0 \quad (77)$$

6.3.1.4. Capacidade de carga da fundação

Excentricidade para o novo caso (Equação 78).

$$e = \frac{74,34 \cdot 1,79}{16 \cdot 4,80 \cdot 3,50} = 0,50 < \frac{3,50}{6} = 0,58 \quad (78)$$

A tensão máxima na base (Equação 79) é gerada pelo peso no muro mais sobrecarga, dado isso, os parâmetros utilizados se referem ao aterro.

$$\sigma_{v,m\acute{a}x} = \frac{3,50 \cdot 4,80 \cdot 16 + 20 \cdot 3,50}{3,50 - 2 \cdot 0,50} = 135,52 \text{ kPa} \quad (79)$$

Para a capacidade de carga da fundação (Equação 80) os parâmetros relacionados para a equação de Terzaghi se referem a sondagem no local de execução, ou seja, os fatores de capacidade de carga de Vesic (1975) *apud* Cintra, Aoki e Albiero (2011) serão os mesmos do Modelo 1 para o ângulo de atrito de 15°.

- $N_c = 10,98$;
- $N_q = 3,94$;
- $N_\gamma = 2,65$.

$$FS = \frac{0,6 \cdot 20 \cdot 10,98 + 20 \cdot 3,94 + 0,5 \cdot 2,65 \cdot 16 \cdot 3,50}{135,52} = 2,10 > 2,0 \quad (80)$$

A estabilidade global deve ser calculada após a análise da estabilidade interna, sendo assim, a estabilidade global será apresentada em seguida.

6.3.2. Estabilidade interna

A distribuição das camadas segue conforme Tabela 15 já apresentada com espaçamento vertical constante de 40 cm.

Para as geogrelhas, os cálculos levam em consideração as mesmas resistências de 50 kN/m e 90 kN/m e seus respectivos fatores de redução calculados nas Equações 55 e 56.

6.3.2.1. Ruptura do reforço

A ruptura do reforço foi calculada conforme descrito no tópico 6.2.2.1 do Modelo 1. Aqui também será apresentado o cálculo para a primeira camada com geogrelha de 50 kN/m de resistência (Equações 81 a 83) e demais camadas expostas na Tabela 22.

- Coeficiente de empuxo ativo (k_a) = 0,43;
- Sobrecarga (q) = 20 kN/m;
- Peso específico (γ) = 16 kN/m³;
- Profundidade (z) = 4,80 m;
- Espaçamento vertical entre camadas (S_v) = 0,40 m.

$$\sigma_h = 0,43 \cdot (20 + 16 \cdot 4,80) = 41,62 \text{ kPa} \quad (81)$$

$$T_d = 1,5 \cdot 41,62 \cdot 0,40 = 24,97 \text{ kN/m} \quad (82)$$

$$\frac{T_{adm}}{T_d} = \frac{28,90 \text{ kN/m}}{24,97 \text{ kN/m}} = 1,16 > 1 \quad (83)$$

Tabela 22: Ruptura do reforço com geogrelha de 50 kN/m

Camada	z (m)	σ_h (kPa)	T_{adm} (kN/m)	T_{adm}/T_d	
1	4,80	41,62	24,97	1,16	Valor aceito
2	4,40	39,60	23,76	1,22	Valor aceito
3	4,00	36,80	22,08	1,31	Valor aceito
4	3,60	34,00	20,40	1,42	Valor aceito
5	3,20	31,19	18,72	1,54	Valor aceito
6	2,80	28,39	17,03	1,70	Valor aceito
7	2,40	25,58	15,35	1,88	Valor aceito
8	2,00	22,78	13,67	2,11	Valor aceito
9	1,60	19,98	11,99	2,41	Valor aceito
10	1,20	17,17	10,30	2,80	Valor aceito
11	0,80	14,37	8,62	3,35	Valor aceito
12	0,40	11,57	6,94	4,16	Valor aceito

Fonte: Da autora.

Para este novo modelo apenas geogrelhas de 50 kN/m atencem as solicitações quanto a ruptura do reforço.

6.3.2.2. Arrancamento do reforço

O ângulo de atrito na interface corresponde ao ângulo do aterro de 23°. Os cálculos (Equações 84 a 87) foram feitos do para camada 1 foram replicados para as demais camadas e mostrados na Tabela 23.

$$\sigma_h = k_a \cdot (q + \gamma z) = 0,43 \cdot (20 + 16 \cdot 4,80) = 41,62 \text{ kPa} \quad (84)$$

$$L_L = (4,80 - 4,80) \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{23^\circ}{2} \right) = 0,00 \quad (85)$$

$$L_R = L_L + L_A \rightarrow L_A = L_R - L_L = 3,50 - 0,00 = 3,50 \text{ m} \quad (86)$$

$$FS = \frac{L_A \cdot 2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\delta)}{\sigma_h \cdot S_v} = \frac{3,50 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 4,80 \cdot \tan(23)}{41,62 \cdot 0,40} = 13,71 \quad (87)$$

Tabela 23: Segurança ao arrancamento

Camada	σ_h (kPa)	z (m)	LL	LA		FS > 1,50
1	42,62	4,80	0,00	3,50	13,71	Valor aceito
2	39,60	4,40	0,26	3,24	12,21	Valor aceito
3	36,80	4,00	0,53	2,97	10,96	Valor aceito
4	34,00	3,60	0,79	2,71	9,73	Valor aceito
5	31,19	3,20	1,06	2,44	8,50	Valor aceito
6	28,39	2,80	1,32	2,18	7,29	Valor aceito
7	25,58	2,40	1,59	1,91	6,09	Valor aceito
8	22,78	2,00	1,85	1,65	4,91	Valor aceito
9	19,98	1,60	2,12	1,38	3,76	Valor aceito
10	17,17	1,20	2,38	1,12	2,65	Valor aceito
11	14,37	0,80	2,65	0,85	1,61	Valor aceito
12	11,57	0,40	2,91	0,59	0,69	Novo comprimento a ser considerado

Fonte: Da autora.

Conforme apresentado acima, o comprimento da geogrelha na camada 12 não satisfaz a segurança ao arrancamento, como a mudança apenas da última camada de geogrelha não é usual será calculado um novo comprimento de geogrelha para o muro.

6.3.3. Novo comprimento de geogrelha

Os cálculos com o novo comprimento de geogrelha foram feitos em planilha eletrônica seguindo os procedimentos dos cálculos já apresentados anteriormente. Neste caso, o comprimento da geogrelha foi aumentado a cada 10 centímetros até que se atingiu o todos os fatores de segurança mínimos em todas as camadas com comprimento de 4,20 metros. Na Tabela 24 são apresentados os valores de empuxo.

Tabela 24: Cálculo do empuxo para comprimento de geogrelha de 4,20 metros

Comprimento do reforço	Lr=	4,20 m
Coeficiente de empuxo	ka=	0,44
Altura crítica	Z0=	1,70 m
Empuxo ativo	Ea=	33,69 kN/m
Ponto de aplicação Ea	Ye=	1,03 m
Sobrecarga	Q=	42,06 kN/m
Ponto de aplicação Q	Yq=	2,40 m
Empuxo total	Et=	75,74 kN/m
Ponto de aplicação Et	Yt=	1,79 m

Fonte: Da autora

A Tabela 25 mostra a análise de estabilidade externa.

Tabela 25: Estabilidade externa geogrelha de 4,20 m

Deslizamento	FS=	1,81
Tombamento	FS=	4,99
	e=	0,42 m
Capacidade de carga da fundação	σ_v =	121,06 kN/m ²
	q _{max} =	305,2 kN/m ²
	FS=	2,52

Fonte: Da autora

As Tabela 26 e Tabela 27 mostram a estabilidade interna do maciço.

Tabela 26: Ruptura do reforço para geogrelha de 4,20 m

Camada	z (m)	σ_h (kPa)	Tadm (kN/m)	Tadm/Td	
1	4,80	42,41	25,44	1,14	Valor aceito
2	4,40	39,60	23,76	1,22	Valor aceito
3	4,00	36,80	22,08	1,31	Valor aceito
4	3,60	34,00	20,40	1,42	Valor aceito
5	3,20	31,19	18,72	1,54	Valor aceito
6	2,80	28,39	17,03	1,70	Valor aceito
7	2,40	25,58	15,35	1,88	Valor aceito
8	2,00	22,78	13,67	2,11	Valor aceito
9	1,60	19,98	11,99	2,41	Valor aceito
10	1,20	17,17	10,30	2,80	Valor aceito
11	0,80	14,37	8,62	3,35	Valor aceito
12	0,40	11,57	6,94	4,16	Valor aceito

Fonte: Da autora

Tabela 27: Arrancamento do reforço para geogrelha de 4,20 m

Camada	σ_h (kPa)	z (m)	LL	LA	FS	
1	42,41	4,80	0,00	4,20	16,14	Valor aceito
2	39,60	4,40	0,26	3,94	14,85	Valor aceito
3	36,80	4,00	0,53	3,67	13,55	Valor aceito
4	34,00	3,60	0,79	3,41	12,25	Valor aceito
5	31,19	3,20	1,06	3,14	10,94	Valor aceito
6	28,39	2,80	1,32	2,88	9,63	Valor aceito
7	25,58	2,40	1,59	2,61	8,32	Valor aceito
8	22,78	2,00	1,85	2,35	7,00	Valor aceito
9	19,98	1,60	2,12	2,08	5,66	Valor aceito
10	17,17	1,20	2,38	1,82	4,31	Valor aceito
11	14,37	0,80	2,65	1,55	2,94	Valor aceito
12	11,57	0,40	2,91	1,29	1,51	Valor aceito

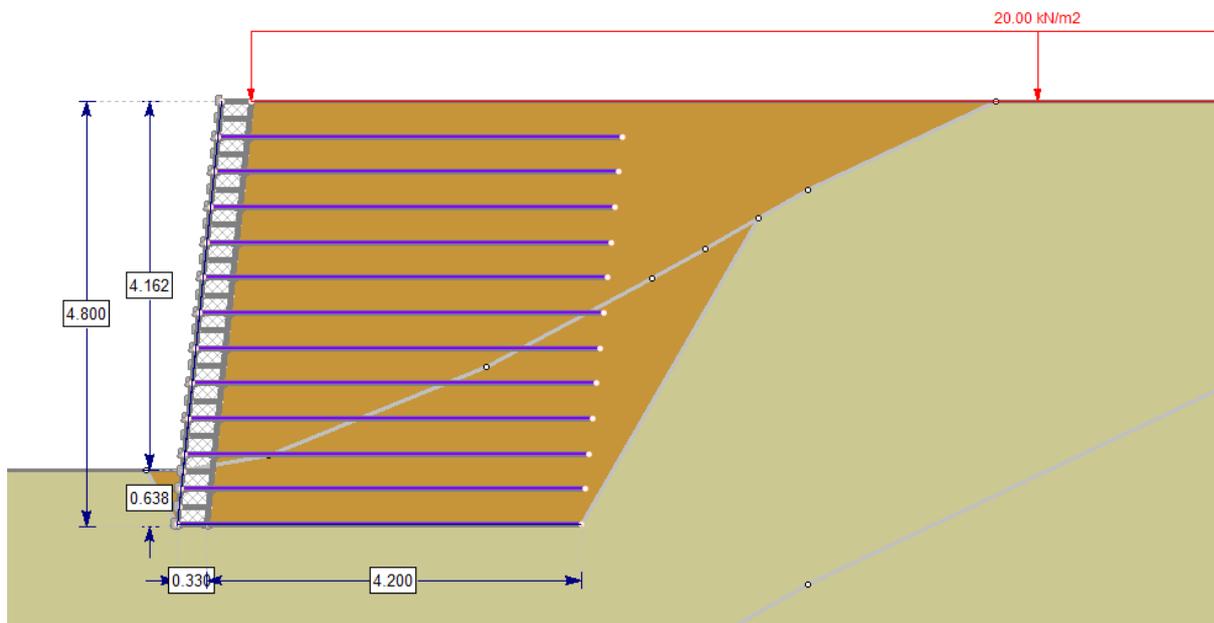
Fonte: Da autora

Assim, o comprimento de 4,20 m de reforço com resistência de 50 kN/m atende a todos os fatores de segurança mínimos explanados na ABNT NBR 16920-1:2021, sendo este comprimento tomado como valor final para o Modelo 2 deste estudo. A seguir será feita a estabilidade global.

6.3.4. Estabilidade global

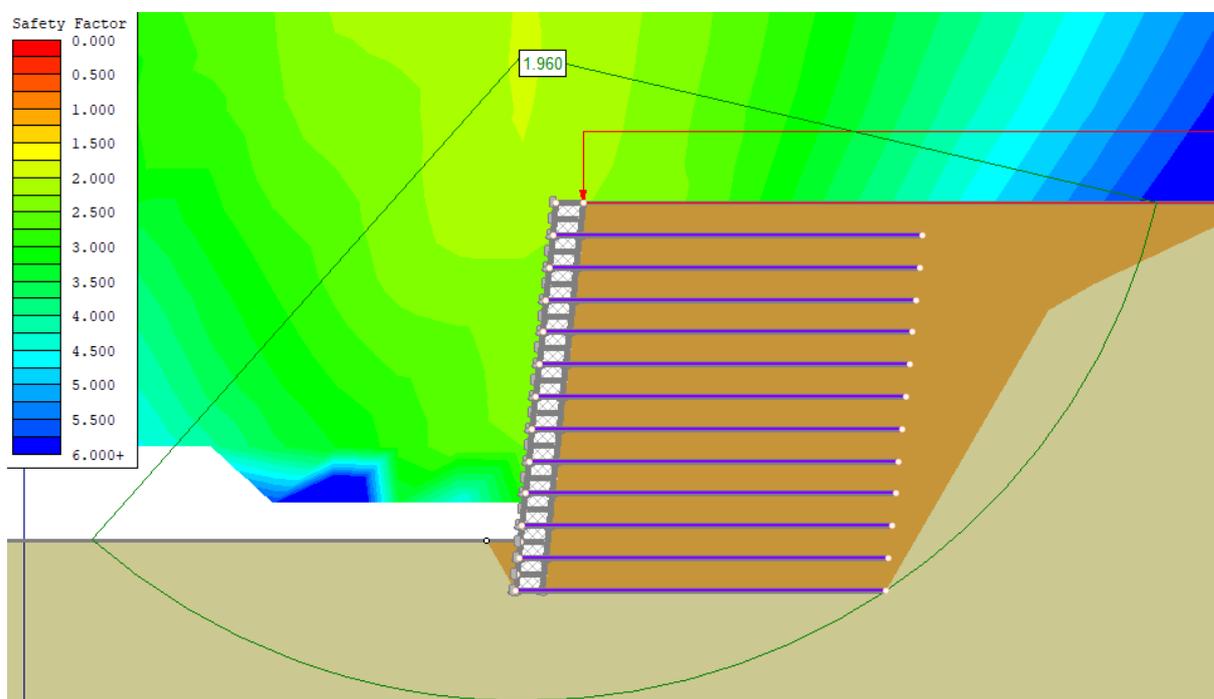
A estabilidade global foi efetuada de forma análoga ao Modelo 1, tomando-se como base o perfil apresentado na Figura 64 e na Figura 65. O fator de segurança global é de 1,960, menor do que o fator de segurança do Modelo 1, porém maior que 1,5, mínimo exigido por norma (ABNT NBR 16920-1:2021), o que garante a estabilidade do maciço.

Figura 64: Modelo para análise de estabilidade global - Modelo 2



Fonte: Da autora.

Figura 65: Análise de estabilidade global - Modelo 2

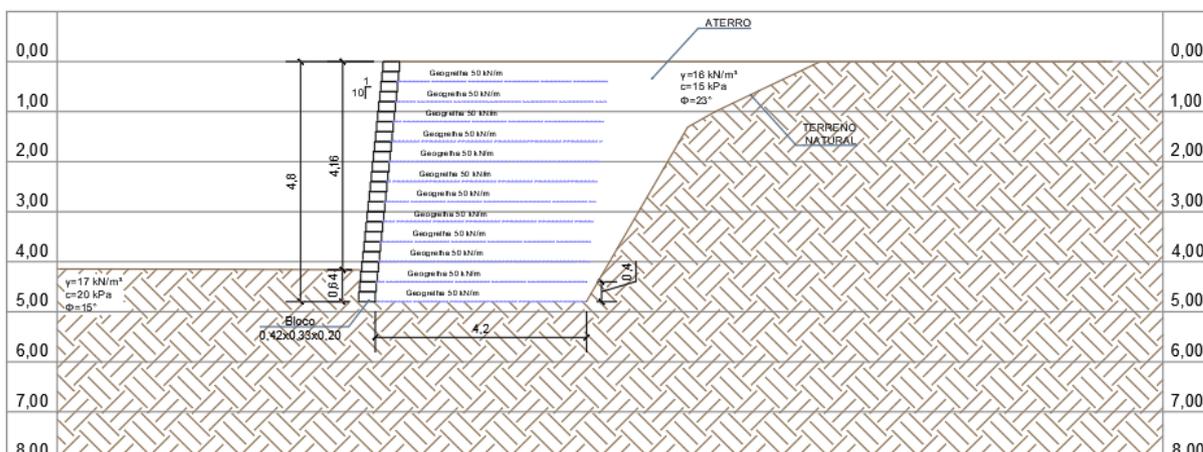


Fonte: Da autora.

6.3.5. Seção Final

A seção final para o Modelo 2 é exposto na Figura 66 abaixo sem escala e no Apêndice C em escala.

Figura 66: Detalhe Corte A - Modelo 2 (sem escala)



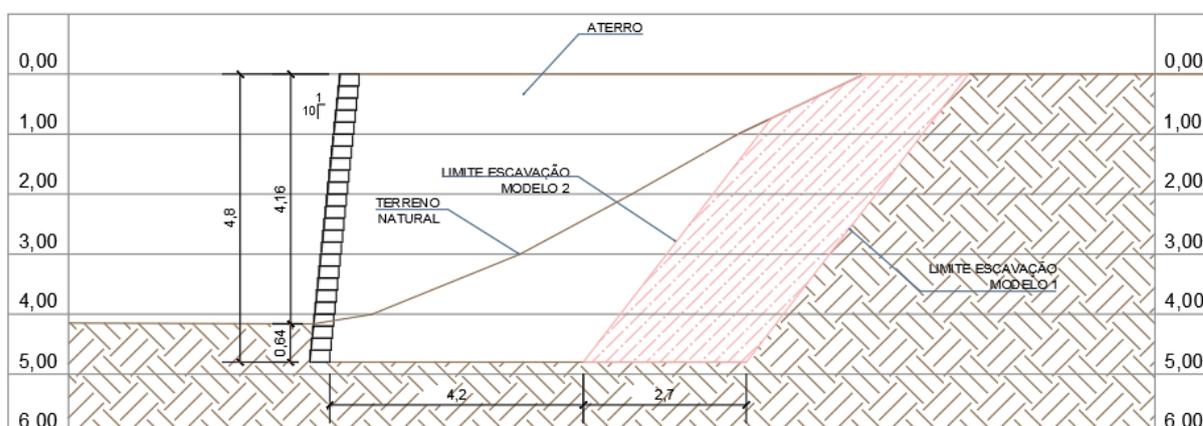
Fonte: Da autora.

6.4. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS

Ao analisar os dois modelos dispostos neste trabalho pode ser feita uma comparação em números do volume de escavação e quantidade de geogrelha utilizada como elemento de reforço da estrutura de contenção.

Para o volume de escavação, a Figura 67 mostra a projeção das duas escavações em um mesmo corte, a área entre os dois limites tem $12,59 \text{ m}^2$, valor obtido no próprio programa de desenho que o corte foi feito. Para o comprimento de $9,24 \text{ m}$ do muro, o volume de escavação do Modelo 1, sem a consideração do empolamento, é de $116,33 \text{ m}^3$ a mais do que o Modelo 2.

Figura 67: Comparação entre escavações (sem escala)



Fonte: Da autora.

O quantitativo de geogrelhas para cada a seção do Modelo 1 pode ser visto na Tabela 28 abaixo. O corte do Modelo 1 apresenta 20,70 m de geogrelha com resistência de 90 kN/m, considerando o comprimento total do muro de 9,24m, a quantidade desta geogrelha é de 191,27 m², já para geogrelha de 50 kN/m tem-se 62,10 m para o corte e 573,80 m² totais (Tabela 28).

Tabela 28: Quantidade de geogrelha para o Modelo 1

Modelo 1		
Resistência (kN/m)	90,00	50,00
Nº de camadas	3,00	9,00
Comprimento de geogrelha para cada camada (m)	6,90	6,90
Comprimento total (m)	20,70	62,10
Comprimento do muro (m)	9,24	9,24
Área de geogrelha (m ²)	191,27	573,80
Área total (m ²)	765,07	

Fonte: Da autora.

Para o Modelo 2, houve apenas geogrelha de resistência equivalente a 50 kN/m sendo 50,40 m no corte apresentado (Tabela 29), portanto para a extensão do muro a quantidade necessária é de 465,70 m².

Tabela 29: Quantidade de geogrelha para o Modelo 2

Modelo 2	
Resistência (kN/m)	50,00
Nº de camadas	12,00
Comprimento de geogrelha para cada camada (m)	4,20
Comprimento total (m)	50,40
Comprimento do muro (m)	9,24
Área de geogrelha (m ²)	465,70
Área total (m ²)	465,70

Fonte: Da autora.

Fazendo o comparativo referente a quantidade de geogrelhas, o Modelo 1 apresenta 191,27 m² de reforço de 90 kN/m e 108,10 m² a mais de geogrelha de 50 kN/m. No total o Modelo 1 tem 299,37 m² a mais de geogrelha do que o Modelo 2, em outros termos, 39% a mais de geogrelha no Modelo 1.

Em nenhum dos casos foi considerado a drenagem do muro, sendo indispensável e podendo esta ser feita por meio de material granular a tardoz e na

base, ou com emprego de material geossintético do tipo geocomposto drenante na vertical e geodrenos na horizontal. Por exemplo, o geocomposto formado por uma camada de georrede envolvido por camadas únicas geotêxtil não tecido, de modo que o geotêxtil não tecido retém as partículas sólidas e a condução dos fluidos através da georrede. Tais fluidos drenados serão coletados pelo geodreno, localizado no pé da estrutura de contenção, formado por um tubo corrugado com furos ao longo do seu comprimento e também envolto por uma camada de geotêxtil não tecido.

Outro ponto não contemplado neste trabalho trata-se dos fechamentos laterais necessários para que as geogrelhas não fiquem expostas a intempéries, este fechamento podendo ser feito com blocos segmentais iguais aos utilizados na face do muro.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

É notável a importância que as estruturas de contenção vêm ganhando nas últimas décadas por possibilitar ganhos de áreas. Uma grande variedade de estruturas de contenção estão presentes no mercado atual como gabiões, solo grampeado, terra armada, muros de arrimo e muros de solo reforçado, objeto deste estudo.

O dimensionamento de uma estrutura de contenção requer conhecimentos específicos que contemplam os parâmetros geotécnicos do solo de aterro e de fundação, o perfil planialtimétrico do local de implantação da contenção, o emprego de formulações consagradas na literatura e até mesmo de novas proposições, a inclusão de elementos de reforço, como os geossintéticos, e o seu comportamento na interface com o solo, dentre outros.

Para o entendimento e discussão dos critérios técnicos e normativos de dimensionamento de estrutura de contenção do tipo reforçada com geossintéticos e faceamento com blocos segmentais, foi estabelecido o dimensionamento de contenção com 9,24 metros de extensão, altura máxima de 4,80 metros, incorporação de geogrelhas de reforço espaçadas igualmente a cada 40 cm e faceamento com blocos pré-fabricados de concreto de 42 cm x 33 cm x 20 cm. O referido projeto de contenção tomou como base a sua implantação no CEFET-MG, Unidade Varginha, cujos parâmetros do solo foram obtidos em ensaios laboratoriais, assim como a realização de levantamento topográfico e sondagem de simples reconhecimento.

No cálculo de empuxo, aqui foi utilizado a teoria de Rankine de meados do século XVII, que considera o maciço em estado plástico. Como método de análise adotou-se a procedimento clássico que tem como princípio o estado limite. A partir dos cálculos realizados, foram obtidas duas proposições de projetos, denominados de Modelo 1 e Modelo 2, em que foi possível discorrer sobre tomadas de decisões para obtenção de projeto que apresente viabilidade técnica e econômica de execução. Vale salientar que ambos os Modelos 1 e 2 tiveram seus parâmetros definidos com base em valores propostos por Joppert Júnior (2007) a partir da sondagem de simples reconhecimento local, que é o ensaio mais comum e muitas vezes o único realizado.

O Modelo 1, com peso específico de 17 kN/m^3 , ângulo de atrito efetivo de 15° e coesão efetiva de 20 kPa , apresentou baixo fator de segurança ao deslizamento ao usar o comprimento mínimo de 70% da altura do muro. Com 3,40 metros de comprimento para reforço, o fator de segurança contra o deslizamento foi de 0,74 o que ocasionou a mudança do comprimento do reforço para 6,90 m para atingir o coeficiente mínimo de 1,5 descrito na ABNT NBR 16920-1:2021. Além deste aumento, o uso de geogrelha com resistência à tração de 50 kN/m não atendeu ao critério de segurança à ruptura do reforço, tendo estas camadas serem substituídas para geogrelhas com resistência de 90 kN/m a fim de atingir o fator de segurança especificado pela mesma norma.

O Modelo 2 contempla o uso de área de empréstimo no qual os parâmetros de solo adotados, são: peso específico de 16 kN/m^3 , ângulo de atrito efetivo de 23° e coesão efetiva de 15 kPa . O comprimento mínimo de 3,40 também não atendeu ao fator de segurança mínimo para deslizamento e arrancamento para a última camada, sendo o comprimento de 4,20 m com resistência à tração de 50 kN/m responsável por atender a todos os critérios.

Ao comparar os Modelos 1 e 2 observa-se o aumento de 39% da quantidade de geogrelha e de volume de escavação igual $116,33 \text{ m}^3$ do Modelo 1 para o Modelo 2, mudando-se o local escolhido como área de empréstimo para a estruturação da camada de aterro reforçado. Nesta análise, tem-se impactos técnicos e econômicos, pois o comparativo de volume supracitado não contemplou o fator de empolamento, o que acarreta o aumento de volumes e serviços de movimentações de terra, além de custos nos acréscimos de geogrelhas para ambas as resistências à tração de 50 kN/m e 90 kN/m . Enumera-se acréscimos em tempos de serviços, mão de obra, manutenção de equipamentos, dentre outros custos diretos e indiretos. Importante ressaltar ainda que, dependendo das condições do local de obra, as intervenções geotécnicas também podem impactar o meio ambiente local e, desta forma, os parâmetros de dimensionamento devem balizar não apenas o atendimento aos critérios técnicos e normativos, mas também critérios econômicos e ambientais.

Deste modo, com base na comparação feita neste trabalho, nota-se a importância de uma investigação geotécnica do subsolo com acurácia e da jazida de empréstimo. Além dos ensaios específicos apresentados na ABNT NBR 16920-1:2021 e da sondagem, a recomendação para ensaios de cisalhamento direto e até ensaio triaxial fornecem parâmetros mais precisos que impactam diretamente no

dimensionamento, principalmente para obras geotécnicas de maiores complexidades como, por exemplo, estruturas com maiores cargas geotécnicas a serem contidas, locais com limitações de vizinhanças ou adjacentes a áreas de proteção ambiental, dentre outros.

Uma investigação geotécnica com obtenção de parâmetros mais detalhados pode apontar a necessidade de melhoramento do solo de fundação da estrutura de contenção, seja com a sua substituição por outro solo de empréstimo ou uso de rachão, indicar a inviabilidade de uma jazida como material de aterro ou o aumento excessivo do consumo de insumos como geogrelha. Ressalta-se que a classificação do solo que permitiu a obtenção de parâmetros por correlação com a sondagem do solo da Tabela 4 foi em função da sondagem, solo argila arenosa, mas se verificado pela granulometria, a jazida trata de um solo areia argilo-siltosa de acordo com a curva granulométrica. Isso impacta diretamente na escolha dos parâmetros de correlação do solo e, portanto, dos resultados de dimensionamento de estruturas de contenção.

Portanto, a realização deste Trabalho de Conclusão de Curso contribuiu no entendimento quanto aos parâmetros de dimensionamento de estrutura de contenção com uso de geossintéticos como elementos de reforço, cuja prática vem aumento nos últimos anos no Brasil e que requer ainda maior difusão aos futuros e atuais profissionais. Além disso, as ponderações nas tomadas de decisões de projetos considerando-se que as práticas técnicas de engenharia civil são responsáveis por inúmeras transformações geográficas e ambientais, bem como de critérios econômicos para a viabilidade de execução de projetos geotécnicos.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Alguns pontos não foram contemplados neste trabalho e que poderiam agregar em trabalhos futuros, listados a seguir:

- Estudos de modelos de drenagem com material granular e uso de geossintéticos e a comparação entre as suas vantagens e desvantagens;
- Comparação em relação ao custo final dos dois modelos abordados para implantação, incluindo-se o impacto do volume de aterro maior e os custos direto e indiretamente envolvidos;
- Realização de dimensionamento considerando o solo avaliado pela análise granulométrica;

- Caso houvesse a realização de ensaios de cisalhamento direto, os parâmetros e dimensionamentos poderiam ser comparados a fim de averiguar a precisão das correlações feitas a partir de boletim de sondagem e proposições apresentadas na literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABU-FARSAKH, M.; CORONEL, J.; TAO, M. Effect of Soil Moisture Content and Dry Density on Cohesive Soil–Geosynthetic Interactions Using Large Direct Shear Tests. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Reston, v. 19, n. 7, p. 540-549, 2007.

AGUIAR, P. R.; VERTEMATTI, J. C. **Aplicações em drenagem**. In: VERTEMATTI, J. C. (coord). Manual Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo: Blucher. 2004, pp. 225-240.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO**. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington: AASHTO, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457 Versão corrigida 2016**: Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6458 Versão corrigida 2017**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm: determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos: terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182**: Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9813**: Solo: determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO 10318**: Geossintéticos: parte 1: termos e definições. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16920**: Muros e taludes em solos reforçados: parte 1: solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

AZAMBUJA, E. et al. **Aplicações em drenagem**. In: VERTEMATTI, J. C. (coord). Manual Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo: Blucher. 2004, pp. 63 - 174.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BERGADO, D. T.; CHAI, J. C.; ABIERA, H. O.; ALFARO, M. C.; BALASUBRAMANIAM. Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, p. 327-349, 1993.

BRUGGER, P. J.; SILVA, A. E. F.; RODRIGUES, V. J.; SARAMAGO, R. P. Muro em solo reforçado com geogrelha e blocos segmentais: Um caso de obra de altura de 13,50 metros. *In: IV CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS*, 2005, Salvador. **Anais [...]**. Salvador, 2005.

BUENO, B. S. **Matérias-primas**. *In: VERTEMATTI, J. C. (coord). Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo: Blucher. 2004. pp.13 - 26.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. A. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de textos. 2017a. 576 p. V.2.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. A. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. Rio de Janeiro: LTC. 2017b. 256 p. V.1.

CARNEIRO, J. R.; SILVA, A.; VIOLANTE, F.; LOPES, M. L. Danificação mecânica de uma geogrelha induzida por agregados naturais e reciclados. *In: XIX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA/GEOTECNIA E DESENVOLVIMENTO URBANO*, 2018, Salvador. **Anais [...]**. Salvador, 2018.

CINTRA, C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: Projetos geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos. 2011. 132 p.

CORSINI, R. **Crib Wall: contenções de muro em foqueira**. Revista Infraestrutura Urbana. São Paulo: PINI. 2011.

DAS BRAJAS, M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning. 2011. 610 p.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. São Paulo: Oficina de textos. 2009. 126 p.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, p. 625-645. 1994.

ENGEo. **Sondagem de Simples Reconhecimento – Standard Penetration Test (SPT). NBR 6484/2001. Cliente: CEFET-MG. Nº do serviço: 82-19S**. Varginha: Engeo Fundações e Geotecnia, Junho de 2019. 6 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **FHWA RD-89-043**: Reinforced Soils Structures. Washington: FHWA, 1989.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de textos. 2015. 576 p.

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório**. 2007. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GEO SOLUÇÕES. **Uso de geogrelhas em reforços de solo: manual para muros e taludes reforçados, aterro sobre solos moles e reforço de fundações**. São Paulo: Geo Soluções. 2015. 140 p.

GEROTO, R. E.; RODRIGUES, A. P.; ANJOS, J. L.; SCHMIDT, C. F. **Uso de Geogrelhas para a Construção de um Muro em Solo Reforçado com 25m de Altura na Rodovia dos Tamoios (SP-099)**. In: 4º CONCURSO IGS BRASIL DE CASOS DE OBRAS. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSSINTÉTICOS – IGS BRASIL/. Disponível em: < <http://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2018/06/CCO-2018-1o-Lugar-Use-de-Geogrelhas-para-a-Constru%C3%A7%C3%A3o-de-um-Muro-em-Solo-Refor%C3%A7ado-com-25m-de-Altura-na-Rodovia-dos-Tamoios-SP-099.pdf>. >. Acesso em: 11 ago. 2020. 2018.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de textos. 2013. 182 p.

GERSCOVICH, D. **Estruturas de contenção: muros de arrimo**. Rio de Janeiro: UERJ. 2012. 48 p.

GERSCOVICH, D. M. S. et al. Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado. *In: IV CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS – IV COBRAE, 2005, Salvador. Anais*, v.2. p. 671-680. Salvador, 2005.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R., SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de textos. 2016. 320 p.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Desempenho de obras geotécnicas**. Recife: Universidade Federal de Pernambuco. 2006. 528 p.

HAN, B.; LING, J.; SHU, X.; GONG, H.; HUANG, B. Laboratory investigation of particle size effects on the shear behavior of aggregate-geogrid interface. **Construction and Building Materials**, v. 158, p. 1015-1025, 2018.

HUESKER. **Muros Terrae: sistema de contenções em blocos segmentais e geogrelha Fortrac**. São José dos Campos: Huesker. 2016. 24 p.

JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers**. Budapest, v.7. p. 355-358, 1944.

JOPPERT JÚNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI. 2007. 222 p.

KOERNER, R. M.; SOONG, T. Y. Geosynthetic reinforced segmental retaining wall. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 19, p 359-386, 2001.

LESHCHINSKY, D.; BOEDEKER, R. H. Geosynthetic Reinforced Soil Structures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, n. 10, p. 1459-1478, 1989.

LIMA JÚNIOR, P. R. G.; SOUZA, R. F. C. Análise do comportamento de estruturas de contenção reforçadas por geogrelhas e blocos articulados de concreto. *In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA E VII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS*, 2016, Belo Horizonte. **Anais** [...]. Belo Horizonte, 2016.

LOPES, M. P.; LOPES, M. L. **A durabilidade dos geossintéticos**. Porto: FEUP Edições. 2010. 294 p.

MACCAFERRI DO BRASIL. **Gabiões e outras soluções em malha hexagonal de dupla torção: necessidades e soluções**. Jundiaí: Maccaferri. 2017. 12 p.

MARANGON, M. **Mecânica dos solos**. Juiz de Fora: UFJF. 2018. 204 p.

MARINHO, F. A. M.; HACHICH, W. **Empuxo**. São Paulo: USP. 2019. 42 p.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de textos. 2016. 243 p.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. **Reinforcement of earth slopes and embankments**. Washington: Transportation Research Board. 1987. 330 p.

NEELY, W. Working stress design method for reinforced soil walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, v. 121, n. 11, p. 818-821, 1995

NORMA BRITÂNICA. **BS 8006**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BS, 1995.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de textos. 2018. 294 p.

PEDROSO, E. O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de textos. 2006. 354 p.

QUEIROGA. **Sondagem de Simples Reconhecimento – Standard Penetration Test (SPT). NBR 6484/2001. Cliente: CEFET-MG**. Varginha: Construtora Queiroga Leite LTDA, Março de 2017. 20 p.

REVISTA FUNDAÇÕES E OBRAS GEOTÉCNICAS. **Alguns detalhamentos da prática de execução do solo grampeado**. São Paulo. Ano 4, n. 39, 2013.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de textos. 2012. 223 p.

SIMÕES, L. M.; URBAN, R. C. Avaliação laboratorial da resistência à compressão de estruturas em solo reforçado com geossintéticos. *In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL E VII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS*, 2019, São Carlos. **Anais**, v. 1. p. 35-42. São Carlos, 2019

TERRA ARMADA. **Terra Armada**. Disponível em: <
<http://www.terraarmada.com.br/produtos.ph>. >. Acesso em: 23 set. 2020. 201-?.

VERTERMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Blucher. 2004. 413 p.

VIEIRA, C. S.; PEREIRA, P. M.; LOPES, M. L. Recycled Construction and Demolition Wastes as filling material for geosynthetic reinforced structures: interface properties.: **Journal of Cleaner Production**, v. 124, p. 299-311, 2016.

ZORNBERG, J. G.; SITAR, N.; MITCHELL, J. K. Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, v. 124, n. 8, p. 670-683, 1998.

APÊNDICE A – VISTA FRONTAL

APÊNDICE B – SEÇÃO MODELO 1

APÊNDICE C – SEÇÃO MODELO 2

ANEXO A – BOLETIM DE SONDA GEM 1

ANEXO B – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

ANEXO C – BOLETIM DE SONDA GEM 2