



Centro Universitário de Brasília - UniCEUB
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais
Aplicadas – FATECS
Curso: Engenharia Civil

CLARISSA RIBEIRO DE SOUZA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN-
PRICE, LOCALIZADO PRÓXIMO A DF-150**

Brasília
2019

CLARISSA RIBEIRO DE SOUZA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE, LOCALIZADO PRÓXIMO A DF-150

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do Centro Universitário de Brasília – UniCEUB como parte dos requisitos para a obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. MSc Gabriela de A. D. Bahia

**Brasília
2019**

CLARISSA RIBEIRO DE SOUZA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE, LOCALIZADO PRÓXIMO A DF-150

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do Centro Universitário de Brasília - UniCEUB como parte dos requisitos para a obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Brasília, 04 de fevereiro de 2019.

Banca Examinadora

Profa. MSc Gabriela de A. D. Bahia
Orientadora
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

Prof. MSc Jairo Furtado Nogueira
Examinador Interno
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

Prof. MSc Vinícius Resende Domingues
Examinador Externo
Engenheiro Civil

AGRADECIMENTOS

No momento em que se encerra este trabalho, é preciso agradecer a todos que contribuíram para que este projeto se tornasse realidade.

A Deus, pai de toda boa dádiva, por me conceder diariamente infinitas graças que me ajudam a querer ser sempre uma pessoa melhor, me proporcionando saúde, sabedoria e determinação, e por ter me conduzido até aqui.

Aos meus pais, Hélio Eustáquio e Josimary Ribeiro, sobretudo por terem me proporcionado a vivência ética, qualidade imprescindível ao pesquisador, e pelo amor e carinho dedicados incondicionalmente.

Ao meu amadíssimo marido André Rodrigues, que me incentivou com palavras de confiança para nunca desistir dos meus sonhos, e que vibra com cada conquista minha.

Ao meu irmão Victor Eustáquio, familiares e amigos pelo apoio e credibilidade.

A minha orientadora Profa. MSc Gabriela Bahia, por me inspirar e contribuir na minha vida acadêmica e pessoal. Agradeço por compartilhar suas expertises, acolhimentos constantes e por trilhar comigo caminhos até então desconhecidos.

A coordenação do curso de Engenharia Civil por prepararem uma equipe de professores capazes de nos instruir com êxito para vida profissional. À equipe técnica do Laboratório de Solos, em especial ao Vanilson Santos, que me auxiliou e me acompanhou durante todos os ensaios, que dispôs do seu tempo e sabedoria.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta pesquisa, muito obrigada!

“Fiz o melhor que pude na corrida, cheguei até o fim, conservei a fé.”

Bíblia Sagrada - 2 Timóteo 4:7

RESUMO

O crescimento urbano acelerado associado à carência de um planejamento na infraestrutura das cidades pode gerar problemas de erosão em rodovias e em trechos urbanos. Visto a grande demanda de trechos de taludes instáveis ou com erosão viu-se a necessidade de aprofundamento de estudo para o talude localizado próximo à rodovia DF-150 - Sobradinho/DF (Balão do Colorado). A instabilidade foi identificada devido à escavação para a construção de um viaduto no local. As análises basearam-se em investigações geológicas e geotécnicas *in situ* ensaios de laboratório. Para a caracterização da ruptura foram realizadas sondagens, além de coletas de amostras para ensaios de caracterização. A partir da análise, com base nesses dados, foi realizada a verificação da estabilidade da solução geotécnica adotada, a qual compreende a execução do solo grampeado, pré-dimensionada a partir do critério da Administração Federal Rodoviária (FHWA) e verificado pelo Programa GeoStudio com e sem a utilização do reforço de grampeamento. Após realizadas as análises foi observado que a solução de grampeamento proposta se mostrou satisfatória, obtendo um coeficiente de segurança de 2,1.

Palavras-chave: Talude. Erosão. Estabilidade.

ABSTRACT

The accelerated urban growth associated with the lack of planning in the infrastructure of the cities can generate problems of erosion in highways and in urban stretches. Considering the great demand for unstable or eroded slopes, there was a need to deepen the study for the slope located near DF-150 - Sobradinho / DF (Colorado Balloon). Instability was identified due to excavation to construct an overpass on the site. The analyzes were based on geological and geotechnical investigations in situ laboratory tests. For the characterization of the rupture, polls were carried out, in addition to sample collections for characterization tests. Based on these data, the stability of the adopted geotechnical solution was performed, which includes the execution of the stapled soil, pre-dimensioned from the Federal Highway Administration (FHWA) criterion and verified by the GeoStudio Program with and without the use of stapling reinforcement. After the analysis, it was observed that the proposed stapling solution was satisfactory, obtaining a safety coefficient of 2.1.

Keywords: Slope. Erosion. Stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Erosão eólica	21
Figura 2 - Erosão Gravitacional.....	22
Figura 3 - Execução de Paredes Diafragma moldadas “in loco”	29
Figura 4 - Execução de Estacas Prancha	30
Figura 5 - Execução de Tirantes	31
Figura 6 - Muro de saco de solo-cimento	32
Figura 7 - Muro de pneus.....	33
Figura 8 - Exemplo de grampo	34
Figura 9 - Solo grampeado.....	36
Figura 10 - Espaçamentos entre grampos	37
Figura 11 - Exemplos de distribuição dos grampos no solo grampeado.....	39
Figura 12 - Redução no comprimento dos grampos.....	39
Figura 13 - Resultado de testes para resistência de aderência (qs)	40
Figura 14 - Curva tensão-deformação.....	41
Figura 15 - Vista panorâmica da Estação de Tratamento de Água Rio Descoberto	43
Figura 16 - Vista lateral do talude.....	45
Figura 17 - Vista lateral do talude.....	46
Figura 18 - Coleta de amostra deformada.....	48
Figura 19 - Coleta e preparação do bloco	48
Figura 20 - Vedação com parafina da amostra indeformada	49
Figura 21 - Vedação e identificação do topo da amostra indeformada	49
Figura 22 - Armazenamento da amostra indeformada	50
Figura 23 - Ensaio de determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática	51
Figura 24 - Ensaio de determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática	52
Figura 25 - Aparelho de dispersão	53
Figura 26 - Ensaio da análise granulométrica por peneiramento e sedimentação com e sem defloculante.....	54
Figura 27 - Preparação do solo para o ensaio de limite de liquidez.....	55
Figura 28 - Aparelho de Casagrande	55
Figura 29 - Ensaio de limite de plasticidade	56
Figura 30 - Ensaio de identificação e descrição Expedita (Visual-Táctil) de solos pela metodologia MCT.....	57
Figura 31 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto e adensamento	58

Figura 32 - Ensaio de compactação proctor normal	59
Figura 33 - Ensaio de compactação proctor normal	60
Figura 34 - Ensaio CBR	61
Figura 35 - Ensaio CBR	61
Figura 36 – Análise de estabilidade sem grampos	64
Figura 37 – Análise de estabilidade com grampos	64
Figura 38 - Resultado do fator de segurança sem reforço.....	74
Figura 39 - Resultado do fator de segurança com solo reforçado com grampo.....	75

LISTA DE GRAFICOS

Gráfico 1 - Distribuições granulométricas das unidades geotécnicas estudadas com e sem defloculante	66
Gráfico 2 - Limite de Liquidez.....	68
Gráfico 3 - Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto	69
Gráfico 4 - Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto	70
Gráfico 5 - Curva de Compactação	73
Gráfico 6 - Curva Pressão x Deformação	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de R	38
Tabela 2 - Comprimento dos grampos para $L/H = 0,8$	63
Tabela 3 - Massa específica aparente	69
Tabela 4 - Contração do anel.....	71
Tabela 5 - Cálculo do c'	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Altura das etapas de escavação.....	35
--	----

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	Sociedade Americana de Testes e Materiais (<i>American Society for Testing and Materials</i>)
CBR	Índice de Suporte Califórnia (<i>California Bearing Ratio</i>)
CPATSA	Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido
DF	Distrito Federal
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FAO	Organização das Nações Unidas para a Alimentação e a Agricultura (<i>Food and Agriculture Organization of the United Nations</i>)
FHWA	Administração Federal Rodoviária (<i>Federal Highway Administration</i>)
IGS	Sociedade Internacional de Geossintéticos (<i>International Geosynthetics Society</i>)
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PVC	Policloreto de Polivinila
SPT	Ensaio de Penetração Padrão (<i>Standart Penetration Test</i>)

LISTA DE SÍMBOLOS

Φ	Ângulo de atrito
cm	Centímetro
c	Coesão
h	Hora
m	Metro
m ²	metro quadrado
m ³	metro cúbico
mm	Milímetros
%	Porcentagem
u	Pressão neutra ou pressão nos poros
Kg	Quilograma
σ	Tensão normal
τ	Tensão cisalhante

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 Objetivos	18
1.1.1 Objetivo geral	18
1.1.2 Objetivos específicos	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 O solo e seu processo erosivo	19
2.2 A erosão e seus agentes	20
2.2.1 Erosão Pluvial	20
2.2.2 Erosão Fluvial	20
2.2.3 Erosão Marinha	21
2.2.4 Erosão Eólica	21
2.2.5 Erosão Glacial	21
2.2.6 Erosão Gravitacional	22
2.2.7 Erosão Antrópica	22
2.2.8 Intemperismo	22
2.3 Fatores inerentes à erosão	23
2.3.1 Precipitação	23
2.3.2 Características do solo	23
2.3.3 Cobertura Vegetal	24
2.3.4 Queimadas	24
2.4 Métodos de proteção e estabilidade	24
2.4.1 Concreto projetado	24
2.4.1.1 <i>Aplicação do concreto projetado por via seca</i>	25
2.4.1.2 <i>Aplicação do concreto projetado por via úmida</i>	25
2.4.2 Reforço com Geossintéticos	26
2.4.3 Estruturas de contenção	28
2.4.3.1 <i>Paredes Diafragma moldadas “in loco”</i>	28
2.4.3.2 <i>Estacas Prancha</i>	29
2.4.3.3 <i>Tirantes</i>	30
2.4.3.4 <i>Muros de arrimo</i>	31
2.4.3.5 <i>Solo grampeado</i>	33
2.4.3.5.1 <i>Metodologia FHWA de pré-dimensionamento de solo grampeado</i>	36
2.5 Critério de Campos e Carrillo	41

2.6	Programa GeoStudio	42
3	LOCAL DE ESTUDO	43
4	METODOLOGIA	47
4.1	Instrumentos de coleta de dados	47
4.2	Amostras	47
4.2.1	<i>Amostra Deformada</i>	47
4.2.2	<i>Amostra Indeformada</i>	48
4.3	Ensaio de Caracterização	50
4.3.1	<i>Determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática</i>	50
4.3.2	<i>Análise Granulométrica</i>	52
4.3.3	<i>Limites de Consistência</i>	54
4.3.3.1	<i>Limite de Liquidez</i>	54
4.3.3.2	<i>Limite de Plasticidade</i>	55
4.3.4	<i>Identificação e descrição Expedita (Visual-Tátil) de solos pela metodologia Miniatura, Compactado, Tropical (MCT)</i>	56
4.3.5	<i>Cisalhamento Direto</i>	57
4.4	Compactação	59
4.5	Expansão e Índice de Suporte Califórnia (CBR)	60
4.6	Ensaio de Penetração Padrão (SPT).....	62
4.7	<i>Método de Pré-dimensionamento FHWA</i>	62
4.8	Programa GeoStudio/SLOPE/W	63
5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	66
5.1	Análise Granulométrica	66
5.2	Limites de Consistência	67
5.3	Determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática	68
5.4	Cisalhamento Direto	69
5.5	Identificação e descrição Expedita (Visual-Tátil) de solos pela metodologia MCT.....	70
5.6	Ensaio de Compactação	72
5.7	California Bearing Ratio (CBR)	73
5.8	GeoStudio - SLOPE/W (2012)	74
5.8.1	<i>Dimensionamento</i>	74
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76

REFERÊNCIAS	78
ANEXO A – LOCAÇÃO DOS FUIROS DA SONDAGEM.....	82
ANEXO B – DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL	83

1 INTRODUÇÃO

Diversos agravantes podem causar problemas de erosão em rodovias e principalmente em trechos urbanos. Uma das principais causas está atribuída ao crescimento desordenado em áreas urbanas, estando diretamente relacionado com o aumento de ligações entre as rodovias e os conglomerados urbanos. Assim como à implantação de obras de infraestrutura de má qualidade.

O processo erosivo engloba um conjunto de fenômenos geológicos naturais provenientes da decomposição e desagregação de rochas e solos, afetando as camadas mais superficiais da crosta terrestre.

A Organização das Nações Unidas para a Alimentação e a Agricultura (FAO) com a participação da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), apontam no relatório que “33% dos solos do mundo estão degradados por erosão, salinização, compactação, acidificação e contaminação” (EMBRAPA, 2015).

A evolução da erosão ao longo do tempo depende de fatores tais como: as características geológicas e geomorfológicas do local, a presença de fissuras de origem tectônica, a evolução físico-química e a mineralógica do solo (CARVALHO, 2005; LIMA, 2003).

Locais de encostas íngremes e declivosos trazem uma maior dificuldade a execução de rodovias por apresentarem alterações de parâmetros como variações da poropressão, saturação e resistência do solo, gerando uma maior complexidade a obra. Entretanto, há diversas estruturas de contenções para cada situação garantindo as condições de segurança.

Dessa forma, visto a grande demanda de trechos de taludes instáveis ou com erosão viu-se a necessidade de aprofundamento de estudo para o talude localizado próximo à rodovia DF-150 - Sobradinho/DF (Balão do Colorado). Com o intuito de analisar o comportamento deste talude, será proposta uma solução de recuperação e estabilização para a construção do viaduto.

1.1 Objetivos

1.1.1 *Objetivo geral*

Analisar a estabilidade de um talude pelo método de Morgenstern-Price, localizado próximo à rodovia DF-150 - Sobradinho/DF (Balão do Colorado), por meio de estudos geotécnicos de forma a propor uma solução técnica para sua recuperação.

1.1.2 *Objetivos específicos*

- Verificar as características e propriedades do talude em estudo;
- Estudar o comportamento do solo mediante a realização de ensaios extraídos *in loco* e laboratoriais;
- Analisar os resultados obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto, determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da balança hidrostática, compactação, análise granulométrica, limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade), California *Bearing Ratio* (CBR), identificação e descrição expedita (visual-táctil), a partir de amostras deformadas e indeformadas recolhidas *in loco*, Ensaio de Penetração Padrão (SPT) e o *Programa GeoStudio*.
- Análise do talude pelo método de contenção do solo grampeado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo situa o objeto deste trabalho em um contexto teórico que apresenta uma síntese da literatura técnico-científica relacionada ao tema da pesquisa.

2.1 O solo e seu processo erosivo

De acordo com cada profissional ou área de atuação o solo pode receber diferentes conotações.

No entendimento de Knappett e Craig (2015, p. 3), “[...] o solo é qualquer reunião de partículas minerais soltas ou francamente unidas (cimentadas), formada pela decomposição de rochas [...] sendo o espaço vazio entre elas ocupado por água e/ou ar”.

O solo é integrado por componentes minerais e orgânicos, conta com distintos horizontes, com profundidades variadas, diversas morfologias, constituição física, características químicas e propriedades biológicas próprias.

Conforme Cardoso (1995), a influência da intemperização nas características e comportamento dos solos bastantes intemperizados, desconsidera a importância de sua gênese. Ao ser analisado a erodibilidade dos solos no Distrito Federal foi apurado que este parâmetro é de difícil correlação com as propriedades geotécnicas tratadas de modo isolado, conforme Fácio (1991). O intemperismo químico possibilita diversas alterações estruturais, quando agregado a lixiviação e à laterização além de adulterar a mineralogia e química do perfil do solo, fazendo com que o resultado do estado principiante de tensões e/ou da própria rocha de origem em sua estrutura seja paulatinamente removido, dando lugar a novas forças interativas associadas à cimentação.

A paisagem é formada pela vegetação, clima e relevo, ao qual são elementos naturais, ou pela relação destes elementos oriundos da ação humana, por processo de ocupação ou entrada em determinado ambiente, ou mesmo por terremotos, furacões, tsunamis, que são por processos naturais. É nesse contexto que o processo que modifica a paisagem e possui principalmente características de transporte de partículas de solo é chamado de erosão.

O processo erosivo é compreendido como o processo de transporte, desprendimento e deposição das partículas do solo, causado pelos agentes erosivos. Dá-se quando o potencial de transporte do agente erosivo é superior ao limite de agregação das partículas de solo, separando-as umas das outras e permitindo seu transporte (PINESE JÚNIOR; CRUZ; RODRIGUES, 2008). A erosão pode ser causada por diferentes agentes, sendo os principais as que estão associadas à ação do vento e da água da chuva.

2.2 A erosão e seus agentes

2.2.1 *Erosão Pluvial*

A fragmentação do solo por meio da força de impacto das gotas de chuva ou pela força do escoamento superficial são características da erosão pluvial. A intensidade e duração da chuva, a inclinação da superfície e as características do solo estão diretamente ligadas de diferentes formas no desenvolvimento e progresso da erosão.

Em locais de bastantes vegetações o impacto das gotas de chuva é reduzido pelas plantas diminuïrem a força de impacto por recepcionarem primeiramente esse choque sendo depois conduzido ao solo. Porém, sem essa vegetação o solo fica saturado rapidamente, favorecendo a percolação da água pela superfície e propiciando a erosão. As raïzes dão mais resistência à estrutura do solo e aquelas em decomposição funcionam como canais, favorecendo a percolação da água (SANTOS, 2015).

2.2.2 *Erosão Fluvial*

A erosão fluvial é caracterizada pelo desgaste exagerado do solo nas margens dos rios sendo desgastados pela força da água, causando a remoção e o transporte da vegetação e do solo. Portanto, sem essa vegetação há uma intensificação da erosão ocasionando o alargamento do leito e transformando os rios em vales profundos. De maneira semelhante, a interação da água em lagos, contribui para a formação e progresso da erosão, no contato da água com o talude das margens (SANTOS, 2015).

2.2.3 *Erosão Marinha*

No caso da erosão marinha, esta, ocorre através da força mecânica da ação das ondas (relação com a corrente marítima e movimento repetitivo) e das propriedades químicas decorrente das características da água do mar.

2.2.4 *Erosão Eólica*

No caso da erosão eólica é ocasionada pela ação dos ventos, que provoca o intemperismo das rochas e também no transporte de sedimentos para áreas mais distantes dos pontos de erosão (Figura 1). Costuma ser um processo mais lento do que os demais que envolvem a ação da água. Ocorre normalmente em regiões áridas e secas, onde existe areia solta, capaz de ser transportada pelo vento, onde vão de encontro as rochas, desgastando-as.

Figura 1- Erosão eólica



Fonte: (GEO MESTREPEDIA, 2016)

2.2.5 *Erosão Glacial*

Provocada pelas geleiras, a água por meio das chuvas se acumula nos vazios e rachaduras das rochas durante o verão e congela durante o inverno, sofrendo assim dilatação e retração a cada estação. Isso pressiona as paredes da rocha causando o seu rompimento. Essas massas de gelo movimentam-se lentamente e quando derretem, geram depósitos sedimentares muito heterogêneos, chamados de morenas ou morainas (GEOLOGIA EM FOCO, 2014).

2.2.6 *Erosão Gravitacional*

No caso da erosão gerada pela ruptura e transporte de sedimentos ocasionados pela ação da gravidade. Geralmente ocorrendo em regiões muito inclinadas, como em cadeias montanhosas, conforme pode ser observado na Figura 2.

Figura 2 - Erosão Gravitacional



Fonte:(PICANÇO,2010)

2.2.7 *Erosão Antrópica*

A erosão antrópica é originada pela ação do ser humano, como por exemplo, na agricultura, podendo provocar ravinamento e formação de boçorocas. A ocupação de áreas irregulares para moradia, como morros, geram escorregamento de solos, e outro exemplo, é a impermeabilização de superfícies, como a pavimentação, impedindo a infiltração da água da chuva, gerando alagamentos.

2.2.8 *Intemperismo*

A ação do intemperismo ocorre através do desgaste rochoso por meio de processos físicos, químicos e biológicos. O intemperismo físico pode ser originado pela expansão e contração das rochas devido ao ganho e perda de calor constante. Com a variação de temperatura a água infiltrada nos poros e nas trincas das rochas, podem se congelar devido à queda de temperatura causando a expansão do volume da água, essa pressão faz com o que ocorra o rompimento da rocha. Outros agentes

físicos são as geleiras glaciais, ventos, a água de riachos e rios e as ondas do mar (DAS; SOBHAN, 2014).

No intemperismo químico, ocorre a transformação dos minerais originais da rocha formando novos minerais através das diferenças de pressão e temperatura das rochas.

O processo de alteração das rochas por seres vivos, animais ou bactérias, é chamado de intemperismo biológico.

2.3 Fatores inerentes à erosão

2.3.1 Precipitação

Um dos principais elementos climáticos é a chuva, que interfere no processo de degradação do solo, por exemplo, em um local sem vegetação mostra a eficácia da chuva em causar erosão, por meio da força de impacto das gotas da água da chuva, saturando o solo no qual há o escoamento superficial que varia dependendo da intensidade, tempo e perfil da chuva (PORTAL EDUCAÇÃO, [2018]).

2.3.2 Características do solo

No entendimento de Silva,

a erosão não é a mesma em todos os solos. As propriedades físicas, principalmente estrutura, textura, permeabilidade e densidade, assim como as características químicas e biológicas do solo exercem diferentes influências na erosão. Os solos arenosos estão mais sujeitos à erosão, embora sejam mais permeáveis, são normalmente muito soltos, o que favorece o trabalho das águas. Solos bem estruturados, com maior volume de macroporos, permeabilidade rápida, facilita penetração da água (retenção), reduzindo o escoamento superficial e, com isso, o processo erosivo (SILVA, 1995, p. 7).

Portanto, solos com presença de silte e areia e carentes em matéria orgânica são muito suscetíveis ao processo erosivo, em virtude da pequena resistência que oferecem ao desprendimento de partículas durante a chuva.

2.3.3 **Cobertura Vegetal**

Segundo Silva (1995), a cobertura vegetal protege o solo da erosão por apresentar proteção contra o impacto das gotas de chuva, além de ajudar a interceptar e a evaporar a água antes de chegar ao solo. A decomposição das raízes das plantas melhoram a infiltração e percolação da água no solo, melhorando sua capacidade de retenção de água com o aumento da matéria orgânica.

A vegetação, também é um forte componente no controle da erosão eólica, reduzindo a velocidade do vento na superfície do solo e absorvendo a maior parte da força exercida.

2.3.4 **Queimadas**

Com a queima de resíduos vegetais, o impacto das gotas de chuva e o teor de matéria orgânica diminuem e, com isso, facilita a degradação da estrutura na superfície (LEITE *et al.*, 2004).

2.4 **Métodos de proteção e estabilidade**

2.4.1 **Concreto projetado**

De acordo com a NBR 14026, “concreto projetado é o concreto com dimensão máxima característica do agregado maior ou igual a 9,5 mm, transportado através de uma tubulação, projetado sob pressão sobre uma superfície, com compactação simultânea” (ABNT, 2012, p. 2).

A aplicação do concreto consiste no lançamento do concreto na superfície de aplicação com auxílio de um mangote de alta pressão. A mistura é conduzida pelo mangote até um bico projetor e projetada pela ação do ar comprimido que devido a força do impacto adere a superfície. Sua utilização é indicada para obras de estabilização de encostas, paredes de contenção, para concretagens urgentes em estruturas que sofreram danos, entre outros.

Em relação ao concreto tradicional muda-se a técnica de aplicação e apesar de a dosagem de cimento ser a mesma usa-se vários tamanhos de agregados, já no concreto projetado é utilizado geralmente com brita 0, para diminuir o uso do cimento e diminuir a retração hidráulica (TECNOSIL, [2018]).

De acordo com a norma NBR 14026 é facultado o uso de qualquer tipo de aditivo desde que atendam aos requisitos da norma (ABNT, 2012).

Embora o processo executivo seja simples, a sua aplicação deve ser feita com mão-de-obra qualificada. Erros na execução podem comprometer a viabilidade econômica e a qualidade final da parede de concreto formada (DALDEGAN, 2016).

Levando em conta os equipamentos disponíveis atualmente, é possível definir dois tipos básicos de processo de projeção: por via seca e por via úmida.

2.4.1.1 Aplicação do concreto projetado por via seca

O processo no qual apenas os agregados podem se apresentar úmidos e a maior parte da água é adicionada no mangote ou bico de projeção (ABNT, 2012). Pode ser ajustado às diversas condições da superfície de aplicação, inclusive onde há dificuldade de acesso ou quando a distância entre a concreteira e o canteiro é grande (TECNOSIL, [2018]).

Entre as vantagens da aplicação via seca de acordo com a Tecnosil ([2018]), estão:

- Alcance da projeção do concreto de até 60 metros de distância;
- Menor investimento total quando comparado à via úmida;
- Fácil operação dos equipamentos;
- Material mais compactado à superfície;
- Grandes resistências devido ao baixo fator água/cimento.

Já entre os fatores negativos, destacam-se:

- Consumo de ar comprimido, gerando maior esforço do compressor;
- Perda de material que não impregna na superfície de aplicação;
- Perda de agregado no momento do lançamento;
- Geração de poeira.

2.4.1.2 Aplicação do concreto projetado por via úmida

Consiste em um processo no qual todos os ingredientes são misturados antes de serem inseridos no equipamento de projeção incluindo a água (ABNT, 2012). O ar comprimido é utilizado para aumentar a projeção no bico para lançamento do concreto. O aditivo acelerador de pega é adicionado, com o concreto fresco, na hora do lançamento (TECNOSIL,[2018]).

Entre as vantagens da aplicação por via úmida conforme a Tecnosil ([2018]), estão:

- Menos equipamentos no local de trabalho;
- Menor desgaste dos equipamentos utilizados;
- Menor consumo de ar comprimido;
- Menor perda de material durante o lançamento;
- Não produz poeira.

Já os fatores negativos dizem respeito às seguintes situações:

- Dificuldade em obter maior resistência, já que o fator água/cimento é alto na mistura;
- O concreto é menos compactado, devido ao fator água/cimento ser alto;
- Quando aplicado em uma superfície com presença de água, possui maior dificuldade no controle de qualidade do material;
- Pode produzir grande perda de material caso seja necessária a interrupção dos serviços.

2.4.2 **Reforço com Geossintéticos**

A cada ano a técnica de reforço de solo com geossintéticos vem se desenvolvendo e sendo aplicada cada vez mais em todo o mundo, sendo utilizada em proteção de taludes, canais, recuperação de áreas degradadas, proteção contra ravinamento, aterros, entre outros. A aplicação em aterros, por exemplo, possibilita uma redistribuição das tensões e deformações, permitindo a utilização de estruturas inclinadas e com menor volume de aterro compactado (SIEIRA, 2003).

Pelos geossintéticos serem produzidos industrialmente e com propriedades mecânicas e hidráulicas, possibilitam aos projetistas obras com menor custo e também com maior segurança. Outros benefícios são o menor tempo de execução das obras e a preservação dos recursos naturais.

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS, [2018]) define os geossintéticos, como:

[...] produtos industrializados com pelo menos um de seus componentes fabricado com polímero sintético ou natural. Apresentam-se na forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, e são utilizados em contato com o solo ou com outros materiais em aplicações da engenharia civil, geotécnica e ambiental.

Os geossintéticos têm funções de drenagem, filtração, proteção, reforço, separação, controle de erosão superficial, barreira e alívio de tensões de acordo com a NBR ISO 1318-1 (ABNT, 2018).

Na NBR ISO 1318-1 (ABNT,2018), são definidos os termos relativos aos produtos, inserem-se os seguintes itens:

Geossintéticos: termo genérico designando um produto no qual ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, se apresentando na forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações da engenharia geotécnica e civil. Podem ser subdivididos em três subclasses conforme a forma de fabricação: Geotêxteis tecidos, Geotêxteis não-tecidos e Geotêxteis tricotados.

Geogrelhas: materiais com estrutura planar com uma malha aberta (na forma de grelha) e regular de elementos resistentes à tração, sendo que as aberturas são maiores que os elementos constituintes. As geogrelhas podem ser: Tecidas, Extrudadas e Soldadas.

Geotiras: materiais com uma dimensão predominante (na forma de tira, como o nome infere), onde a largura do produto não deve exceder a 200 mm.

Geocélulas são caracterizadas por materiais com estrutura tridimensional, permeável, em forma de colmeia ou similar, produzidas a partir de tiras de geossintéticos ligados entre si.

Georredes são materiais compostos por um conjunto de elementos paralelos superpostos e completamente conectados a outros elementos similares a vários ângulos.

Geomantas são materiais de estrutura tridimensional permeável constituída de monofilamentos ou outros elementos interligados por meio mecânico, térmico, químico e outros. Destaque para as “Biomantas” produzidas a partir de materiais biodegradáveis.

Geoespaçadores: materiais com uma estrutura tridimensional concebida para criar um espaço de ar no solo e outros materiais. Similar a esta classe dispõe-se ainda dos TUBOS-DRENO, que são materiais de estrutura tubular corrugada (ABNT, 2018).

Conforme a NBR ISO 1318-1 (2018), as barreiras geossintéticas se caracterizam por serem materiais de pouca permeabilidade com o objetivo de prevenir ou limitar a percolação de fluidos através da sua estrutura. Incluem os seguintes tipos de materiais: barreiras poliméricas, geomembrana, barreiras argilosa, barreiras betuminosas.

O Geocomposto se caracteriza por ser um material montado e fabricado usando pelo menos um produto geossintético entre os componentes (ABNT, 2018).

2.4.3 **Estruturas de contenção**

O desempenho de uma contenção depende das características do terreno, do lençol freático, de sua localização, isto é, de diversos fatores que variam de uma situação para outra, o que torna difícil apontar vantagens e limitações de cada um dos tipos sem levar em consideração as condições particulares de cada construção (ABMS/ABEF, 1998).

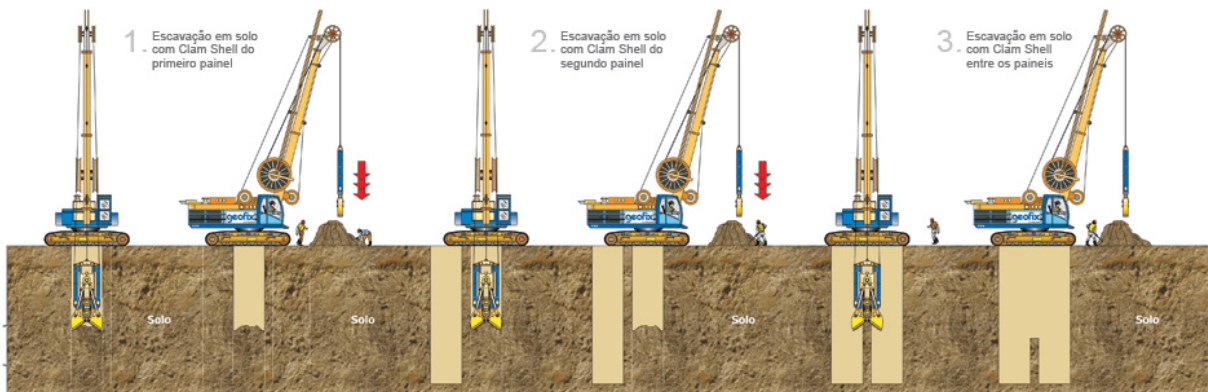
2.4.3.1 *Paredes Diafragma moldadas “in loco”*

A parede diafragma moldada “in loco” é um elemento de fundação e/ou contenção moldada no solo normalmente utilizado como paredes estruturais, realizando no subsolo um muro vertical de concreto armado de espessuras e profundidade variáveis, podendo ser executado com a presença ou não de lençol freático. Este tipo de fundação tem a vantagem de se adequar a geometria do terreno sendo de fácil execução em relação a métodos similares, e por não causar vibrações pode ser realizada próxima a estruturas vizinhas diminuindo o risco de danos (PORTAL UNIVERSIDADE TRISUL, [2018]).

Podemos utilizar as paredes diafragma (Figura 3) como contenção de subsolo conforme Varela ([2018]) para

[...] construção de garagens subterrâneas, obras de canalização do leito de rios, cortinas impermeáveis, paredes de trincheiras enterradas, estações do Metrô, execução de túneis, construção de poços ou silos subterrâneos, dentre outras aplicações.

Figura 3 - Execução de Paredes Diafragma moldadas “in loco”



Fonte: (PORTAL UNIVERSIDADE TRISUL,[2018])

2.4.3.2 Estacas Prancha

As estacas prancha são estruturas de contenção constituídas por perfis metálicos cravados e justapostas sendo dimensionado de acordo com as características de cada obra de forma a resistir aos esforços solicitantes. Esse método consegue atingir grandes profundidades e pode formar uma contenção impermeável. Porém, sua implantação perto de construções vizinhas pode causar incômodo devido ao ruído e vibrações, além disso, o transporte de perfis pode gerar transtornos de logística em meios urbanos (VARELA, [2018]).

Em obras de infraestrutura, podendo ser temporárias ou permanentes, são aplicadas em terminais portuários, passagens de nível em vias e rodovias, contenções, além de proteção de acessos a túneis, por exemplo (VARELA, [2018]).

Figura 4 - Execução de Estacas Prancha

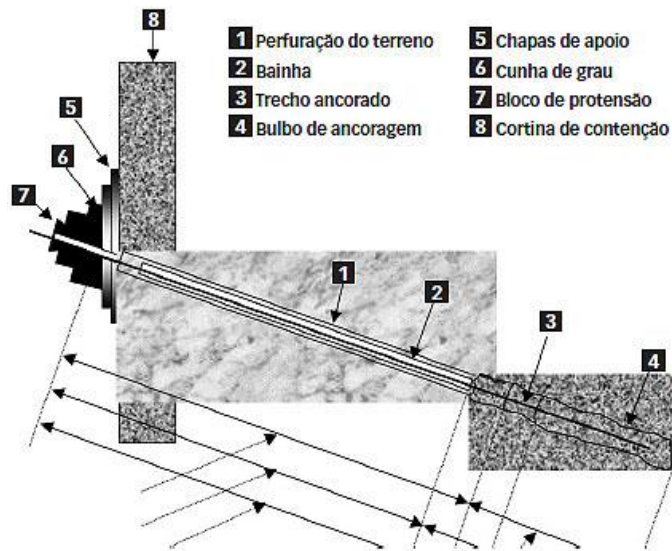


Fonte: (INFRAESTRUTURA URBANA, 2011)

2.4.3.3 Tirantes

Tirante é uma peça composta por um ou mais elementos resistentes a tração, montada segundo especificações (Figura 5). A protensão é um meio para inserir, em uma estrutura, um estado prévio de tensões. Os tirantes ativos são chamados de protendidos (aplicam uma força na estrutura contra o maciço) e os tirantes passivos, esperam a solicitação deles. As formas das cortinas podem ser de estruturas metálicas ou de madeira, e são dimensionadas de maneira que não sofram deformações desfavoráveis. (INFRAESTRUTURA URBANA, 2011).

Figura 5 - Execução de Tirantes



Fonte: (CORISINI, 2011)

Um projeto de contenção com cortina atirantada dimensiona e especifica a quantidade, profundidade, altura, largura dos tirantes e da parede de concreto, a armação da parede, a resistência do concreto, entre outros.

A execução do tirante é feita a partir da perfuração do maciço, montagem, instalação dos tirantes, injeção de calda de cimento (por meio de um tubo de policloreto de polivinila) e protensão (após a cura total da calda de cimento), no caso das soluções ativas. Logo após é executada a cortina de concreto armado sendo vibrada por meio de vibradores de imersão e, enfim, por meio de concretagem é protegida a cabeça dos tirantes. (INFRAESTRUTURA URBANA, 2011).

2.4.3.4 Muros de arrimo

Conforme Gerscovich ([2018]) é definido que

muros são estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais. Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes.

Os muros de gravidade são estruturas que a estabilidade vem do próprio peso da estrutura. Geralmente, são utilizados para conter desníveis pequenos ou médios,

inferiores a cerca de 5m. Os muros de gravidade podem ser construídos de pedra , concreto (simples ou armado), gabiões ou pneus usados (GERSCOVICH, [2018]).

Os muros de alvenaria de pedra são utilizados para alturas de até 4 metros, tem orçamento geralmente mais elevado em relação a outros métodos de contenção similares, é impermeável precisando de um sistema de drenagem adequado (GERSCOVICH, [2018]).

Conforme Gerscovich ([2018]) os muros de gabiões são formados por gaiolas metálicas, feitas com fio de aço galvanizado com resistência mecânica alta, constituídos com pedras arrumadas manualmente.

Os muros em fogueira (“cribwall”) são usados em taludes de corte ou aterro, formado por elementos pré-moldados *in loco*, por meio da sobreposição de peças de concreto, metal ou madeira, cujo espaço interno é preenchido por brita ou terra. São estruturas capazes de se acomodarem a recalques das fundações.

Os muros de sacos de solo-cimento (Figura 6) são obtidos pela mistura de solo, água e um pouco de cimento (mistura cimento-solo) constituídos por camadas formadas por sacos de poliéster sendo de baixo custo. O posicionamento dos sacos de uma camada para a outra são desalinhadas para garantir um maior atrito no muro e sua compactação feita por soquetes (GERSCOVICH, [2018]).

Figura 6 - Muro de saco de solo-cimento



Fonte: (ANDRADE, [2018])

Os muros de pneus são construídos por pneus reutilizados e descartados atrelando sua elevada resistência mecânica com o baixo custo da construção, sobrepostos em camadas, atrelados entre si com uma corda ou arame e preenchidos com solo, conforme observado na Figura 7 (GERSCOVICH, [2018]).

Figura 7 - Muro de pneus



Fonte: (ANDRADE, [2018])

De acordo com Gerscovich ([2018]),

Muros de Flexão são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio. Em geral, são construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m. A laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão e se necessário pode empregar vigas de enrijecimento, no caso alturas maiores.

2.4.3.5 Solo grampeado

O grampeamento de solo é um procedimento de contenção de taludes que pode ser estabilizado de forma temporária ou permanente. Para sua construção são utilizados, principalmente, grampos, concreto projetado e drenagem, ocorrendo por conta da ancoragem dos chumbadores no solo e logo após fixados com calda de cimento. Tem um menor orçamento em relação a outros métodos similares. O método se faz presente na execução de estradas, túneis, remediações de

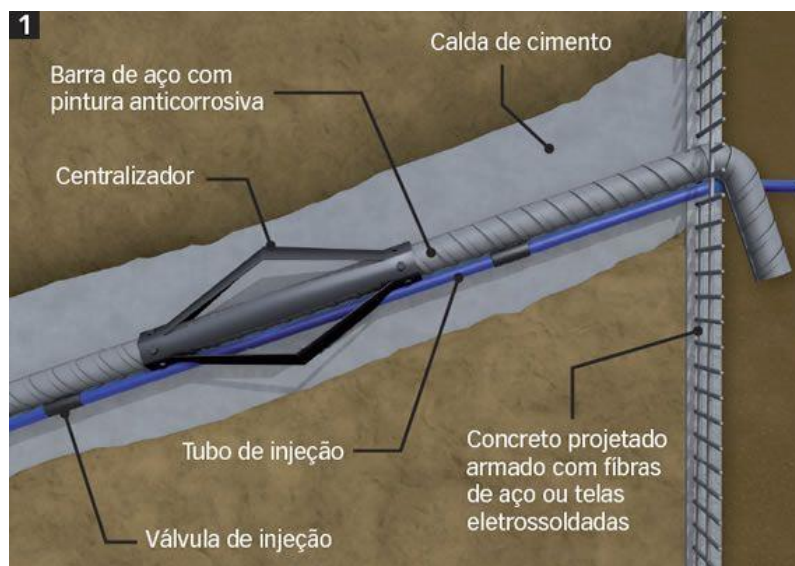
deslizamento, obras prontas, porém com estabilidade insatisfatória, taludes rompidos, entre outras obras (CORSINI, 2012).

Foi escolhida esta técnica de contenção por ser uma sugestão do Engenheiro responsável da obra para divergir com o método adotado no local de cortina cravada.

Conforme Corsini (2012), é feita uma pré-escavação, por uma perfuratriz, aonde são introduzidos os chumbadores formados por barras de aço (geralmente entre 10 a 20 mm) com proteção a corrosão, dobrados na ponta e em seguida envoltos por calda de cimento introduzida sob pressão, esse conjunto é chamado de grampo (Figura 8). Os grampos fazem a estabilização do talude e os esforços se dão a partir da movimentação da massa de solo. As especificações de quantidade de grampos, diâmetro do aço e características do material empregado é feita a partir das características e geometria do terreno. Não existe norma específica da ABNT para a execução de solo grampeado.

De acordo com a Infraestrutura Urbana (2012), “simultaneamente ao avanço do grampeamento, é executado o sistema de drenagem - com drenos profundos, de paramento e canaletas ou descidas d'água”.

Figura 8 - Exemplo de grampo



Fonte: (CORSINI APUD INFRAESTRUTURA URBANA, 2012)

Na barra, são colocados centralizadores a cada 2 m favorecendo o deslizamento da barra e o cobrimento da calda de cimento. Rente à barra, é inserido

o tubo de injeção a ser usado para a calda de cimento ao qual deve-se manter estável até a finalização da injeção da calda (GONDIM, 2018).

A escavação é feita com uma altura entre 1 a 2 metros, dependendo do tipo de solo de acordo com o Quadro 1.

Quadro 1 – Altura das etapas de escavação

Tipo de solo	Incremento de escavação
Pedregulho	0,5 m – com coesão aparente
	1,5 m – solo com cimentação
Areia	1,2 m – medianamente compacta, com coesão aparente
	1,5 m – compacta, com coesão aparente
	2,0 m – com cimentação
Silte	1,2 m
	2,0 m – função do teor de umidade
Argila	1,5 m – normalmente consolidada
	2,5 m – sobre adensada

Fonte: (GASSLER, 1990)

Os furos da escavação para os chumbadores têm sempre inclinação abaixo da horizontal, variando entre 10° e 20°, normalmente empregado o valor de 15°. É utilizado normalmente o sistema de lavagem com água para auxiliar na perfuração e limpeza do furo. O tipo de solo escavado pode limitar a profundidade de escavação e deve conter largura suficiente para fornecer acesso seguro ao equipamento de instalação do grampo no solo. Após a instalação e fixação dos chumbadores é instalado uma armação metálica sobre o talude (FHWA, 2015).

O sistema de drenagem conforme FHWA (2015) é instalado atrás das paredes grampeadas para coletar águas subterrâneas ou águas superficiais infiltradas que estão presentes atrás do revestimento e direcionar a água subterrânea coletada para longe da parede. O sistema de drenagem geralmente consiste em tiras de drenagem geossintéticas compostas, não fornecendo a cobertura total da área da parede (Figura 9), mas cobre normalmente de 10% a 20%, ou mais, da face da escavação, dependendo do espaçamento de drenagem da tira selecionada e das larguras comerciais que estão disponíveis.

Para esse método o concreto projetado é aplicado por via seca na qual o concreto é preparado a seco e a adição de água é feita no bico de projeção, impulsionado por ar comprimido, atingindo resistências até 40 MPa (GONDIM, 2018).

Figura 9 - Solo grampeado



Fonte: (SOLOFORT, [2018])

Algumas vantagens do solo grampeado são sua instalação relativamente rápida, causando menos impacto ambiental em comparação com outras técnicas de construção, em locais que há maior dificuldade de acesso se torna mais econômico pelo equipamento ser pequeno, mão de obra qualificada, entre outros (FHWA, 2015).

Há limitações nessa técnica como em projetos onde existam critérios rígidos de movimentação de paredes, características do solo e do local, entre outros (FHWA, 2015).

2.4.3.5.1 Metodologia FHWA de pré-dimensionamento de solo grampeado

O espaçamento (S) entre os grampos deve respeitar alguns critérios e limites de acordo com FHWA (2015), sendo eles:

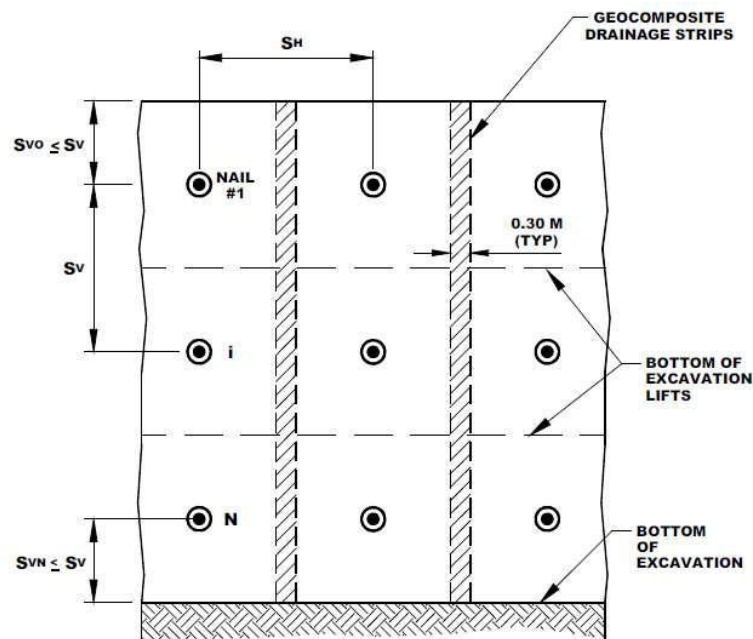
- O espaçamento horizontal das hastes, S_H , é muitas vezes o mesmo que o espaçamento das hastes verticais, S_V .

- Sugere-se que o valor de S esteja entre 1,20 e 1,80 m, sendo normalmente de 1,50 m, mas nunca menor do que 1,00 m.
- A multiplicação entre S_v e S_H deve estar entre 3,30 e 3,90 m².

O ponto mais alto da escavação até a primeira fileira de grampos é determinado pelo espaçamento S_{v0} , estando entre 0,6 m e 0,9 m, tendo valor sempre menor que S_v .

S_{vN} é determinada pela base da escavação até a última fileira de grampos, estando entre 0,60 e 0,90 m, tendo valor sempre menor que S_v , conforme observado na Figura 10 (GONDIM, 2018).

Figura 10 - Espaçamentos entre grampos



Fonte: (FHWA, 2015)

Para o comprimento dos grampos (L), deve-se desenvolver uma seção transversal preliminar para análise, o comprimento da parede do solo pode ser estimado em aproximadamente 0,7 vezes H , onde H é a altura da parede. Se for determinado com parâmetros bem selecionados e análise de estabilidade apropriada que os comprimentos dos grampos teriam que ser maiores que cerca de 1,2 H , esse resultado pode sugerir que as condições do solo não são favoráveis. E comprimentos inferiores a 0,5 H provavelmente não satisfarão os requisitos de

estabilidade de deslizamento, sendo extraordinários os casos em que o comprimento dos grampos sejam menores que $0,6 H$ (FHWA,2015).

O comprimento (L) deve seguir às seguintes especificações de acordo com Clouterre (1991 *apud* GONDIM, 2018)

$0,5 \leq L \leq 0,7 H$ para grampos cravados, quando estes estão bem próximos entre si (cerca de 1 ou 2 grampos por metro quadrado);
 $0,8 \leq L \leq 1,2 H$ para grampos perfurados, quando estes possuem uma distribuição de aproximadamente 1 grampo para cada 2,5 a 6 m².

Conforme Gondim (2018),

o comprimento dos grampos pode ser diminuído conforme aproxima-se da base da escavação. Manter o comprimento constante (Figura 11.a) é indicado pela praticidade durante a execução, mas é mais econômico quando se diminui o comprimento onde o maciço é menos solicitado (Figura 11.b). Entretanto, diminuir o comprimento dos grampos no sentido da base para o topo do talude (Figura 11, c) não é recomendado.

Normalmente, o valor do fator de segurança reduz quando também se diminui o comprimento dos grampos da última fileira. Como solução, a FHWA-NHI-14-007 (2015) recomenda aumentar o comprimento dos grampos da primeira fileira, que também reduzirá o deslocamento horizontal (δh) total do maciço.

Um método proposto por Byrne *et al.* (1998) é apresentado a seguir. O comprimento da metade superior dos grampos é constante e os comprimentos dos grampos da metade inferior da contenção é calculado conforme mostrado abaixo:

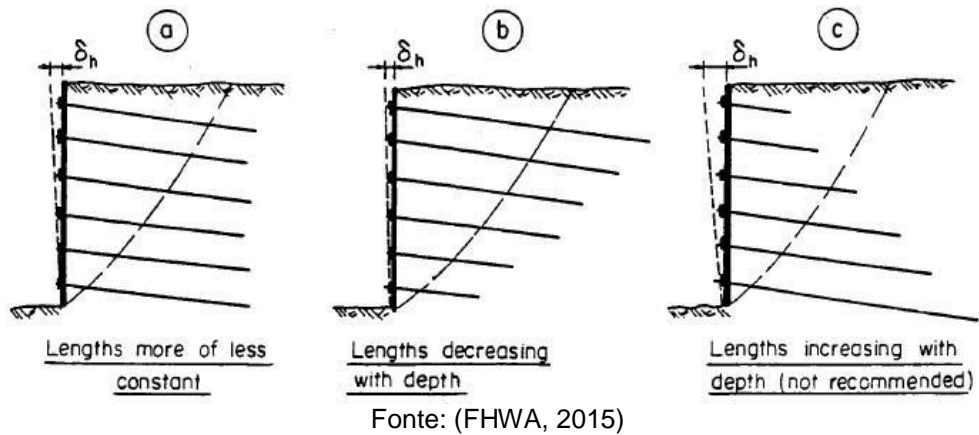
O último grampo (grampo “n”) tem comprimento de $L_n = L \times R$. Os valores do coeficiente R varia conforme o tipo de solo, como pode ser verificado na Tabela 1:

Calculado o comprimento do último grampo, para os demais grampos o comprimento será determinado por interpolação linear entre o valor L e L_n conforme a Figura 12.

Tabela 1 - Valores de R

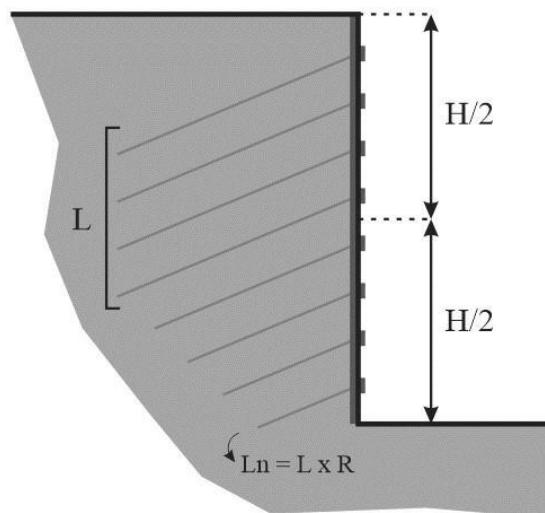
Tipo de solo	R
Solos granulares muito densos e de granulação grossa	$0,15 \leq R \leq 0,30$
Areia siltosa, areia, areia fofa	$0,25 \leq R \leq 0,40$
Solos de granulação fina	$0,30 \leq R \leq 0,45$

Figura 11 - Exemplos de distribuição dos grampos no solo



Fonte: (CLOUTERRE, 1991)

Figura 12 - Redução no comprimento dos grampos

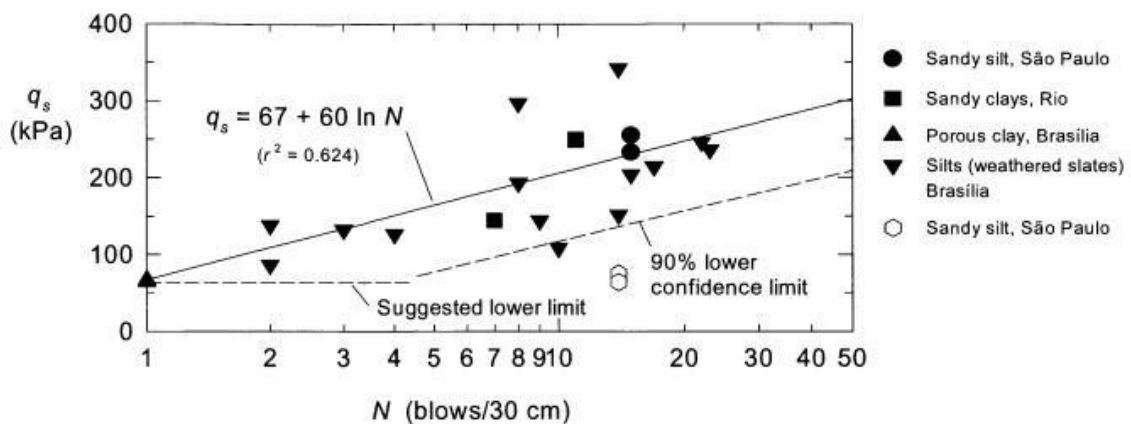


Fonte: (GONDIM, 2018)

A resistência de aderência (q_s) é um parâmetro necessário no dimensionamento do solo grampeado, associada à mobilização do atrito no contato dos grampos com o solo no qual melhora seu desempenho.

É proposta uma equação que correlaciona N_{SPT} e q_s por Ortigão e Sayao (2004) conforme Equação 01, adquirida a partir de amostras de ensaios de arrancamento executados em furos com diâmetros entre 75 e 150 mm com injeção de calda de cimento sem pressão com limite mínimo de 50 KPa mesmo para solos de baixa resistência com N_{SPT} igual a 1 de acordo com a Figura 13 (GONDIM, 2018).

Figura 13 - Resultado de testes para resistência de aderência (q_s)



Fonte: Ortigão e Sayao (2004)

$$q_s = 67 + 60 \times \ln N_{SPT}$$

Equação 01

A força de arrancamento gerado pelo grampo é a resistência de aderência unitária (t), obtido pela multiplicação do q_s pela área lateral total do grampo e divide pelo seu comprimento total que após o desenvolvimento obtêm a Equação 02.

$$t = q_s \times \pi \times D$$

Equação 02

O peso específico (ρ) e a coesão (c) dos solos foram determinados através dos ensaios de cisalhamento direto.

Substituindo o N_{SPT} , foi obtido o valor da resistência de aderência em kN/m^2 . A tensão admissível de aderência empregada no projeto foi determinada para um fator de segurança igual a 2, conforme a Equação 03:

$$q_{s,adm} = \frac{q_s}{FS} \quad (FS \geq 2) \quad \text{Equação 03}$$

Para cálculo da resistência a tração admissível (R_{Tadm}) do chumbador (barra de aço), deve-se multiplicar o valor da tensão à tração admissível do aço utilizado ($f_{yk} - CA50 = 500 \text{ MPa}$) pela área da seção da barra conforme Equação 04.

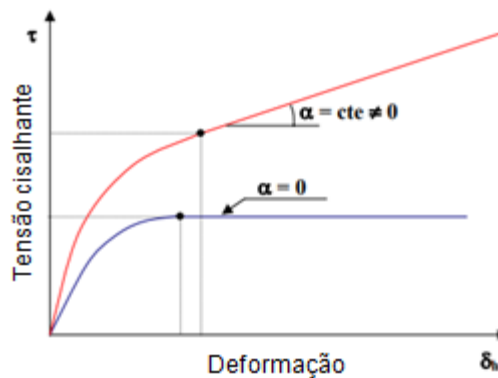
$$R_{Tadm} = f_{yd} \times A_{aço} \quad \text{Equação 04}$$

2.5 Critério de Campos e Carrillo

Para curvas, obtidas por meio do ensaio de cisalhamento direto, em que não existe pico para determinar a tensão de ruptura, essa determinação fica mais complexa.

Dessa forma, através dos ensaios de caracterização, por meio da amostra deformada e inderfomada extraídas do talude, estudou-se o solo argilo-arenoso. Por meio do critério de Campos e Carrillo (1995) criaram um critério de ruptura de forma a determinar a tensão de ruptura para essas curvas. Este critério assume que a ruptura ocorre no primeiro instante em que a curva tensão-deformação (Figura 14) atinge uma inclinação constante α e a tensão cisalhante de ruptura é o deslocamento quando α predomina constante (GERSCOVICH, [2018]).

Figura 14 - Curva tensão-deformação



Fonte: Gerscovich([2018])

2.6 Programa GeoStudio

Muitas classes de projetos de engenharia geotécnica requerem suporte mecânico adicional para garantir a estabilidade durante e após a construção. Este suporte mecânico pode variar de geossintéticos a âncoras de fixação ou paredes de retenção. Os esforços nos componentes estruturais precisam ser estimados para que possam ser projetados para acomodar o carregamento previsto. Encostas naturais ou artificiais são frequentemente reforçadas para aumentar a estabilidade e minimizar o risco.

Com isso o Programa GeoStudio oferece diversas opções para lidar com reforços estruturais sendo um dos *softwares* de estabilidade de taludes para declives de solo e rochas. (GEO-SLOPE, 2012).

Uma análise de estabilidade também pode ser realizada com todo ou parte de um componente de carga estrutural assumido aplicado à massa deslizante. Componentes estruturais podem ser aplicados e removidos para simular as condições reais do campo, sendo analisados eficazmente problemas simples e complexos para uma variedade de formas de superfície de deslizamento, condições de pressão da água nos poros, propriedades do solo e condições de carga (GEO-SLOPE, 2012).

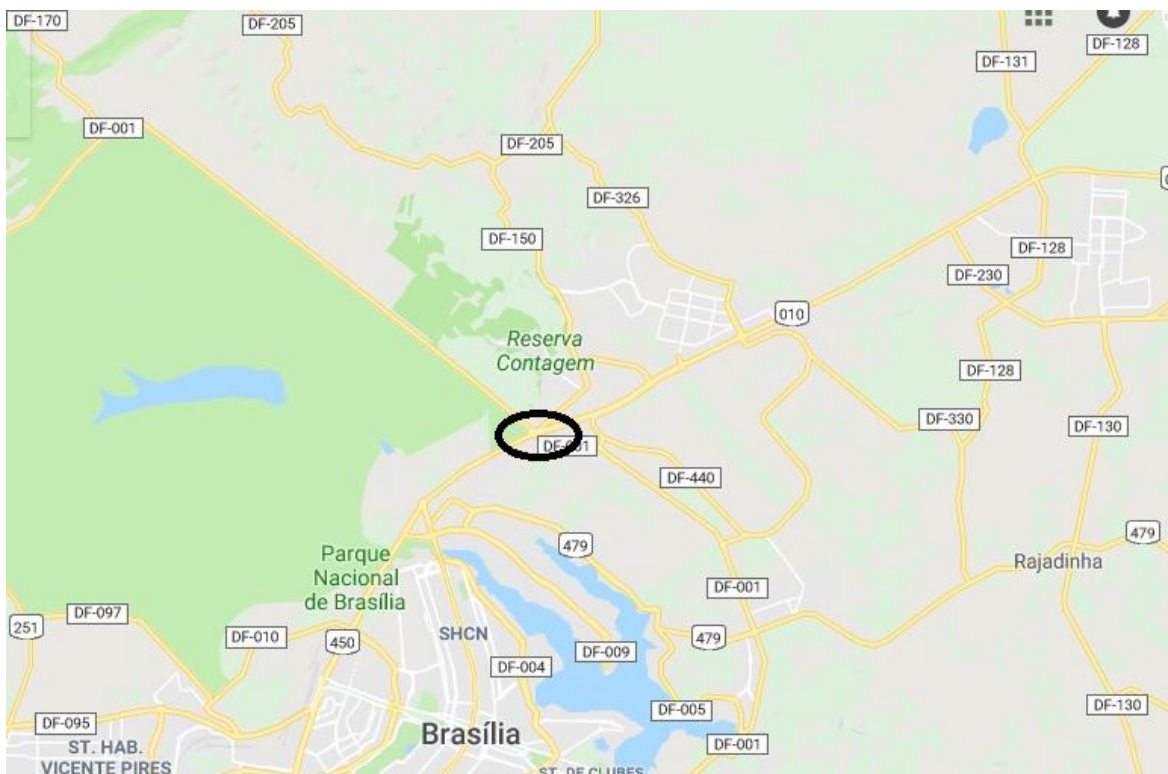
Alguns dos recursos que este *Programa* disponibiliza são:

- Treze métodos de análises incluindo Morgenstern-Price;
- Rigoroso algoritmo de busca computando o fator de segurança;
- Abrange a pressão da água nos poros.
- Integração de elementos finitos com SEEP/W e SIGMA/W;
- Quinze modelos de resistência do solo mais cinco parâmetros avançados do solo;
- Reforço, sobretaxa e funcionalidade de carga sísmica.

3 LOCAL DE ESTUDO

Para a realização deste trabalho, foram utilizados estudos geotécnicos de forma a analisar a solução de grampeamento para sua recuperação. Destarte, após a escavação para a construção do viaduto, localizado próximo a rodovia DF-150 - Sobradinho/DF (Balão do Colorado), Figura 15, 16 e 17, foram identificados problemas referentes à estabilização (Figura 18). Suas coordenadas são: latitude 15686 e longitude 4785744 e o talude analisado possui 7,5 metros de altura.

Figura 15 - Vista geral do talude localizado proximo a Brasília



Fonte: (GOOGLE MAPS, 2018)

Figura 16 - Vista geral do talude localizado proximo a DF-150



Fonte: (GOOGLE MAPS, 2018)

Figura 17 - Vista do talude localizado proximo ao balão do Colorado - DF-150



Fonte: (GOOGLE MAPS, 2018)

Figura 18 - Vista lateral esquerda do talude em estudo



Fonte: Elaboração própria

A área é composta por quatro taludes com composições diferentes (Figura 19), sendo o talude analisado composto por solo areno-argiloso (coloração avermelhada) até a profundidade de aproximadamente 9,5 metros e a camada de quartzito (cor avermelhada a branco amarelada) de 9,5 metros até aproximadamente 15 metros de profundidade, conforme laudo de sondagem apresentado no Anexo A.

Figura 19 - Vista lateral direita do talude em estudo



Fonte: Elaboração própria

4 METODOLOGIA

4.1 Instrumentos de coleta de dados

A investigação para a geração de dados foi realizada por meio de ensaios executados em laboratório, de acordo com as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

4.2 Amostras

Foram coletadas as amostras de acordo com a NBR 9604 (ABNT, 2016e), para obtenção das amostras deformadas e indeformadas.

4.2.1 Amostra Deformada

A coleta do material foi realizada, no dia 09 de agosto de 2018 às 09 horas. A retirada do solo se deu por meio de uma pá, desagregando o solo, sendo as amostras acondicionadas em sacos plásticos (Figura 20). Foram coletados em torno de 40 kg de material, conforme a NBR 9604 (ABNT, 2016), e levados ao laboratório do UniCEUB para posterior análise.

Os sacos foram identificados com:

- Nome da obra: Talude na DF-150
- Local: DF- 150
- Data da coleta: 09 de agosto de 2018
- Nome do responsável pela retirada da amostra: Lemir
- Latitude: 15686
- Longitude: 4785744

Através da coleta foram realizados os ensaios de caracterização: os ensaios de consistência, massa específica dos grãos, entre outros.

Figura 20 - Coleta de amostra deformada



Fonte: Elaboração própria

4.2.2 Amostra Indeformada

Por sua vez, a coleta da amostra indeformada foi realizada através de uma escavação, pelo poceiro Lemir, no dia 09 de agosto de 2018 às 14 horas. A escavação foi realizada na parede do talude, na parte superior, de forma a se abrir uma janela para moldagem do bloco de 30x30x30 cm, conforme pode ser observado na Figura 21.

Figura 21 - Coleta e preparação do bloco



Fonte: Elaboração própria

Após a moldagem, o bloco foi impermeabilizado com parafina derretida e em seguida envolvido com talagarça e novamente coberto por parafina derretida, conforme representado pelas Figuras 22 e 23.

Figura 22 - Vedação com parafina da amostra indeformada



Fonte: Elaboração própria

Figura 16 - Vedação e identificação do topo da amostra indeformada



Fonte: Elaboração própria

Em seguida, o bloco foi armazenado em uma caixa de madeira com dimensões pouco maiores que o bloco, de forma a preencher os espaços vazios com plástico bolha com o intuito de garantir a integridade da amostra. O bloco foi identificado com o nome do local, localização, nome da obra e a face superior e inferior, conforme a Figura 24, visto que a posição da amostra no maciço original de solo é importante para análise de resistência do maciço.

Figura 17 - Armazenamento da amostra indeformada



Fonte: Elaboração própria

4.3 Ensaio de Caracterização

4.3.1 *Determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática*

Tem como finalidade determinar o peso específico aparente natural de uma amostra de solo pré-estabelecida através do uso de parafina e pesagem com a balança hidrostática.

O ensaio foi realizado conforme a norma NBR 10838 (ABNT, 1988), no dia 16 de agosto de 2018, utilizando a amostra indeformada descrita acima. Foram

moldados três corpos de prova na forma de uma esfera, com aproximadamente 5 cm de diâmetro, e com superfície regular (Figura 25).

Figura 25 – Corpos de prova do ensaio de determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática



Fonte: Elaboração própria

Após a moldagem, fez-se a pesagem do corpo de prova natural, posteriormente mergulhado na parafina fundida para a impermeabilização desse solo determinando o peso do corpo de prova parafinado. Em seguida ao resfriamento do corpo de prova parafinado, determinou-se o seu peso quando submerso em água, utilizando a balança hidrostática de acordo com a Figura 26, determinando o peso específico aparente natural e seco.

Foram empregados os resultados obtidos para o ensaio de resistência ao cisalhamento direto de forma a definir das cargas utilizadas para este ensaio.

Figura 26 - Ensaio de determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática



Fonte: Elaboração própria

4.3.2 **Análise Granulométrica**

Com a quantidade de 1500 g de solo seco, conforme NBR 7181 (ABNT, 2016c), passou-se o material pela peneira de 2,0 mm. O material que ficou retido nesta peneira foi lavado e colocado em estufa, sendo usado no peneiramento grosso, e o passante, separado em torno de 20 g para a determinação do peso específico real das partículas, 100 g para a sedimentação e 600g para o peneiramento fino.

Para o peneiramento grosso (material retido na peneira #10) – lavou-se o material na peneira #10 (2,0mm), e em seguida colocou-se na estufa. Foi peneirado o material seco, mecanicamente, até a peneira #10 e pesada cada fração retida em cada peneira.

No peneiramento fino (material que passa na peneira #10), o material foi lavado na peneira #200 (0,075mm), em seguida colocado na estufa. Passou-se o material seco nas peneiras de aberturas menores que a #10 e pesou-se cada fração retida nas peneiras.

Para a sedimentação o material foi preparado com e sem defloculante, sendo colocado imerso em água por 24 horas para a eliminação de ar. Esse material foi disperso em um dispersor elétrico (Figura 27) e, posteriormente, transferido para duas provetas, sendo estas completadas com água destilada de acordo com a Figura 28.

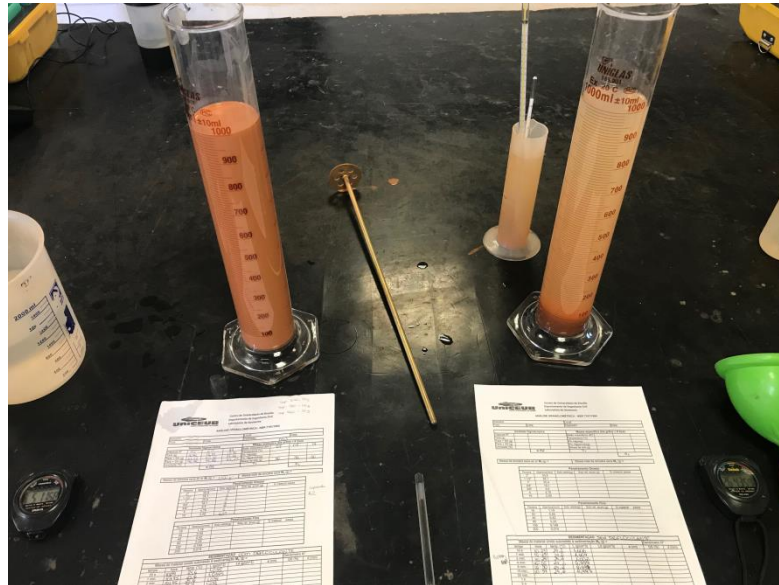
Figura 27 - Aparelho de dispersão



Fonte: Elaboração própria

Foram realizadas as leituras do densímetro e a medição da temperatura de dispersão nos instantes de 30s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 horas. Após o término das leituras o solo retido na peneira 0,075 mm foi secado em estufa para passar pelas peneiras, sendo a última peneira de abertura 0,075 mm. Foi calculada a massa total da amostra seca, porcentagem de material em suspensão, diâmetro das partículas do solo em suspensão e porcentagem retida em cada peneira determinada pela norma. Com base em suas dimensões foram determinadas as categorias em: matacão, pedra, pedregulho, areia grossa, média e fina, silte e argila.

Figura 28 - Ensaio da análise granulométrica por peneiramento e sedimentação com e sem defloculante



Fonte: Elaboração própria

4.3.3 *Limites de Consistência*

Conhecido como Limites de Atterberg, estes ensaios permitiram determinar os limites de consistência do solo, ou seja, o grau de ligação entre as partículas.

4.3.3.1 *Limite de Liquidez*

Foi determinado com auxílio do aparelho de Casagrande (Figuras 29 e 30) o teor de umidade, onde o solo passa do estado líquido para o estado plástico, que, com 25 golpes, une os bordos inferiores de uma canelura (um centímetro de comprimento) aberta, na massa de solo, por um cinzel de dimensões padronizadas, conforme NBR 6459 (ABNT, 2016a).

Figura 29 - Preparação do solo para o ensaio de limite de liquidez



Fonte: Elaboração própria

Figura 30 - Aparelho de Casagrande



Fonte: Elaboração própria

4.3.3.2 *Limite de Plasticidade*

Após a preparação do solo foram feitos três bastões de 3 mm de diâmetro (Figura 31) no qual foi definido o limite entre o estado plástico para o estado semissólido. Foi determinado de acordo com a norma NBR 7180 (ABNT, 2016b) o menor teor de umidade em que o solo se comporta plasticamente.

Figura 18 - Ensaio de limite de plasticidade



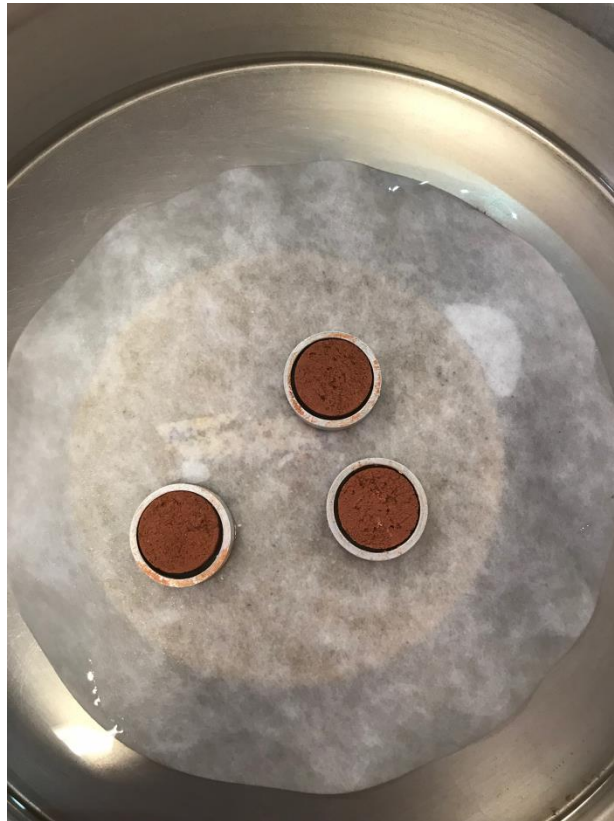
Fonte: Elaboração própria

4.3.4 Identificação e descrição Expedita (Visual-Tátil) de solos pela metodologia Miniatura, Compactado, Tropical (MCT)

A metodologia MCT é composta por várias etapas e tem o intuito de identificar e classificar uma amostra de solo com base em determinações táteis visuais. Foi aplicada por apresentar no mínimo 95% do volume total (50 cm^3 , correspondente a 200g de solo) de material passante na peneira de abertura nominal igual a 0,42 mm. O comportamento de solos mais grossos não é previsível por este método, pois se despreza a influência da parte grossa no comportamento integral do solo.

Foram moldados três anéis (Figura 32) para a medição da contração do solo, posteriormente submeteu-se ao ensaio da resistência ao esmagamento da bola seca. Utilizando o cálculo de c' foi, então, classificado o tipo de solo.

Figura 32 - Ensaio de identificação e descrição Expedita (Visual-Tátil) de solos pela metodologia MCT



Fonte: Elaboração própria

4.3.5 *Cisalhamento Direto*

Esse ensaio foi utilizado para obtenção de coordenadas de pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para obtenção dos parâmetros de resistência: coesão (c) e ângulo de atrito (Φ) de acordo com a norma ASTM D3080 (2004) e o critério de Campos e Carrillo (1995) ao qual assume que a ruptura ocorre no primeiro instante em que a curva atinge uma inclinação constante.

Com o resultado da massa específica aparente natural, obtido através do ensaio da massa específica aparente com o emprego da balança hidrostática, de $1,219 \text{ g/cm}^3$ multiplicou-se pela altura do aterro de 7,5 metros para obter a carga máxima possível a ser utilizada no ensaio. O resultado dessa multiplicação foi de $89,6 \text{ KN/m}^2$, logo optou-se por valores de tensões que abrangessem valores anteriores e posteriores a esse resultado, definindo as tensões de 50, 100 e 200 KPa, utilizada no ensaio de cisalhamento direto.

Foi adotado o valor da velocidade de cisalhamento de 0,029 mm/min por ser uma velocidade padrão utilizada, mediante a não realização do ensaio de adensamento.

Após o término do adensamento iniciou-se o ensaio de cisalhamento direto que durou 4 horas (Figura 33).

Figura 33 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto e adensamento



Fonte: Elaboração própria

O ensaio de cisalhamento direto promoveu o deslizamento de uma metade do corpo de prova de solo em relação à outra, determinando assim, para cada tensão normal (σ) à superfície do deslizamento, o valor da tensão cisalhante (τ) necessária para provocar a deformação do corpo de prova até a ruptura. O ensaio foi executado mantendo-se constante a tensão vertical e medindo-se a tensão cisalhante correspondente a cada deformação horizontal imposta ao corpo de prova, gerando dessa maneira a curva tensão-deformação. As deformações verticais foram também monitoradas durante o processo de cisalhamento, possibilitando avaliações da variação volumétrica.

O Ensaio de Cisalhamento Direto foi de fundamental importância, pois a coesão e o ângulo de atrito, são parâmetros necessários para o cálculo do Fator de Segurança (FS) de Taludes (análise de estabilidade).

4.4 Compactação

Realizou-se o ensaio de compactação com base na norma NBR 7182 (ABNT, 2016d), obtendo-se a umidade ótima e a massa específica máxima real aparente para cada uma das 5 amostras coletadas. Através deste ensaio foi possível obter a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco de um solo quando compactado com energia normal.

O ensaio realizado foi o Proctor Normal, através de sucessivos impactos de um soquete padronizado na amostra de solo, determinando a densidade máxima do solo e a umidade ótima para obtenção da compactação.

Foi passada uma quantidade de material pela peneira 4,0 mm e o passante adicionou-se água até verificar a consistência. Compactou-se a amostra no molde cilíndrico grande em 5 camadas, aplicando-se em cada uma delas 12 golpes distribuídos uniformemente, conforme a Figura 34, sobre a superfície da camada. Removeu-se o colarinho e a base, aplainou-se a superfície do material à altura do molde (Figura 35) e pesou-se o conjunto cilindro mais o solo úmido compactado. Retirou-se a amostra do molde com o auxílio de um extrator, e partindo-a ao meio, coletou-se uma pequena quantidade para a determinação da umidade.

Figura 34 – Compactação da amostra no molde



Fonte: Elaboração própria

Figura 35 - Ensaio de compactação proctor normal



Fonte: Elaboração própria

Este ensaio foi realizado apenas para caracterizar e fornecer parâmetros do solo local, que será destinado à pavimentação, porém os resultados apresentados não foram utilizados para as análises de estabilidade de taludes.

4.5 Expansão e Índice de Suporte Califórnia (CBR)

O ensaio CBR estimou a resistência de um solo compactado para sua utilização em bases, sub-bases e subleitos de pavimentos. Foram obtidas indicações da perda de resistência e expansão do solo sob um pavimento saturado. O método para realização deste ensaio foi baseado na norma NBR 9895 (ABNT, 2016f).

A realização do ensaio iniciou com a imersão do cilindro compactado, ponto da umidade ótima e peso específico seco máximo, e sobrecarga em um tanque onde o mesmo permaneceu durante 96 horas (Figura 36), de tal forma que a água saturasse o material tanto pelo topo quanto pela base onde foram realizadas as leituras de deformação por meio de um defletômetro.

Figura 36 – Saturação do solo pelo ensaio CBR



Fonte: Elaboração própria

Passadas as 96 horas, o conjunto foi colocado na prensa onde anotou-se a carga e a penetração a cada 0,5 minutos até decorridos o tempo de 10 minutos, conforme Figura 37.

Figura 37 - Ensaio CBR



Fonte: Elaboração própria

4.6 Ensaio de Penetração Padrão (SPT)

Conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001) foi realizado o ensaio SPT pela empresa NOVA GEO do Brasil LTDA. Sendo os laudos fornecidos pela obra.

De acordo com o Laudo Técnico foram realizados seis furos de sondagens mistas conforme a locação da sondagem (Anexo A), para a caracterização do solo local. Para o estudo realizado neste trabalho, foi escolhida a sondagem SM-08 (Anexo B), pois foi a investigação mais próxima do talude a ser analisado.

4.7 Método de Pré-dimensionamento FHWA

Foi feito um pré-dimensionamento dos grampos de acordo com a metodologia da FHWA, sendo adotado para os grampos um diâmetro de 100 mm e diâmetro da barra de aço de 20 mm, de acordo com o observado prática. Adotou-se a relação $L/H = 0,8$, fazendo com que o comprimento L dos grampos seja de 6 m, sendo este comprimento medido ao longo da extensão do grampo. A inclinação em relação ao eixo horizontal adotada foi de 15° .

Os espaçamentos verticais (S_V) e horizontais (S_H) foram iguais a 1,5 m devido ao talude ter altura de 7,5 m. Sendo assim, são necessárias cinco fileiras de grampos.

A distância entre o topo do paramento até a primeira fileira de grampos (S_{VO}) foi adotado de 0,7 m, e a distância entre o pé da escavação até a última fileira de grampos (S_{VN}) foi adotado de 0,8 m, acima do valor mínimo.

Conforme Tabela 1 e a classificação do solo, foi adotado $R = 0,3$. Sendo assim, o valor do comprimento dos grampos foi de 6 m. A Tabela 2 resume o valor dos comprimentos para as cinco fileiras existentes.

Tabela 2 - Comprimento dos grampos para L/H = 0,8

	Grampo	Cota (m)	Comprimento (m)
Metade superior	1	-0,7	6
	2	-2,2	6
	3	-3,7	6
Metade inferior	4	-5,2	6
	5	-6,7	6

Fonte: Elaboração própria

A tensão admissível de aderência empregada no projeto foi determinada para um fator de segurança igual a 2, conforme a Equação 05:

$$q_{s,adm} = \frac{150,2}{2} = 75,1 \text{ KPa} \quad \text{Equação 05}$$

A resistência à tração da barra de aço foi calculada de acordo com a Equação 06:

$$R_{Tadm} = \frac{500 \times 1000}{1,15} \times \frac{\pi \times 0,02^2}{4} = 136,6 \text{ kN} \quad \text{Equação 06}$$

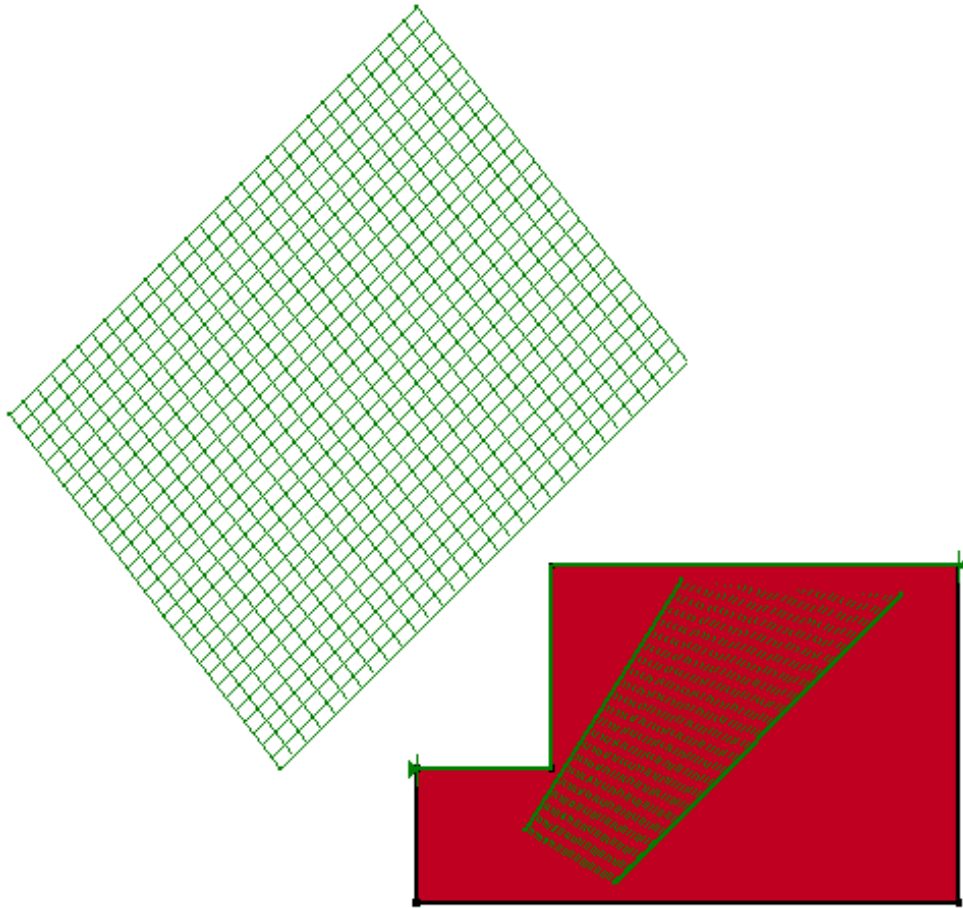
4.8 Programa GeoStudio/SLOPE/W

Com o objetivo de verificar a estabilidade do talude, foram feitas duas análises no programa GeoStudio – SLOPE/W, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price, sendo uma simulação sem a utilização de reforço e outra com a utilização de grampos.

Para a análise no programa, primeiramente foi definida a geometria do talude a ser analisado, para em seguida definir os parâmetros do material. Para a definição do material utilizado no talude foi escolhido o modelo de Mohr-Coulomb, em que se utiliza com os valores de ângulo de atrito, coesão e peso específico do material.

Em seguida, foi escolhido o tipo de superfície de ruptura com raios e malha e calculado o fator de segurança sem grampos, conforme apresentado na Figura 38.

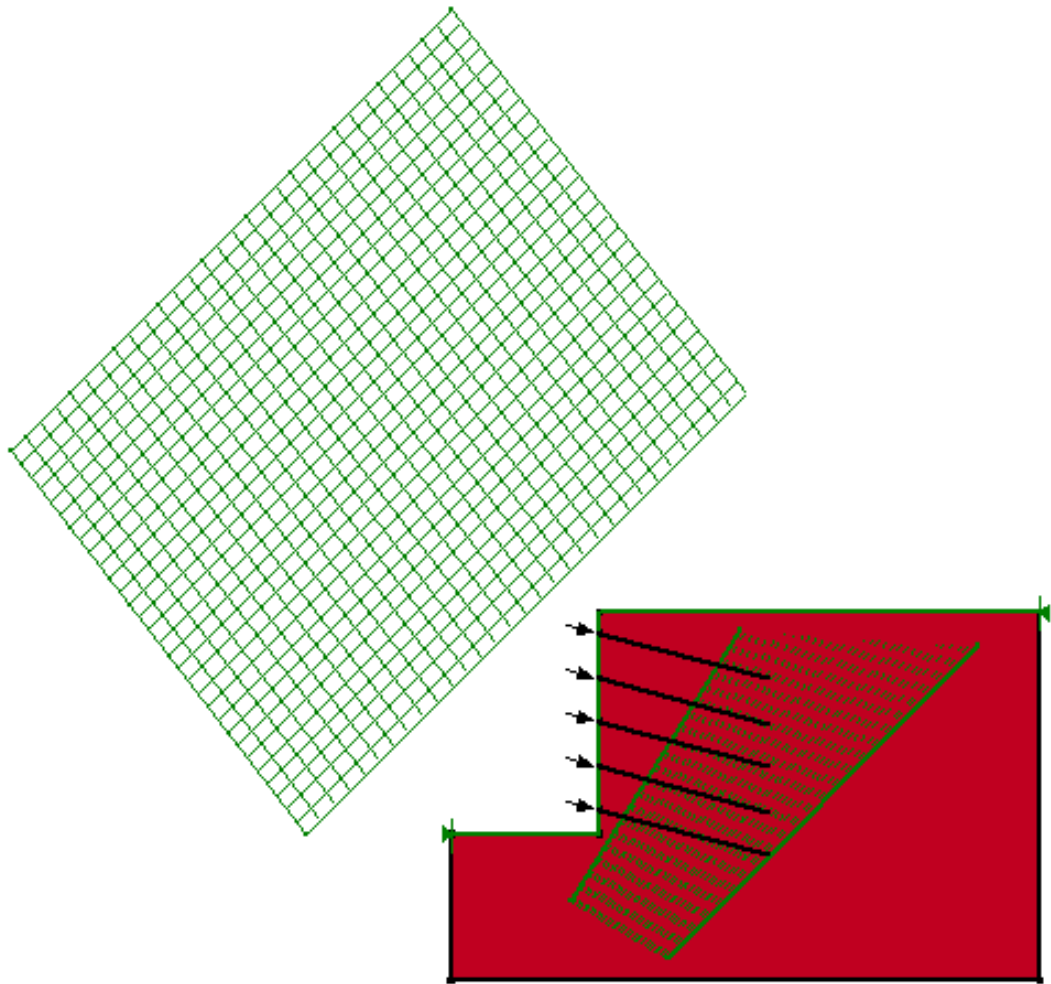
Figura 38 – Análise de estabilidade sem grampos



Fonte: Elaboração própria

Para o caso com reforço, foram inseridos os grampos com as especificações determinadas no pré-dimensionamento para em seguida definir a superfície de ruptura e calcular o fator de segurança (Figura 39).

Figura 39 – Análise de estabilidade com grampos



Fonte: Elaboração própria

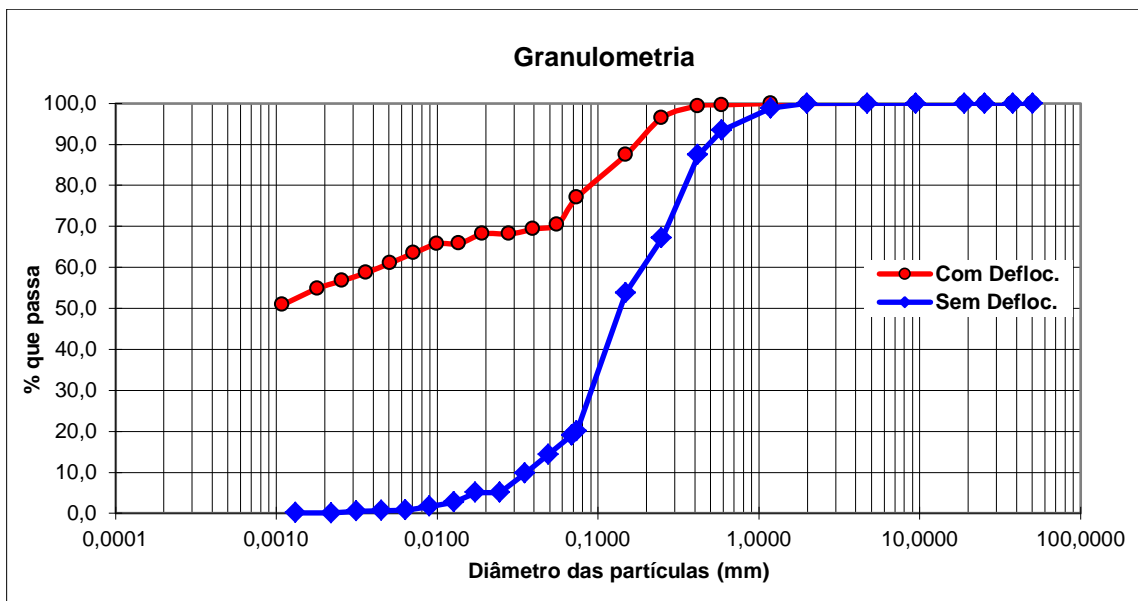
5 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os dados obtidos através dos ensaios realizados e do programa GeoStudio.

5.1 Análise Granulométrica

O Gráfico 1 apresenta os resultados obtidos pelo ensaio de granulometria do solo analisado.

Gráfico 1 - Distribuições granulométricas das unidades geotécnicas estudadas com e sem defloculante



Fonte: Elaboração própria

Quadro 2 - Distribuição granulométrica por meio da abertura das peneiras

Peneira	Abertura (mm)	MATERIAL
2"	50,80	Pedregulho grosso
1 1/2"	38,10	
1"	25,40	
3/4"	19,10	Pedregulho médio
3/8"	9,52	
4	4,76	Pedregulho fino
10	2,00	
16	1,190	Areia grossa
30	0,590	Areia média
40	0,420	
60	0,250	
100	0,149	Areia fina
200	0,074	

Fonte: (UNICEUB, 2018)

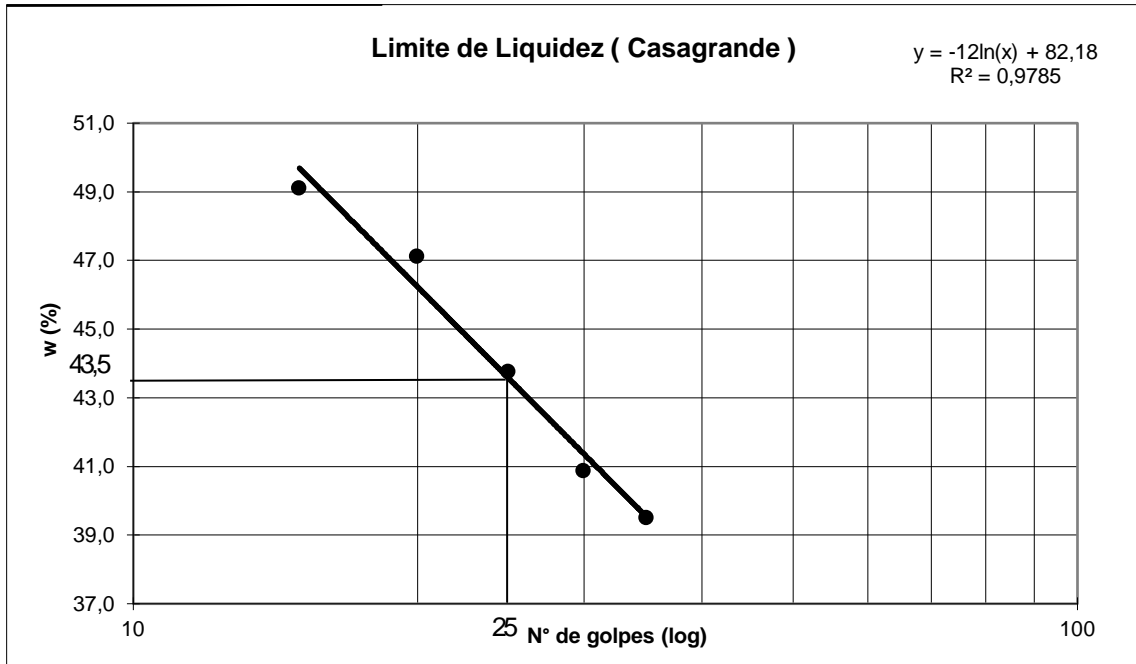
Com relação às características granulométricas observadas no Gráfico 1, nota-se que para a análise sem defloculante, obtiveram-se, conforme o Quadro 2, 0% de pedregulho; 6,4% de areia grossa; 33% de areia média; 43,6% de areia fina; 16,9% de silte e 0% de argila. Já para a análise com defloculante, obtiveram-se 0% de pedregulho; 0,3% de areia grossa; 7,6% de areia média; 21,2% de areia fina; 14,8% de silte e 55,9% de argila.

Dessa forma, nota-se que a curva com defloculante apresenta uma quantidade de solo fino maior que a curva sem defloculante. A classificação do solo foi definida, pela análise granulométrica com o uso do defloculante, como sendo uma argila arenosa.

5.2 Limites de Consistência

Apresenta-se o Gráfico 2 os resultados obtidos para o ensaio de limite de liquidez.

Gráfico 2 - Limite de Liquidez



Fonte: Elaboração própria

O Limite de Liquidez encontrado foi de 43,55%, que delimita a fronteira entre o estado líquido e plástico, enquanto o Limite de Plasticidade encontrado foi de 30,6%, o qual delimita a fronteira entre o estado plástico e o semissólido. Dessa forma, obteve-se o valor do Índice de Plasticidade de 12,95%, sendo classificado como um solo de Plasticidade Média.

5.3 Determinação da massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da Balança Hidrostática

A Tabela 3 a seguir apresenta os resultados obtidos do ensaio de massa específica aparente do solo.

Tabela 3 - Massa específica aparente

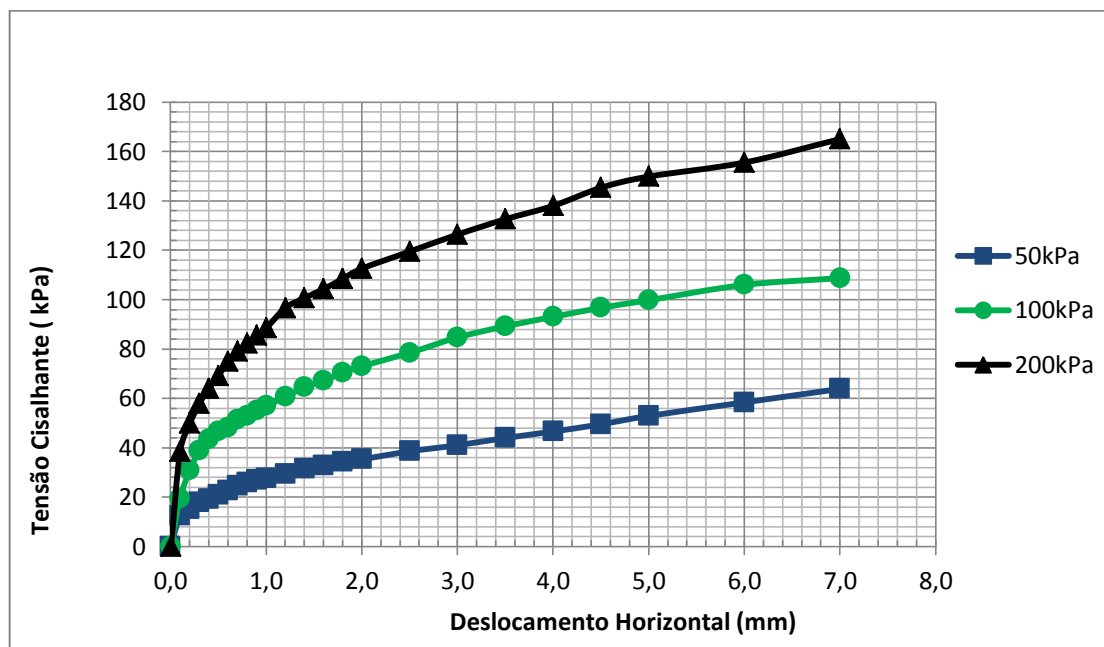
Massa específica da amostra		Média			
Massa específica aparente natural (g/cm^3)	$\rho = M/V$	1,22	1,23	1,21	1,219
Massa específica aparente seca (g/cm^3)	$\rho_d = \rho(100/(100+w))$	0,99	1	0,99	0,99

Fonte: Elaboração própria

O resultado da massa específica aparente natural foi de $1,219 \text{ g}/\text{cm}^3$, a massa específica aparente seca foi de $0,99 \text{ g}/\text{cm}^3$ e o teor de umidade do solo encontrado de 22,54%.

5.4 Cisalhamento Direto

Apresenta-se o Gráfico 3 com os resultados obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.

Gráfico 3 - Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto

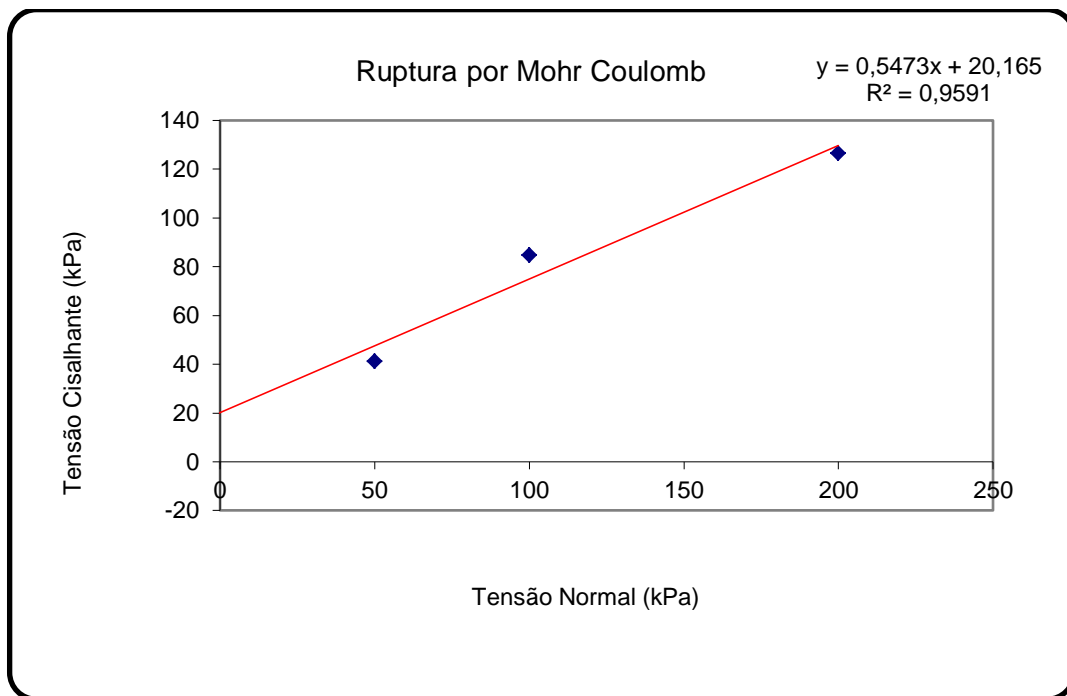
Fonte: Elaboração própria

Por meio do Gráfico 3, observa-se que a resistência do solo aumenta com o deslocamento horizontal, dessa forma a curva não apresenta uma definição de pico na curva tensão x deslocamento.

Dessa forma, para a determinação dos parâmetros de ângulo de atrito e de coesão, considerou-se a deformação de 3 mm, em que as curvas iniciam a constância de inclinação.

Apresenta-se o Gráfico 4 com o resultado da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

Gráfico 4 - Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: Elaboração própria

Por meio do Gráfico acima, observam-se os valores de ângulo de atrito resultante, de $28,7^\circ$ e da coesão, de 20 kPa.

5.5 Identificação e descrição Expedita (Visual-Tátil) de solos pela metodologia MCT

Apresentam-se as Tabelas 4 e 5 com os dados obtidos do ensaio de MCT.

Tabela 4 - Contração do anel

CONTRAÇÃO						
ANEL N^o	DIÂMETRO ANEL	DIÂMETRO PASTILHA	TEMPO DE PENETRAÇÃO ASCENSÃO DE ÁGUA (seg)	(mm)	ANEL N^o	Contração
					1	1,19
1	18,7	17,51	437	0	2	1,29
2	18,9	17,61	458	0	3	1,3
3	18,81	17,51	407	0	Média	1,26

Fonte: Elaboração própria

Tabela 5 - Cálculo do c'

Cálculo de c'	
Contração ct de 0,1 a 0,5 mm-c' = $(\log_{10}ct+1)/0,94$	-
Contração ct > 0,6 mm-c' = $(\log_{10}ct+0,7)/0,5$	1,6

Fonte: Elaboração própria

O valor da contração do anel obtido foi de 1,26 mm, resultando em um valor acima de 0,6 mm, sendo este utilizado para o cálculo do c', o qual obteve um resultado de 1,60, com a penetração de 0,0 mm. Dessa forma, determinou-se pelo grupo MCT (Quadro 3) que o solo é arenoso laterítico (LA') e argiloso laterítico (LG').

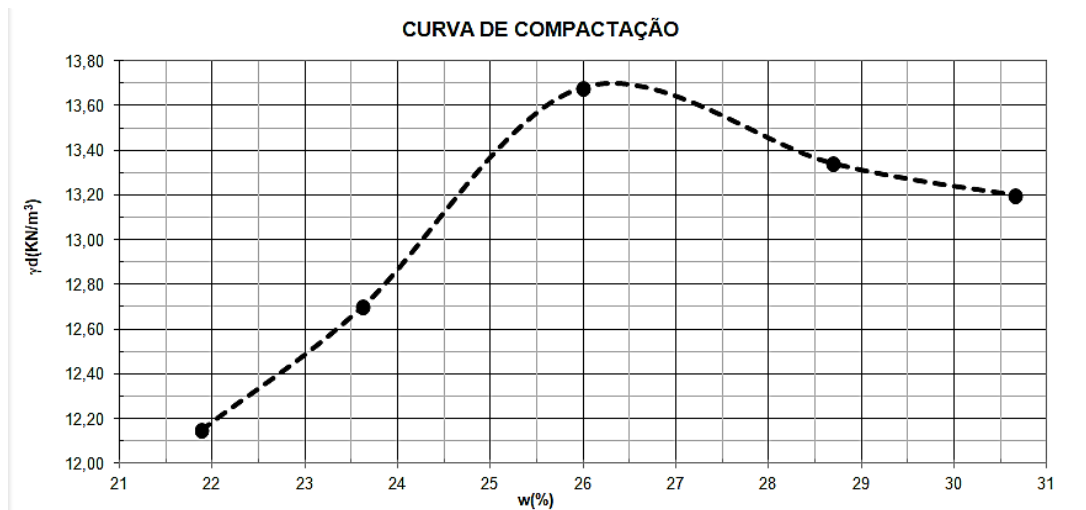
Quadro 3 – Determinação do Grupo MCT

c'	Penetração (mm)	Grupo MCT
< 0,5	< 3,0	LA
	3,1 a 3,9	NA
	$\geq 4,0$	NA / NS'
0,51 a 0,9	< 2,0	LA - LA'
	2,1 a 3,9	NA' - NS'
	$\geq 4,0$	NS' - NA'
0,91 a 1,3	< 2,0	LA'
	2,1 a 3,9	NA'
	$\geq 4,0$	NS'
1,31 a 1,7	< 2,0	LA' - LG'
	2,1 a 3,9	NA' / NG' - NS'
	$\geq 4,0$	NS' - NG'
$\geq 1,7$	< 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	$\geq 4,0$	NG'

Fonte: (UNICEUB, 2018)

5.6 Ensaio de Compactação

Por meio do ensaio de compactação, na energia Proctor Normal, foi obtida uma curva com os valores dos pesos específicos secos (γ_d) e dos teores de umidade correspondentes (w), conforme Gráfico 5.

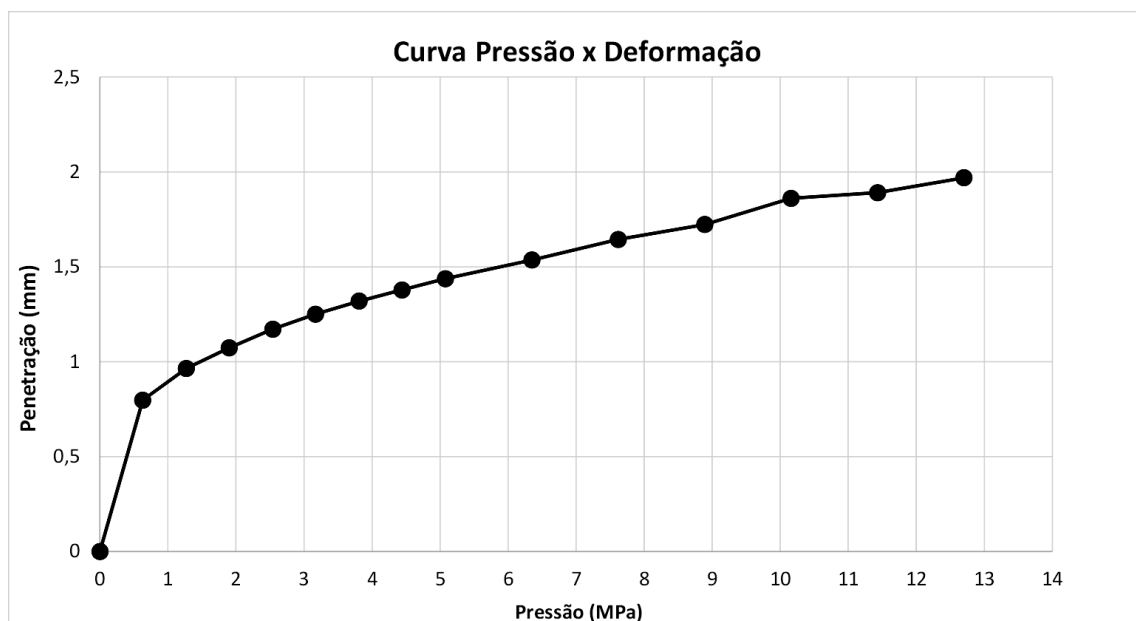
Gráfico 5 - Curva de Compactação

Fonte: Elaboração própria

Pode-se observar, pelo Gráfico 5, que o valor de peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) foi de 13,7 KN/m e a umidade ótica de 26,4%.

5.7 California Bearing Ratio (CBR)

Apresenta-se o Gráfico 6 o valor obtido para o ensaio de CBR.

Gráfico 6 - Curva Pressão x Deformação

Fonte: Elaboração própria

Por meio do Gráfico 6 obteve-se o valor do CBR de 17,0%.

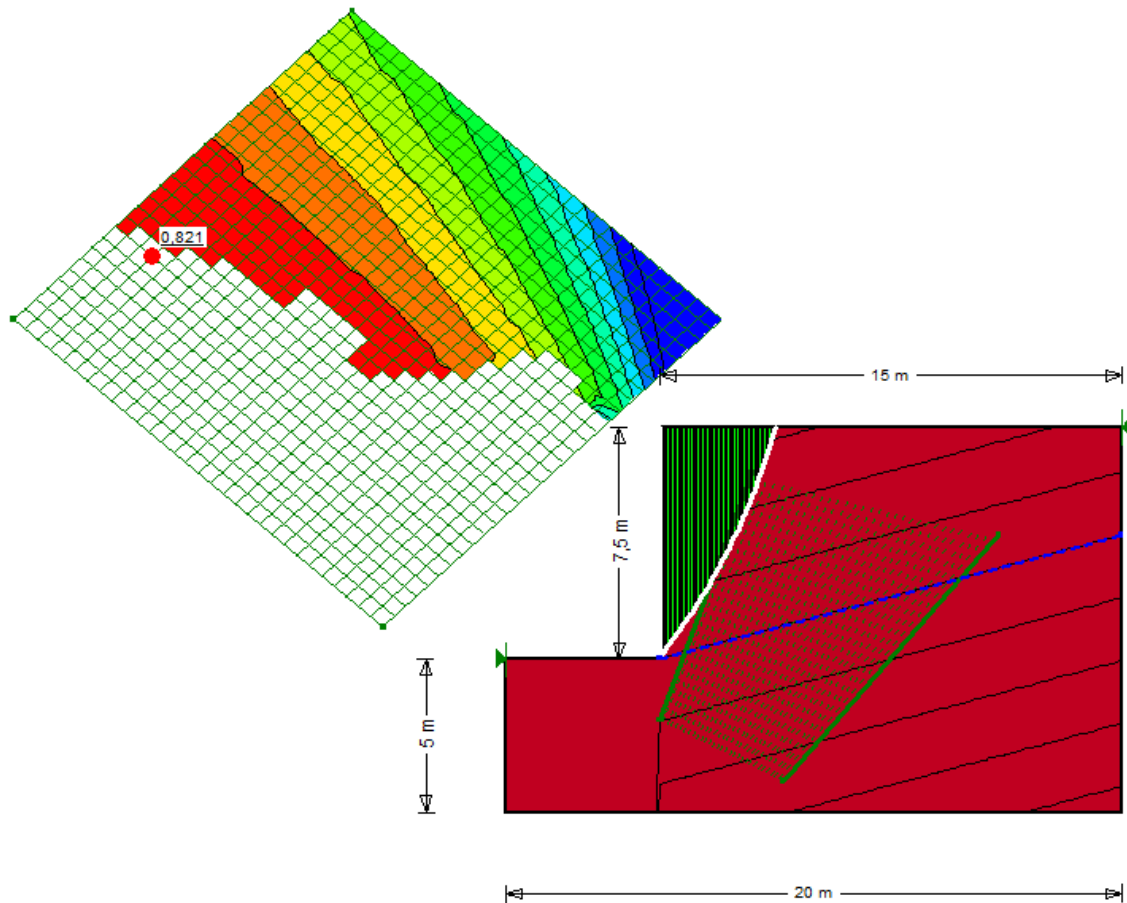
5.8 GeoStudio - SLOPE/W (2012)

5.8.1 Dimensionamento

Destaca-se que o ângulo de atrito e a coesão encontrados nos ensaios não estavam coerentes, sendo assim foram utilizados os resultados de coesão e ângulo de atrito nas condições saturadas, para as análises, obtidos por Zuluaga (2015) sendo utilizado o ângulo de atrito de 29° e a coesão de 10 KPa. O peso específico utilizado foi encontrado em ensaio de $12,2 \text{ kN/m}^3$.

A Figura 40 apresenta o resultado do fator de segurança obtido para a condição sem reforço.

Figura 40 - Resultado do fator de segurança sem reforço

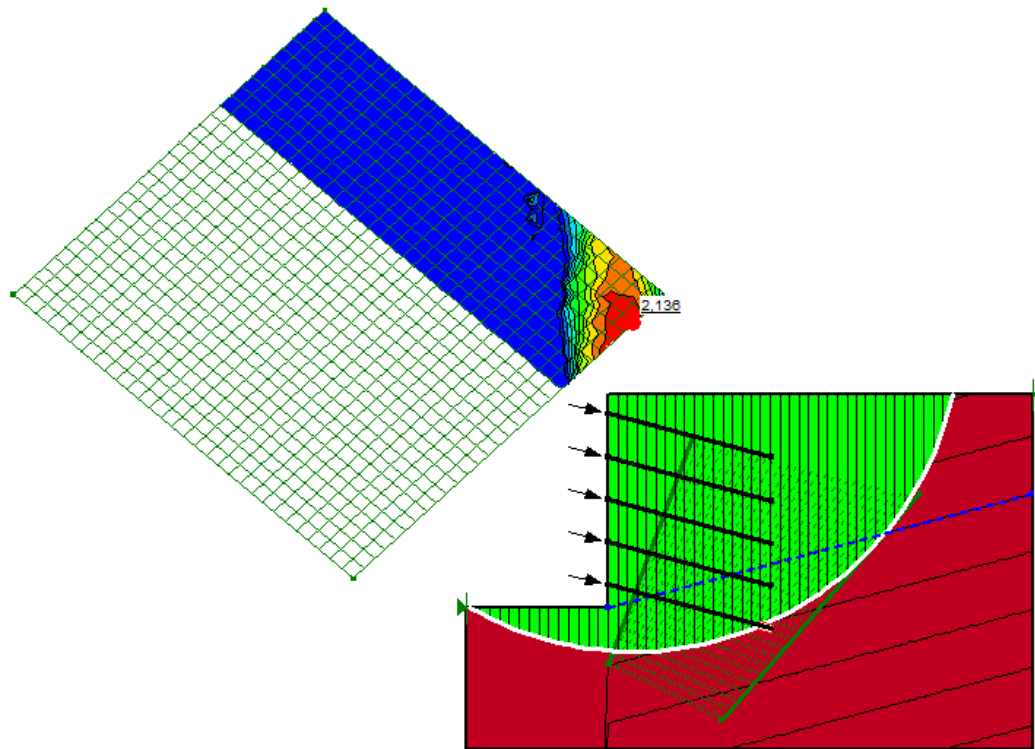


Fonte: Elaboração própria

Observa-se pela Figura 40 que o resultado do valor do fator de segurança para a situação sem reforço foi de 0,8, ficando abaixo do limite estabelecido, igual a 2, confirmando a necessidade do reforço. A parte representada pela cor verde demonstra o local do possível rompimento.

A Figura 41 apresenta o resultado do fator de segurança da simulação do reforço realizado por meio de grampos.

Figura 41 - Resultado do fator de segurança com solo reforçado com grampo



Fonte: Elaboração própria

Observa-se por meio da Figura 41 que o valor do fator de segurança obtido para o caso com reforço foi de 2,1, ficando acima do limite pré-estabelecido de maior ou igual a 2. Dessa forma, observa-se que a técnica adotada se apresenta satisfatória para garantir a estabilidade do talude analisado.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em conformidade com o estudo realizado e dados obtidos, é possível concluir que:

As inspeções visuais realizadas na área em estudo possibilitaram identificar a área em processo de erosão, características visuais do solo e local para retirada de amostras ao qual foram utilizadas nos ensaios.

A partir dos ensaios de caracterização do solo foi possível constatar que o solo da região do talude analisado se trata de um solo argilo-arenoso laterítico e com plasticidade média. Os resultados obtidos por meio do ensaio de resistência ao cisalhamento obtiveram valores satisfatórios, quando comparado ao solo do Distrito Federal.

Quanto as análises realizadas por meio do programa Geoslope, o fator de segurança obtido para a condição sem reforço demonstrou a possibilidade de ruptura com o fator de segurança de 0,8, ficando abaixo do limite de segurança de maior ou igual a 2, mostrando a necessidade de uma solução para sua estabilização.

Já o fator de segurança obtido após a solução de reforço com solo grampeado foi de 2,1, ficando superior ao fator de segurança, tornando-se possível a construção e estabilização por meio do método do solo grampeado.

Vale ressaltar que é de extrema importância que as contenções sejam realizadas por equipes especializadas, atendendo as condições de projeto, e que passem sempre por manutenções preventivas e, se necessário, corretivas a fim de evitar possíveis manifestações patológicas que causem a ruptura do talude.

Sugestões para pesquisas futuras

Sugere-se para o desenvolvimento de futuros trabalhos:

- Avaliação da viabilidade econômico-financeira da técnica adotada neste trabalho;
- Estudar o emprego de outros métodos de estabilização para esse talude em estudo;
- Realizar a comparação com a solução técnica de cortina cravada com perfis metálicos adotada *in loco*.

REFERÊNCIAS

- ABMS/ABEF. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 1998. 2.ed.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080/2004**. Método de Teste Padrão para Teste de Cisalhamento Direto de Solos sob Condições Drenadas Consolidadas (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*). Estados Unidos, 2004.
- ANDRADE, R. R. **Muros de contenção a gravidade**. [2018]. Disponível em: <http://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acesso em: 12 abr. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182**: Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2016e.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC) – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016f.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10838**: Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO 1318-1**: Geossintéticos - Parte 1: Termos e definições. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14026**: Concreto Projetado – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- CAMPOS, T. M. P.; CARRILLO, C. W. Direct Shear Testing on the Unsaturated Soil from Rio de Janeiro. *In: International Conference, UNSAT', 1., 1995, Paris. Proceedings[...]*, Paris, France, v. 1, p. 31-38, 1995.
- CARVALHO, J. Mecanismos de instabilização de taludes de erosões. *In: COBRAE – CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS*, 4., 2005,

Salvador. **Anais [...]** Salvador: COBRAE, 2005, p. 361 – 372. Disponível em: <https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobrae2005/2005-carvalho.pdf>. Acesso em: 20 maio 2018.

CARDOSO, F.B.F. **Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso.** 1995. 140 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 1995.

CORSINI, Rodnei. Fundações e Contenção: Solo Grampeado. **Infraestrutura Urbana**, v. 20, nov. 2012. Disponível em: <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/20/artigo271666-1.aspx>. Acesso em: 17 nov. 2018.

CORSINI, Rodnei. Fundações e Contenção: Taludes Atirantados. **Infraestrutura Urbana**, v. 6, ago. 2011. Disponível em: <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/6/taludes-atirantados-227250-1.aspx>. Acesso em: 17 maio 2018.

CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre 1991.** Paris: Ecole National e des Ponts et Chaussées, Presses de l'ENPC, 1991.

DALDEGAN, E. Concreto Projetado: Conheça as principais características. **Engenharia Concreta**, 23 nov. 2016. Disponível em: <https://www.engenhariaconcreta.com/concreto-projetado-conheca-as-principais-caracteristicas>. Acesso em: 12 nov. 2018.

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

EMBRAPA. **Relatório da FAO com participação da EMBRAPA revela que 33% dos solos do mundo estão degradados.** Brasília: Embrapa, 7 dez. 2015. Disponível em: <https://www.embrapa.br/busca-de-noticias/-/noticia/8104410/relatorio-da-fao-com-participacao-da-embrapa-revela-que-33-dos-solos-do-mundo-estao-degradados>. Acesso em: 10 ago. 2018.

FACIO, J. A. **Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal.** 1991. 107 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 1991.

FHWA, **FHWA-NHI-14-007 –GeotechnicalEngineering Circular No. 7 - SoilNailWalls - Reference Manual.** Washington, 2015.

GÄSSLER, G. In situ techniques of reinforced soil. **Proceedings of the International Reinforced Soil Conference.** Londres, 1990.

GEO MESTREPEDIA. **Erosão Eólica.** 11 jun. 2016. Disponível em: <https://geomestrepedia.blogspot.com/2016/06/erosao-eolica.html>. Acesso em: 11 nov. 2018.

GEO-SLOPE. **SLOPE/W for slope stability analysis – User's Guide.** v 5.11, GeoslopeInternationalLtd., 2012.

GEOLOGIA EM FOCO. **A erosão e seus agentes**. 5 maio 2014. Disponível em: <http://geologia-em-foco.blogspot.com/2014/05/a-erosao-e-seus-agentes.html>. Acesso em: 25 nov. 2018.

GERSCOVICH, Denise M. **S.Muros de Arrimo**. [2018]. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 20 nov. 2018.

GONDIM, Adileisson. **Dimensionamento geotécnico de solo grampeado**. 2018. 107 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Minas Gerais, 2018.

INFRAESTRUTURA URBANA. **Fundações e Contensões**: Estacas prancha. v. 3, maio 2011. Disponível em: <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/3/1-estacas-prancha-tecnologia-pode-ser-usada-para-obras-de-215092-1.aspx>. Acesso em: 25 nov. 2018.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. **Craig Mecânica dos Solos**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

LEITE, D.; BERTOL, I.; GUADAGNIN, J. C.; SANTOS, E. J.; RITTER, S. R. Erosão hídrica em um Nitossolo Háplico submetido a diferentes sistemas de manejo sob chuva simulada: I. Perdas de solo e água. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 28, p.1033-1044, 2004.

LIMA, M.C. **Degradação físico-química e mineralógica de maciços juntos às voçorocas**. 2003. 336 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYAO, A. S. **Handbook of Slope Stabilisation**. Berlin: Springer-Verlag, 2004.

PICANÇO, Jefferson. Movimentos gravitacionais de massa, tragédias de verão. **Duetto**, v. 94, mar. 2010. Disponível em: http://www2.uol.com.br/sciam/reportagens/movimentos_gravitacionais_de_massa_tragedias_de_verao_imprimir.html. Acesso em: 22 nov. 2018.

PINESE JÚNIOR, J. F.; CRUZ, L. M.; RODRIGUES, S. C. Monitoramento de erosão laminar em diferentes usos da terra. **Sociedade & Natureza**, Uberlândia/MG, v. 20, n. 2, p.157-175, 2008.

PORTAL EDUCAÇÃO. **Fatores determinantes da erosão**. [2018]. Disponível em: <https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/biologia/fatores-determinantes-da-erosao/42217>. Acesso em: 18 ago. 2018.

PORTAL UNIVERSIDADE TRISUL. **Execução de Parede Diafragma**. [2018]. Disponível em: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/contencoes/execucao-de-parede-diafragma>. Acesso em 20 out. 2018.

SANTOS, Luana Maria dos. **Erosão em taludes de corte**: métodos de proteção e estabilização. 2015. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em

Engenharia Civil) -Faculdade deEngenharia do Campus deGuaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2015.

SIEIRA, A. C. C. F. Uso de geossintéticos como elemento de reforço de solos.*In*: SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. 2003. 363 f. Tese (Doutorado em Ciências de Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. p. 39-76. Disponível em: https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/4295/4295_3.PDF. Acesso em: dez. 2018.

SILVA, M. S. L. **Estudos da Erosão**. Petrolina, PE:Centro de Pesquisa Agropecuária do Trópico Semi-Árido (CPATSA), 1995. Disponível em: <http://www.ainfo.cnptia.embrapa.br/digital/bitstream/item/137375/1/ID-8173.pdf>. Acesso em: 11 nov. 2018.

SOCIEDADE INTERNACIONAL DE GEOSSINTÉTICOS (IGS). **Os Geossintéticos**. [2018]. Disponível em: <http://igsbrasil.org.br/os-geossinteticos>. Acesso em: 13 nov. 2018.

SOLOFORT. **Tecnologia em contenções**. [2018].Disponível em:<https://www.solofort.com.br/>. Acesso em: 05 dez. 2018.

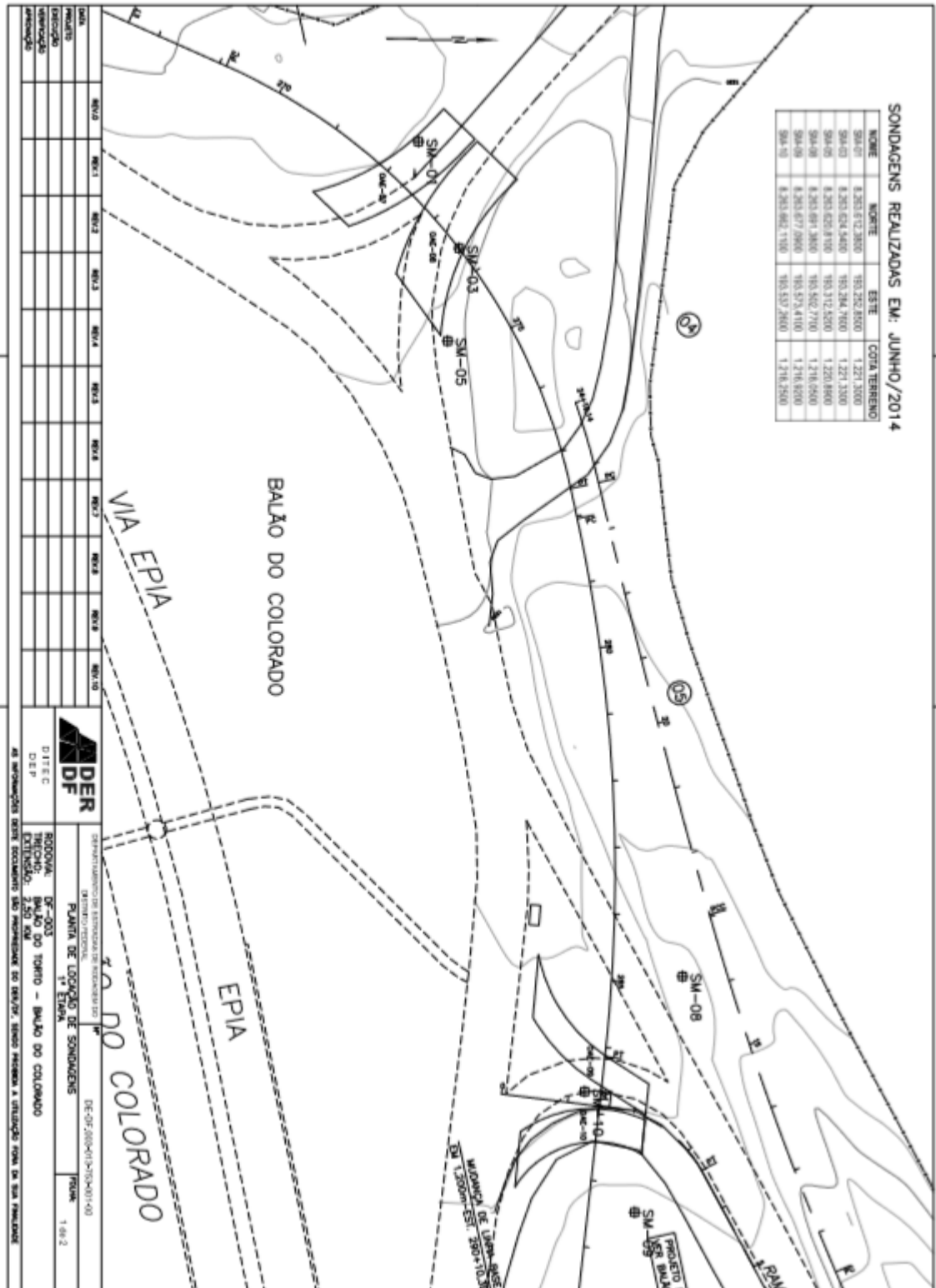
TECNOSIL. **Concreto Projetado**: conheça as principais características e vantagens. [2018]. Disponível em:<https://www.tecnosilbr.com.br/concreto-projetado-conheca-as-principais-caracteristicas-e-vantagens>. Acesso em: 13 nov. 2018.

UNICEUB. **Laboratório de Geotecnia**. Departamento de Engenharia Civil. Brasília, 2018.

VARELA, M. **Estruturas de contenção – Parte 01**. [2018].Disponível em: <https://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/estruturas-de-contencao/apostila-parte-1>. Acesso em: 10 nov. 2018

ZULUAGA, F. A. **Estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações tipo AlluvialAnker no solo do Distrito Federal**. 2015. 116 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

ANEXO A – LOCAÇÃO DOS FUROS DA SONDAGEM



ANEXO B – DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL

