



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIAS E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

FABRÍCIO JOSÉ NEVES CORREIA

**ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS
PARA CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA DE UM TALUDE URBANO EM
AREIA - PB**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Campina Grande

2021

FABRÍCIO JOSÉ NEVES CORREIA

**ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS
PARA CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA DE UM TALUDE URBANO EM
AREIA - PB**

Trabalho apresentado na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso na graduação do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, com fins de avaliação parcial da referida disciplina.

Orientadora: Prof. Dra. Carina Silvani – UFCG

Coorientadora: Me. Bruna Silveira Lira

Campina Grande

2021

FABRÍCIO JOSÉ NEVES CORREIA

**ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS
PARA CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA DE UM TALUDE URBANO EM
AREIA - PB**

Trabalho apresentado na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso na graduação do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, com fins de avaliação parcial da referida disciplina.

Campina Grande, 21 de Maio de 2021

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dra. Carina Silvani

Me. Bruna Silveira Lira

Prof. Dra. Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena

Me. Maria Natália de Melo Sousa

Campina Grande

2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me proporcionado sabedoria e resiliência para conseguir chegar neste momento de realização do sonho de tornar-me Engenheiro Civil.

Aos meus pais, Flávio Alves Correia e Malba Deliane das Neves Correia, por todo o apoio, companheirismo e batalhas que enfrentaram para me oferecer as melhores oportunidades de estudo.

Às crianças da família, Mateus, Gabrielly e Gustavo, por toda a alegria que transmitem.

Aos meus avós, Geraldo, Maria, Félix e Aderite, por todo o carinho e torcida que sempre demonstraram por mim.

Aos meus tios, Gildivan, Júnior, Malbeneide, Malbenice, Francinaldo, Francicleide e Francilene, por todo o carinho que sempre tiveram comigo.

À minha namorada Vitória Olímpia Albertini Gondim, por todos os momentos de apoio, incentivo e compreensão, tendo sido fundamental para tornar esta caminhada mais fácil.

A todos meus amigos do Colégio Nossa Senhora da Conceição, em especial a André Luís Ferreira de Vasconcelos, por todos os “memes” enviados diariamente, que tornam o dia mais engraçado; a João Honorato de Araújo Júnior, pela grande amizade desenvolvida no colégio e fortalecida durante os quatro anos que compartilhamos o apartamento na graduação; a José Lucas Dias Pereira e a Manuella Correia de Moraes Neves, por todo o companheirismo que se estende do colégio aos dias atuais.

Aos meus amigos de graduação e estágio, Arthur Lima, Iago Amorim, João Vitor, Pedro Serpa e Thércyo Augusto, por contribuírem para que a caminhada durante os cinco anos do curso se tornasse mais leve.

A todos os professores que já estiveram presentes na minha carreira acadêmica.

À minha orientadora Carina Silvani e à coorientadora Bruna Silveira Lira, por toda dedicação, compreensão e conhecimento repassado no decorrer desta pesquisa.

À empresa Ourovel Construções Eireli, especialmente aos Engenheiros Rogério Paulino Guedes e João Batista Soares, pela oportunidade de obter imenso aprendizado sobre a rotina de um canteiro de obras, além de todos os demais colaboradores.

A todos que de forma direta ou indireta, contribuíram para a realização deste trabalho.

“O homem não teria alcançado o possível se, repetidas vezes, não tivesse tentado o impossível.”

Max Weber

RESUMO

No Brasil é comum, principalmente em períodos chuvosos, a ocorrência de deslizamentos de taludes, que são superfícies do solo que apresentam inclinação em relação ao plano horizontal. Tais eventos podem ocasionar vítimas fatais, além de prejuízos financeiros. O aumento populacional, com conseqüente diminuição do espaço útil para novas construções nos centros urbanos, aliado à condições de vulnerabilidade financeira, acabam acarretando construções de moradias em locais que estão sujeitos a estas ocorrências. Atualmente, há a disponibilidade de diversos métodos para realizar o estudo da estabilidade dos maciços de solo. Este trabalho se destina a analisar a estabilidade de um talude localizado na Rua João Lourenço, na cidade de Areia-PB, por meio da utilização de dois diferentes métodos de análise para determinação do fator de segurança da estrutura. Buscou-se analisar as influências apresentadas na estabilidade do talude pela obtenção de parâmetros do solo por meio dos ensaios SPT e cisalhamento direto, assim como a utilização de métodos de análise de estabilidade rigorosos e não rigorosos. Realizou-se uma análise comparativa dos resultados, buscando identificar o possível risco de um deslizamento de solo no local em estudo, onde constatou-se que o talude apresenta instabilidade quando encontra-se saturado. Além disso, observou-se que para o talude em questão, o tipo de método utilizado para o cálculo da estabilidade não mostrou influência nos resultados, diferentemente do tipo de ensaio utilizado para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, onde houve influência. A análise dos resultados mostrou que o ensaio de cisalhamento direto permitiu a obtenção de fatores de segurança representativos do talude, assim como aconteceu para a utilização dos valores de ângulo de atrito obtidos por correlações com o resultado do SPT. No entanto, os valores obtidos a partir da resistência não drenada (S_u) levaram a fatores de segurança não representativos. Após a constatação da instabilidade do talude, foram citadas intervenções que garantam a segurança do mesmo e conseqüentemente, dos moradores da localidade, como a execução de terraplanagem e construção de estruturas de contenção.

Palavras-chave: Talude; Movimentos de Massa; Ensaio SPT; Cisalhamento Direto.

ABSTRACT

It is common, in Brazil, especially in rainy periods, the occurrence for landslides, which are surfaces of the ground that have inclination in relation to the horizontal plane. Such events can cause fatalities, in addition to financial losses. The population increase, with a consequent decrease in the useful space for new buildings in urban centers, combined with conditions of financial vulnerability, end up leading to housing construction in places that are subject to these occurrences. Currently, there are several methods available to study the stability of soil massifs. This work aims to analyze the stability of a slope located at Rua João Lourenço, in the city of Areia-PB, through the use of two different methods of analysis to determine the safety factor of the structure. We sought to analyze the influences presented on the stability of the slope by obtaining soil parameters through the SPT and direct shear tests, as well as the use of rigorous and non-rigorous stability analysis methods. A comparative analysis of the results was carried out, seeking to identify the possible risk of landslide in the study site, where it was found that the slope presents instability when it is saturated. In addition, it was observed that for the slope in question, the type of method used to calculate the stability did not show any influence on the results, differently from the type of test used to obtain the soil resistance parameters, where there was influence. The analysis of the results showed that the direct shear test allowed the obtaining of safety factors representative of the slope, as well as for the use of the friction angle values obtained by correlations with the SPT result. However, the values obtained from the undrained resistance (S_u) led to unrepresentative safety factors. After verifying the instability of the embankment, interventions were cited that guarantee the safety of the embankment and, consequently, of the residents of the locality, such as the execution of earthworks and construction of containment structures.

Keywords: Slope; Mass movements; SPT Test; Direct Shear Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação da ocorrência do <i>creep</i>	18
Figura 2: Representação da ocorrência do deslizamento de tálus	18
Figura 3: Representação da ocorrência do deslizamento de blocos de rocha.....	19
Figura 4: Representação da ocorrência do fluxo de detritos	20
Figura 5: Representação da ocorrência da avalanche de detritos	20
Figura 6: Representação da ocorrência do deslizamento do tipo rotacional	21
Figura 7: Representação da ocorrência do deslizamento do tipo translacional.....	21
Figura 8: Forças atuantes numa fatia de solo pelo Método das Fatias	23
Figura 9: Forças atuantes na fatia de solo pelo Método de Bishop	24
Figura 10: Forças aplicadas em uma fatia de solo pelo Método de Spencer.....	26
Figura 11: Determinação do Fator de Segurança pelo Método de Spencer	27
Figura 12: Forças em uma fatia de solo pelo Método de Morgenstern e Price	28
Figura 13: Elemento na interface entre duas fatias.....	29
Figura 14: Tensões efetivas atuantes em um elemento	29
Figura 15: Esquema de funcionamento do ensaio de cisalhamento direto.....	31
Figura 16: Resultado típico encontrado no ensaio de cisalhamento direto	32
Figura 17: Envoltória de resistências do ensaio de cisalhamento direto.	32
Figura 18: Esquema de funcionamento do ensaio triaxial.....	34
Figura 19: Envoltória de resistência obtida com ensaios de compressão triaxial	34
Figura 20: Ajuste da envoltória de resistência de ensaios triaxiais	35
Figura 21: Equipamento para realização do ensaio SPT	36
Figura 22: Localização da cidade de Areia - PB	40
Figura 23: Localização da Rua João Lourenço	41
Figura 24: Detalhe da área de estudo.....	41
Figura 25: Talude da Rua João Lourenço.....	42
Figura 26: Talude da Rua João Lourenço.....	42
Figura 27: Perfil de elevação em escala do talude da Rua João Lourenço.....	43
Figura 28: Curvas de nível na região do talude em estudo.....	43
Figura 29: Resultado do Ensaio SPT	44
Figura 30: Representação do talude não saturado (a) e saturado (b).....	46
Figura 31: Superfície crítica na condição não saturada para os parâmetros obtidos do cisalhamento direto pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b).....	49

Figura 32: Superfície crítica na condição saturada para os parâmetros obtidos do cisalhamento direto pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)	50
Figura 33: Superfície crítica na condição não saturada para o ângulo de atrito obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)	52
Figura 34: Superfície crítica na condição saturada para o ângulo de atrito obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b).....	53
Figura 35: Superfície crítica na condição não saturada para o S_u obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)	55
Figura 36: Superfície crítica na condição saturada para o S_u obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)	56

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Principais causas de movimentos de massa.....	22
Quadro 2: Classificação do estado do solo em função do NSPT	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Ocorrência de deslizamentos de massa na região Nordeste entre 1980 a 2017	15
Tabela 2: Correlações entre o N_{SPT} e a coesão	38
Tabela 3: Correlações entre o ϕ_{NSPT} e o ângulo de atrito	38
Tabela 4: Correlações entre o valor N_{SPT} e o peso específico de solos arenosos.....	39
Tabela 5: Correlações entre o valor N_{SPT} e o peso específico de solos argilosos	39
Tabela 6: Resumo dos resultados do Ensaio SPT	44
Tabela 7: Parâmetros obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.....	45
Tabela 8: Parâmetros obtidos a partir do Ensaio SPT	47
Tabela 9: Parâmetros utilizados na análise pelo Slope/W	48
Tabela 10: Resultados obtidos a partir do cisalhamento direto	51
Tabela 11: Resultados obtidos a partir do ângulo de atrito do N_{SPT}	54
Tabela 12: Resultados obtidos a partir da resistência não drenada (S_u) do N_{SPT}	57

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACOES

SIGLA	SIGNIFICADO
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
c	Coesão
CD	Ensaio triaxial adensado drenado
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CU	Ensaio triaxial adensado não drenado
Dr	Densidade relativa
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
Kg	Quilograma
mm	Milímetro
N	Força normal
NSPT	ndice de resistência a penetração no ensaio SPT
SPT	Standard Penetration Test
T	Força tangencial
UU	Ensaio triaxial não adensado não drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
γ	Peso específico do solo
$\Delta\sigma_1$	Tensão axial aplicada pelo operador
φ	Ângulo de atrito
τ	Tensão de cisalhamento
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima de cisalhamento
τ_{res}	Tensão residual
σ_c	Tensão confinante
S_u	Resistência não drenada

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1. Objetivos.....	16
1.1.1. Objetivo geral.....	16
1.1.2. Objetivos específicos.....	16
2. REVISÃO LITERÁRIA.....	17
2.1. Tipos de escorregamentos de taludes.....	17
2.1.1. <i>Creep</i> ou rastejo.....	17
2.1.2. Deslizamentos de tálus.....	18
2.1.3. Deslocamentos de blocos de rocha.....	19
2.1.4. Avalanches e fluxos de detritos.....	19
2.1.5. Escorregamentos verdadeiros.....	20
2.2. Causas de escorregamentos de taludes.....	22
2.3. Métodos para o cálculo de taludes.....	22
2.3.1. Método das Fatias.....	23
2.3.2. Método de Bishop.....	23
2.3.3. Método Simplificado de Bishop.....	25
2.3.4. Método de Spencer.....	26
2.3.5. Método de Morgenstern e Price.....	27
2.4. Determinação de parâmetros.....	30
2.4.1. Ensaio de laboratório para determinação dos parâmetros do solo.....	30
2.4.2. Ensaio de campo para determinação dos parâmetros do solo.....	35
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	40
3.1. Identificação da área de estudo.....	40
3.2. Levantamento topográfico da geometria do talude.....	42
3.3. Obtenção dos parâmetros do solo do talude através da literatura existente.....	44

3.4. Análise da estabilidade do talude.....	45
4. RESULTADOS.....	47
4.1. Parâmetros obtidos.....	47
4.2. Parâmetros utilizados nas análises	47
4.3. Resultados obtidos a partir dos parâmetros do cisalhamento direto.....	48
4.4. Resultados obtidos a partir dos parâmetros do SPT	51
4.4.1. Resultados obtidos a partir do ângulo de atrito	51
4.4.2. Resultados obtidos a partir da resistência não drenada (S_u).....	54
4.5. Análise geral dos resultados	57
5. CONCLUSÃO.....	58
REFERÊNCIAS.....	59
ANEXOS.....	62

1. INTRODUÇÃO

Devido à crescente demanda por locais para construção de novas residências, somado com o grande número de famílias em situação de baixa renda, é uma cena comum no Brasil a existência de moradias em áreas de risco de movimentos de massa. A NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) define essas áreas como regiões instáveis ou passíveis de serem atingidas por situações decorrentes da instabilidade de encostas, representando assim um perigo para a vida humana.

Conforme Massad (2010) os movimentos de massa são divididos em cinco diferentes categorias: o rastejo (*creep*), os deslizamentos de talus, os deslocamentos de blocos de rocha, as avalanches e fluxo de detritos e, por fim, os escorregamentos verdadeiros, que correspondem às principais ocorrências de movimentos de massa no Brasil. Os taludes são definidos como qualquer superfície inclinada de solo ou rocha, podendo ser natural ou construído pelo homem. A ruptura desse tipo de formação é ocasionada, geralmente, pelo aumento da tensão cisalhante em um plano de ruptura dentro da massa de solo, até atingir o momento que a tensão resistente é ultrapassada pela tensão solicitante, ocorrendo assim, o deslizamento da massa de solo.

A ocorrência de movimentos de massa é comumente observada em todo o Brasil, principalmente durante a época chuvosa, porém as causas que fazem com que aconteça este fenômeno podem variar a depender da região do país em que ocorrem. O tipo de solo, as características do subsolo, a inclinação do terreno, nível de urbanização e a cobertura vegetal são exemplos de fatores que podem levar a um determinado tipo de ocorrência. Na região Nordeste, Santos et al. (2018) realizou o levantamento das ocorrências registradas oficialmente entre os anos de 1980 e 2017 (Tabela 1).

Conforme pode ser observado na Tabela 1, os estados de Pernambuco e Bahia possuem a maior concentração das ocorrências (62,5% e 26%, respectivamente), o que pode ser explicado pelas condições de relevo e clima, além da maior concentração populacional, aliado a formas inadequadas de ocupação do solo. Na Paraíba foram contabilizadas oficialmente apenas duas ocorrências.

Tabela 1: Ocorrência de deslizamentos de massa na região Nordeste entre 1980 a 2017

Estado	Ocorrências	%
Paraíba	2	2,1
Pernambuco	60	62,5
Alagoas	0	0,0
Sergipe	2	2,1
Maranhão	4	4,2
Rio Grande do Norte	1	1,0
Ceará	1	1,0
Piauí	1	1,0
Bahia	25	26,0
Total	96	100,0

Fonte: Adaptado de Santos et. al (2018)

A cidade de Areia, onde se localiza o talude em estudo, possui uma população de 23.829 habitantes, com um PIB per capita de R\$ 10.216,75 e encontra-se localizada no Brejo Paraibano, em uma altitude média de 600 metros acima do nível do mar (IBGE, 2020). Conforme Sousa (2020), a Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais (CPRM) realizou a identificação de quatro áreas na zona urbana de Areia susceptíveis a movimentos de massa, através de processos observatórios das condições dos locais em análise. Uma dessas áreas corresponde ao talude localizado na Rua João Lourenço, que será a área de estudo deste trabalho. Na base do talude estão construídas diversas residências atualmente habitadas, logo um movimento de massa no local traria prejuízos econômicos e humanos.

1.1.Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Avaliar a estabilidade de um talude urbano localizado na cidade de Areia-PB quando os parâmetros de projeto são obtidos de ensaios de campo e de laboratório.

1.1.2. Objetivos específicos

- Analisar a estabilidade do talude urbano localizado na rua João Lourenço na cidade de Areia-PB;
- Comparar os fatores de segurança para o talude em estudo, quando calculado por métodos de equilíbrio limite rigorosos e não rigorosos;
- Determinar a influência do tipo de ensaio, SPT (*Standard Penetration Test*) e cisalhamento direto, no fator de segurança obtido para o talude em estudo.

2. REVISÃO DE LITERATURA

Os movimentos de massa são parte dos processos naturais que ocorrem no planeta, uma vez que há a tendência dos solos que estão localizados em pontos mais altos, descenderem até os níveis mais baixos do terreno em seu entorno. A esse fenômeno é dado o nome de peneplanização (MASSAD, 2010).

No Brasil, estas ocorrências são recorrentes em épocas chuvosas. Esta característica pode ser explicada pelo fato de que, segundo Sousa (2020), nas regiões tropicais, o intemperismo químico apresenta-se de maneira mais acentuada, devido ao clima tropical úmido com temperaturas mais elevadas, ação mais intensa da água e pela presença maciça de organismos atuando como agentes formadores do solo. Este intemperismo, por sua vez, torna o solo mais susceptível a deslocamentos.

2.1. Tipos de movimentos de massa

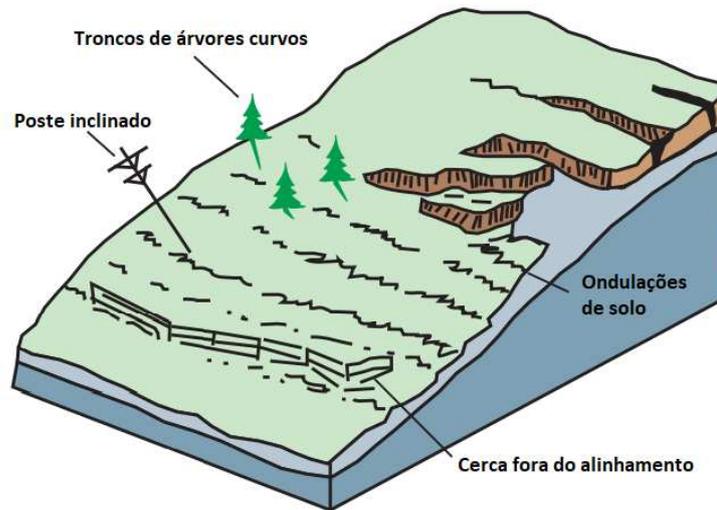
Massad (2010) classifica os movimentos de massa em cinco tipos principais, sendo respectivamente: *creep*, deslizamento de tálus, deslocamentos de blocos de rochas, avalanches e fluxo de detritos e por fim, os escorregamentos verdadeiros. Vejamos uma caracterização de cada um destes.

2.1.1. *Creep* ou rastejo

Trata-se de um movimento bastante lento, da ordem de milímetros por ano, onde as camadas superficiais do talude se movimentam em direção à base do mesmo. De acordo com Gerscovich (2016) este tipo de movimento pode englobar grandes áreas, não sendo possível, devido à sua baixa velocidade, diferenciar a massa em movimento da superfície estável.

Ainda de acordo com Gerscovich (2016) o *creep* pode ser identificado na superfície pelo deslocamento de estradas, cercas, além da mudança de inclinação de postes e árvores (Figura 1).

Figura 1: Representação da ocorrência do *creep*

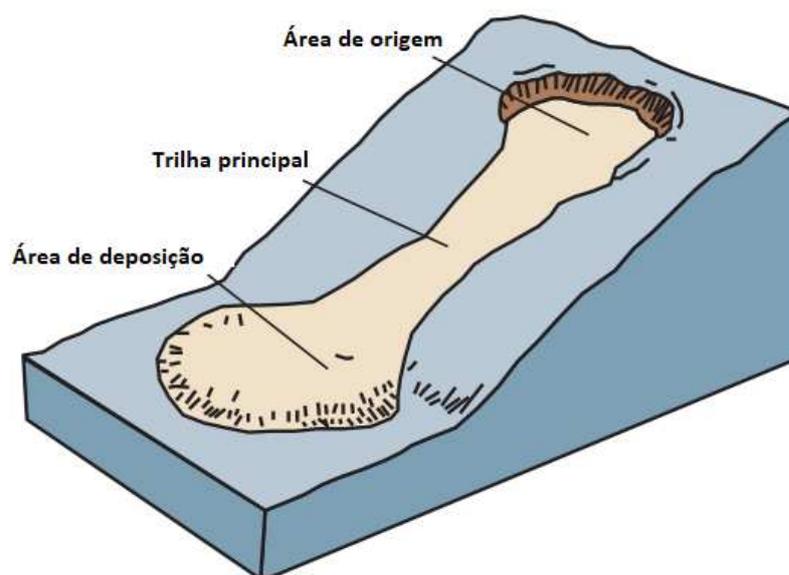


Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

2.1.2. Deslizamentos de tálus

De acordo com Massad (2010) os tálus, também chamados de solos coluvionares, correspondem aos solos residuais que se encontram na base das encostas naturais, sendo oriundos de escorregamentos anteriores. Este tipo de formação sofre influência da gravidade e das pressões neutras, ao encontrarem-se saturados. A Figura 2 representa o tipo de movimento que ocorre nos tálus, onde a massa de solo escoou como um fluido viscoso encosta abaixo.

Figura 2: Representação da ocorrência do deslizamento de tálus

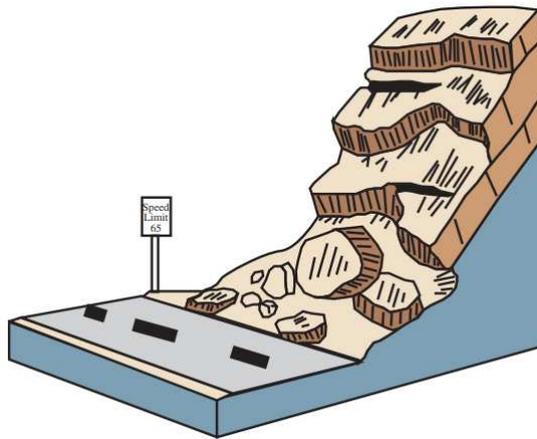


Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

2.1.3. Deslocamentos de blocos de rocha

Em locais onde há a presença de afloramentos rochosos, podem existir formações que tenham a possibilidade de desprender-se devido à ocorrência de chuvas de grande duração. Este tipo de movimento, conforme afirma Gerscovich (2016), ocorre de maneira brusca, atingindo alta velocidade (Figura 3).

Figura 3: Representação da ocorrência do deslizamento de blocos de rocha

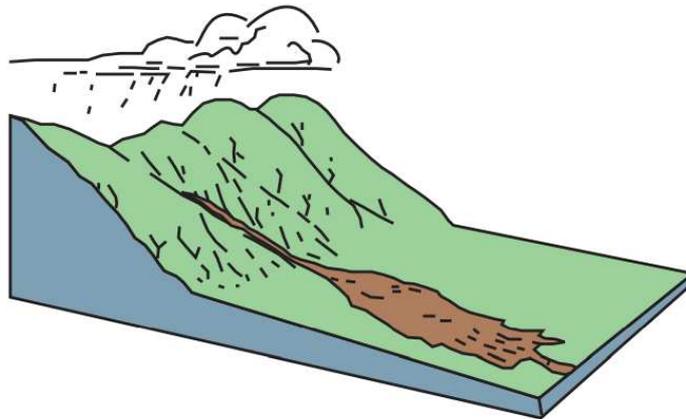


Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

2.1.4. Avalanches e fluxos de detritos

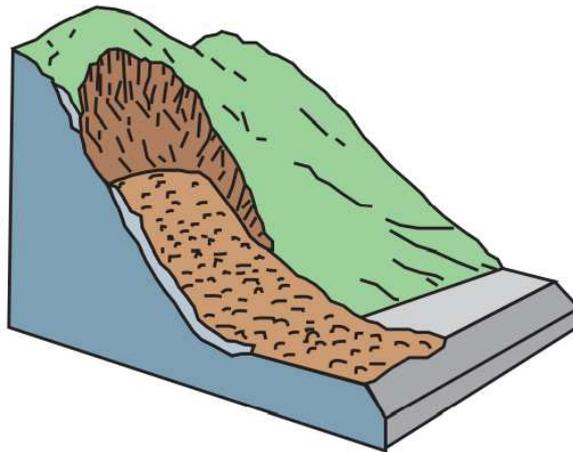
São movimentos de massa peculiares por apresentarem altas velocidades, causando grande erosão e destruição. Ocorrem em geral após períodos prolongados de chuva. De acordo com *United States Geologic Survey* (2004) o fluxo de detritos é causado geralmente pelo intenso fluxo de água superficial, causando um movimento de massa, contendo solo solto, rocha, matéria orgânica, ar e água, que fluem em elevada velocidade encosta abaixo (Figura 4). A avalanche de detritos corresponde a uma variação do fluxo de detritos, na qual são registradas altíssimas velocidades (Figura 5).

Figura 4: Representação da ocorrência do fluxo de detritos



Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

Figura 5: Representação da ocorrência da avalanche de detritos



Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

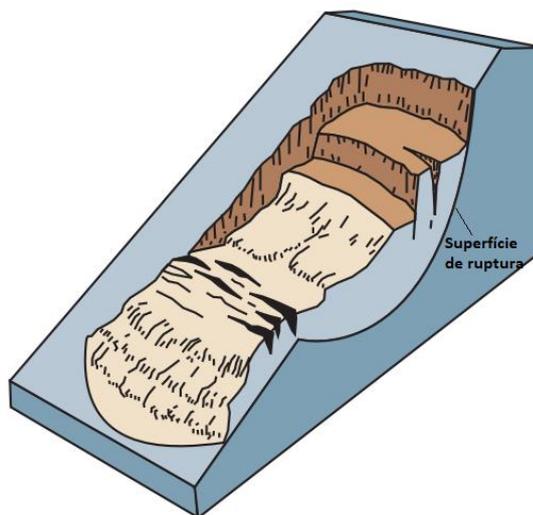
2.1.5. Escorregamentos verdadeiros

Os escorregamentos verdadeiros referem-se a deslizamentos de volumes de solos ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares (MASSAD, 2010). A partir da diferenciação do tipo da superfície de ruptura, pode-se classificar o deslizamento em rotacional ou translacional. De acordo com *United States Geologic Survey* (2004) o deslizamento rotacional caracteriza-se por ter uma superfície de ruptura côncava voltada para cima, com o deslocamento de massa acontecendo de maneira rotacional sobre esta superfície (Figura 6). Este tipo de movimento é comum em encostas brasileiras, sendo movimentos catastróficos, que ocorrem a partir do deslocamento do solo residual de maneira abrupta, ao longo da superfície de ruptura (GUIDICINI; NIEBLE, 1983). Os solos residuais, conforme

Ortigão (2007), correspondem aos solos originados da decomposição de rochas e ocorrem no mesmo local do qual se originam.

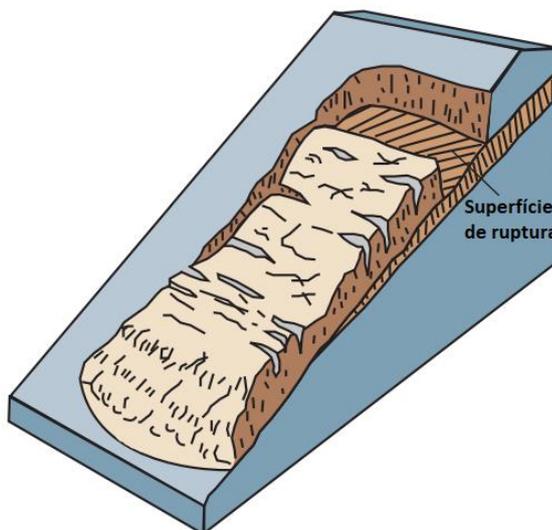
O deslizamento translacional ocorre por meio de uma superfície de ruptura aproximadamente plana, ou com pouca rotação (Figura 7). Enquanto a área de ocorrência dos deslizamentos rotacionais, em geral, está localizada em taludes mais íngremes e sua área de movimentação é relativamente pequena, os deslizamentos translacionais ocorrem em terrenos com inclinações menos acentuadas e atingem extensões maiores, que podem chegar a milhares de metros. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Figura 6: Representação da ocorrência do deslizamento do tipo rotacional



Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

Figura 7: Representação da ocorrência do deslizamento do tipo translacional



Fonte: Adaptado de *United States Geologic Survey* (2004)

2.2.Causas de escorregamentos de taludes

Guidicini e Nieble (1983) fazem a diferenciação das causas de movimentos de massa em três grupos, a saber: as causas internas, que são aquelas em que não há qualquer alteração da geometria do talude e ocorre a diminuição da resistência interna do solo; as causas externas, onde a resistência do material permanece inalterada, porém ocorre o aumento da tensão de cisalhamento devido a alterações na estrutura do talude; e, as causas intermediárias, que correspondem a ação de agentes externos no interior do solo. No Quadro 1 são apresentados os tipos de causa de movimentos de massa.

Quadro 1: Principais causas de movimentos de massa

Tipo de causa	Causa
Causas internas	Efeitos de oscilações térmicas
	Diminuição da resistência devido ao intemperismo
Causas externas	Mudança na geometria do sistema
	Efeitos de vibrações
	Mudanças naturais na inclinação das encostas
Causas intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas
	Elevação da coluna de água em descontinuidades
	Rebaixamento rápido do lençol freático
	Erosão subterrânea retrogressiva (piping)
	Diminuição do efeito da coesão aparente

Fonte: Guidicini e Nieble (1983)

2.3.Métodos para o cálculo do Fator de Segurança de taludes

Conforme Freitas (2011) as metodologias utilizadas para o cálculo do Fator de Segurança (FS) dos taludes podem fazer três diferentes considerações:

- talude com superfície de ruptura planar;
- talude com superfície de ruptura circular;
- talude com superfície de ruptura de qualquer tipo.

Neste trabalho serão utilizados os métodos que abordam superfícies de ruptura circular (Bishop e Spencer) e superfícies de ruptura de qualquer tipo (Morgenstern e Price). Estes métodos correspondem a simplificações aplicadas no Método das Fatias, com o intuito de tornar possível a resolução do problema matemático existente.

2.3.1. Método das Fatias

O Método das Fatias consiste, conforme o nome indica, em dividir a massa de solo em fatias, aplicando a elas as três equações de equilíbrio:

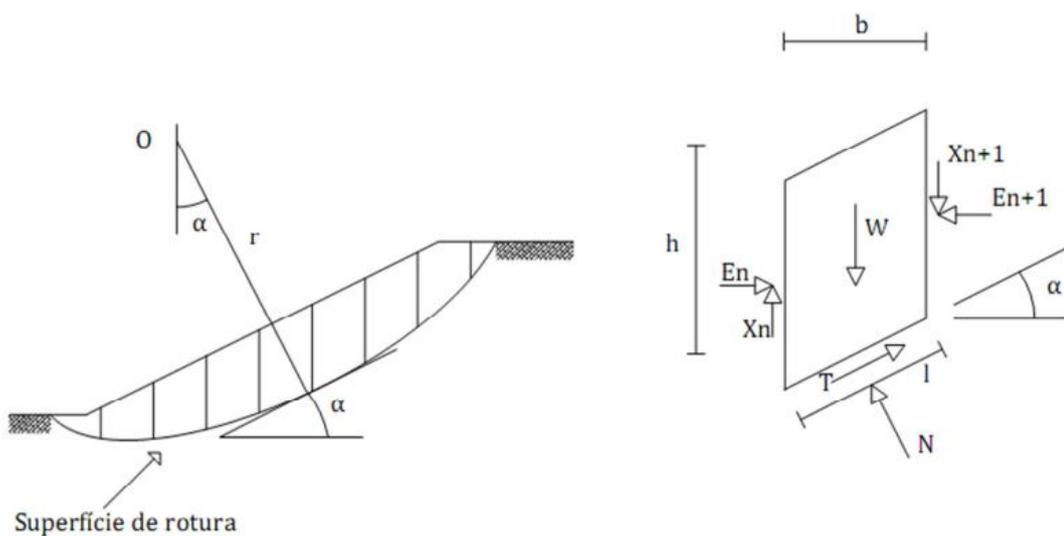
$$\Sigma F_x = 0 \quad (\text{Equação 1})$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad (\text{Equação 2})$$

$$\Sigma M = 0 \quad (\text{Equação 3})$$

A Figura 8 representa as forças atuantes em uma fatia de solo, de acordo com as considerações do Método das Fatias, onde W corresponde ao peso próprio da massa de solo, N representa a força normal e T a força tangencial (cisalhante). Têm-se ainda os esforços presentes entre fatias, que estão representados por E_n, E_{n+1}, X_n e X_{n+1} (FREITAS, 2011).

Figura 8: Forças atuantes numa fatia de solo pelo Método das Fatias



Fonte: Freitas (2011)

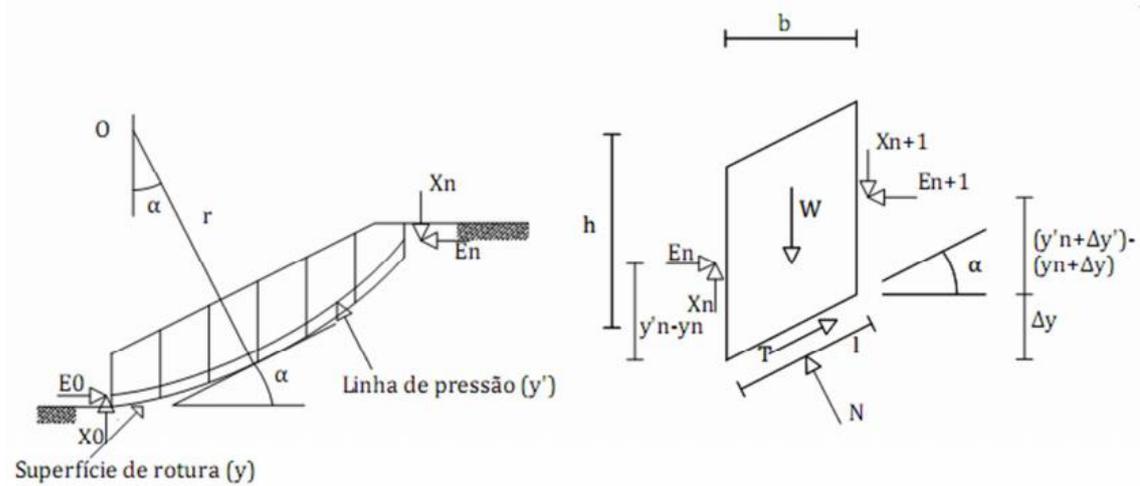
No entanto, ao montar o sistema de equações de equilíbrio, chega-se a um problema estaticamente indeterminado, uma vez que o número de incógnitas é superior ao número de equações. Dessa forma, faz-se necessário adotar simplificações para a resolução do sistema. São estas simplificações que diferenciam os métodos que serão analisados a seguir.

2.3.2. Método de Bishop

Elaborado em 1955, este método realiza a análise de superfícies de ruptura circulares em solos friccionais e coesivos. Neste método, obtêm-se o equilíbrio de forças e momentos.

(FREITAS, 2011). O Método de Bishop caracteriza-se também por ser não-rigoroso, além de utilizar como princípio o equilíbrio de momentos. A Figura 9 representa as forças atuantes em uma fatia de solo:

Figura 9: Forças atuantes na fatia de solo pelo Método de Bishop



Fonte: Freitas (2011)

Pelo somatório de forças verticais, têm-se:

$$W + (X_{n+1} - X_n) = N \times \cos(\alpha) + T \times \sin(\alpha) \text{ (Equação 4)}$$

onde:

$$T = \frac{c'}{FS} \times l + (N + u \times l) \times \frac{\tan \phi'}{FS} \text{ (Equação 5)}$$

Substituindo o valor de T na Equação 4, chega-se a:

$$N - u \times l = \frac{W + (X_{n+1} - X_n) - \frac{c' \times l \times \sin(\alpha)}{FS} - u \times l \times \cos(\alpha)}{\cos(\alpha) + \frac{\tan(\phi') \times \sin(\alpha)}{FS}} \text{ (Equação 6)}$$

onde l é dado por:

$$l = b \times \sec(\alpha) \text{ (Equação 7)}$$

Considera-se a pressão intersticial (Equação 8) na expressão final para determinação do Fator de Segurança (Equação 9):

$$r_u = \frac{u}{y \times h} = \frac{u \times b}{W} \text{ (Equação 8)}$$

$$FS = \frac{\sum[[c' \times b + (W \times (1 - r_u) + (X_{n+1} - X_n)) \times \tan(\phi')] \times \frac{\sec(\alpha)}{1 + \frac{\tan(\phi') \times \tan(\alpha)}{FS}}]}{\sum W \times \sin(\alpha)} \quad (\text{Equação 9})$$

De acordo com Freitas (2011), para garantir o equilíbrio interno, admitindo a inexistência de água em fendas de tração, as forças internas satisfazem às Equações 10 e 11:

$$\sum (X_{n+1} - X_n) = (X_0 - X_n) \quad (\text{Equação 10})$$

$$\sum (E_{n+1} - E_n) = (E_0 - E_n) \quad (\text{Equação 11})$$

2.3.3. Método Simplificado de Bishop

A consideração de que as forças de interação entre as fatias são horizontais, representa uma simplificação proposta por Bishop para o método apresentado anteriormente (FREITAS, 2011). Esta simplificação segue as características semelhantes ao método não simplificado, as quais são a utilização do somatório de momentos, além de tratar-se de um método não-rigoroso. Dessa forma:

$$(X_{n+1} - X_n) = 0 \quad (\text{Equação 12})$$

O que resume o somatório de forças verticais a:

$$W = N \times \cos(\alpha) + T \times \sin(\alpha) \quad (\text{Equação 13})$$

E conseqüentemente:

$$N - u \times l = \frac{W - \frac{c' \times l \times \sin(\alpha)}{FS} - u \times l \times \cos(\alpha)}{\cos(\alpha) + \frac{\tan(\phi') \times \sin(\alpha)}{FS}} \quad (\text{Equação 14})$$

Assim como no método não simplificado, considera-se a pressão intersticial (Equação 8) na expressão final para determinação do Fator de Segurança (Equação 15):

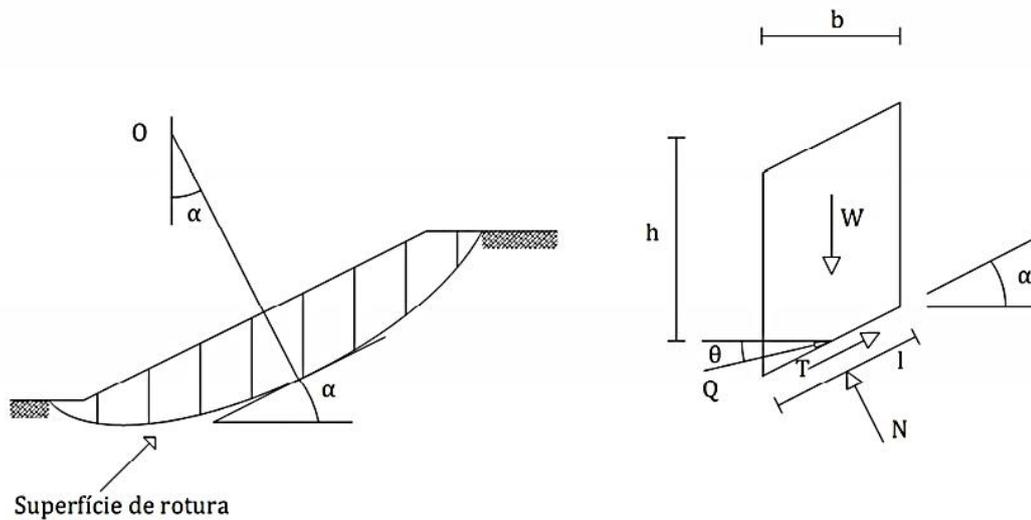
$$FS = \frac{\sum[[c' \times b + (W \times (1 - r_u)) \times \tan(\phi')] \times \frac{\sec(\alpha)}{1 + \frac{\tan(\phi') \times \tan(\alpha)}{FS}}]}{\sum W \times \sin(\alpha)} \quad (\text{Equação 15})$$

Com esta simplificação, a determinação do Fator de Segurança é realizada através de um processo iterativo, uma vez que a incógnita referente a ele está em ambos os lados da igualdade (FREITAS, 2011).

2.3.4. Método de Spencer

Como afirma Freitas (2011) o método proposto por Spencer em 1967 satisfaz simultaneamente os equilíbrios de momentos e de forças, desde que as forças de interação entre as fatias sejam paralelas. Conforme mostrado na Figura 10, as forças X e E são substituídas pela resultante Q, localizada no ponto médio da base da fatia.

Figura 10: Forças aplicadas em uma fatia de solo pelo Método de Spencer



Fonte:

Freitas (2011)

Fazendo o equilíbrio na direção da força normal, têm-se:

$$N - W \times \cos(\alpha) + Q \times \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (\text{Equação 16})$$

$$T - W \times \sin(\alpha) + Q \times \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (\text{Equação 17})$$

Sendo θ a inclinação de Q, o valor desta resultante é encontrado pela Equação 18:

$$Q = \frac{\frac{c' \times l}{FS} + \frac{(W \times \cos(\alpha) - u \times l) \times \tan(\theta')}{FS} - W \times \sin(\alpha)}{\cos(\alpha - \theta) \times \left[1 + \frac{\tan(\theta') \times \tan(\alpha - \theta)}{FS} \right]} \quad (\text{Equação 18})$$

Conforme Freitas (2011), a soma dos momentos das forças de interação relativamente a um qualquer centro de rotação é nula:

$$\sum Q \times r \times \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (\text{Equação 19})$$

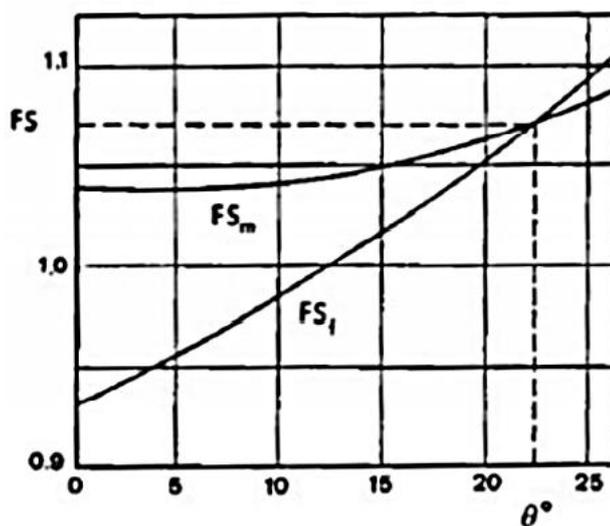
Como o raio r e θ_i são constantes, têm-se:

$$\sum Q = 0 \quad (\text{Equação 20})$$

Por fim, para realizar a determinação do Fator de Segurança, procede-se da seguinte forma, conforme Freitas (2011):

- Faz-se a escolha de diferentes valores de θ ;
- Para cada θ , é determinado o FS para o equilíbrio de forças (FS_f) e de momentos (FS_m);
- Variando-se o valor de θ , são construídas as curvas de FS_f e FS_m , de modo que haverá um ponto em comum entre elas, que corresponde ao FS comum, conforme pode ser observado na Figura 11.
- Calcula-se as forças X e E para cada fatia;
- Encontra-se o equilíbrio de momentos, de modo a definir o ponto de aplicação das forças X e E.

Figura 11: Determinação do Fator de Segurança pelo Método de Spencer

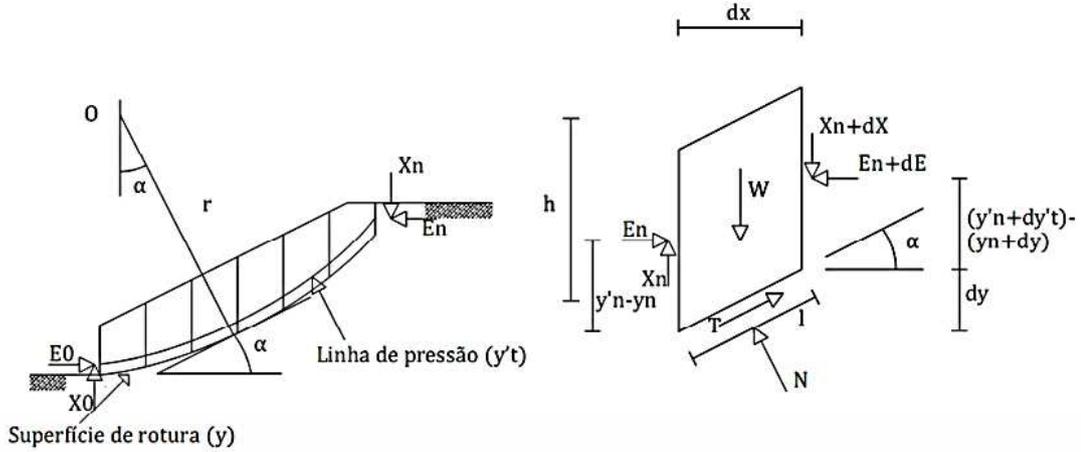


Fonte: Freitas (2011)

2.3.5. Método de Morgenstern e Price

Neste método, considera-se o equilíbrio de momentos, forças normais e tangenciais. Nele, a superfície de ruptura pode assumir tanto formas circulares como não-circulares. (FREITAS, 2011)

Figura 12: Forças em uma fatia de solo pelo Método de Morgenstern e Price



Fonte: Freitas (2011)

A partir das forças atuantes na fatia de solo mostradas na Figura 12, pode-se obter a equação de equilíbrio em relação ao ponto médio da fatia:

$$E_n \times \left(y - y'_t + \frac{dy}{2} \right) - (E_n - dE_n) \times \left((y + dy) - (y'_t - dy'_t) - \frac{dy}{2} \right) - X \times \frac{dx}{2} - (X + dX) \times \frac{dx}{2} = 0 \quad (\text{Equação 21})$$

Como a largura de uma fatia aproxima-se de um valor infinitesimal, as parcelas que multiplicam acréscimos por acréscimos serão insignificantes, de modo que a equação final resulte em:

$$E_n \times \frac{dy'_t}{dx} + (y'_t - y) \times \frac{dE}{dx} - X = 0 \quad (\text{Equação 22})$$

$$N: dN - dW \times \cos(\alpha) + dX \times \cos(\alpha) + dE \times \sin(\alpha) = 0 \quad (\text{Equação 23})$$

$$T: dT - dE \times \cos(\alpha) - dW \times \sin(\alpha) + dX \times \sin(\alpha) = 0 \quad (\text{Equação 24})$$

Onde,

$$dT = \frac{1}{FS} \times [c' \times dx \times \sec(\alpha) + dN' \times \tan(\phi')](\text{Equação 25})$$

Realizando a combinação das equações anteriores, obtém-se a Equação 26:

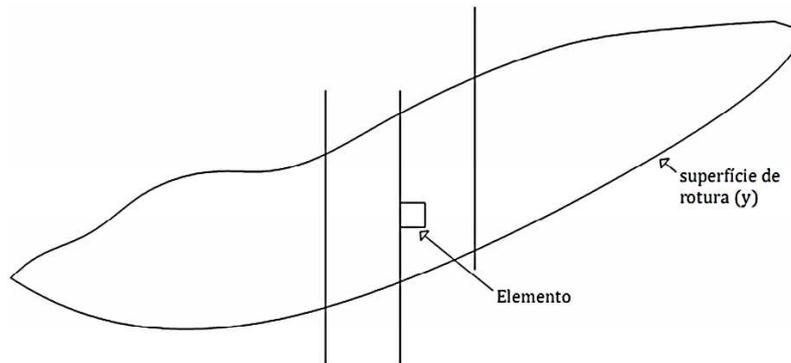
$$\frac{c'}{FS} \times \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{\tan(\phi')}{FS} \times \left\{ \frac{dW}{dx} + \frac{dX}{dx} - \frac{dE}{dx} \times \frac{dy}{dx} - u \times \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} = \frac{dE}{dx} + \frac{dX}{dy} \times \frac{dy}{dx} + \frac{dW}{dx} \times \frac{dy}{dx} \quad (\text{Equação 26})$$

em que:

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\alpha) \quad (\text{Equação 27})$$

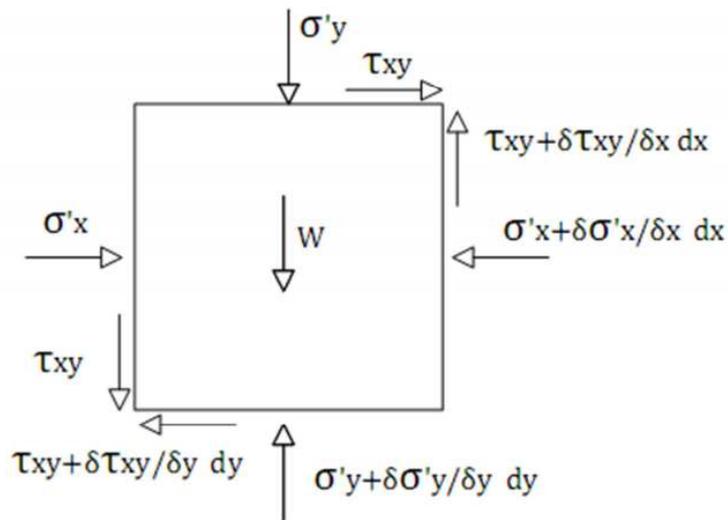
As Equações 25 e 26 contém três incógnitas, E , X e y' , chegando-se a uma situação estaticamente indeterminado. Para contornar este problema, isola-se E ou X na interface entre duas fatias, da maneira que é mostrada na Figura 13, de modo que as tensões podem ser interpretadas conforme visto na Figura 14 (FREITAS, 2011).

Figura 13: Elemento na interface entre duas fatias



Fonte: Freitas (2011)

Figura 14: Tensões efetivas atuantes em um elemento



Fonte: Freitas (2011)

De acordo com Freitas (2011) as forças internas são determinadas, para uma superfície e geometria específica, por meio das Equações 28 e 29:

$$E = \int_z^y \sigma'_x(y) dy \quad (\text{Equação 28})$$

$$X = \int_z^y T_{xy}(y) dy \text{ (Equação 29)}$$

Então podemos assumir:

$$X = \lambda \times f(x) \times E \text{ (Equação 30)}$$

Para encontrar a solução do problema acima, basta definir o valor de $f(x)$, o que tornará o sistema estaticamente determinado (FREITAS, 2011).

2.4.Determinação de parâmetros

Os ensaios realizados para a investigação do solo, com foco na análise de taludes, sejam eles realizados em campo ou laboratório, buscam fornecer dados para em geral, três finalidades, conforme afirmam Guidicini e Nieble (1983), que são:

- Medidas preventivas que visam impedir um deslizamento de talude antes que este tenha início;
- Medidas corretivas que buscam extinguir ou minimizar os efeitos de um deslizamento já iniciado;
- Obtenção de um maior conhecimento sobre a dinâmica dos movimentos de massa, através da análise de escorregamentos já ocorridos. Este conhecimento busca entender as causas dessa ocorrência, de modo a obter informações relevantes para estudos futuros visando à prevenção desse tipo de acontecimento.

2.4.1. Ensaio de laboratório para determinação dos parâmetros do solo

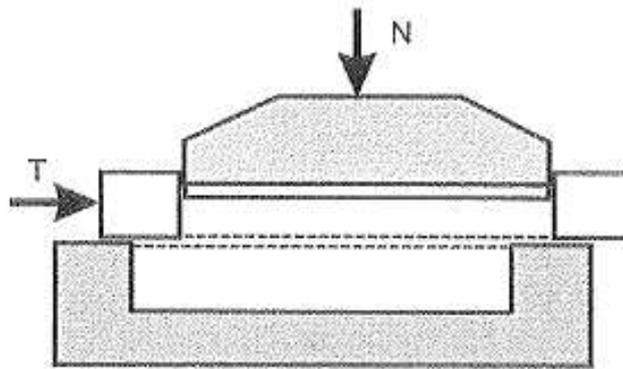
De acordo com Pinto (2006) os solos sofrem ruptura, na maioria das situações, por esforços de cisalhamento, como é o caso dos escorregamentos de taludes. Neste caso, o atrito tem papel fundamental na resistência do solo, pois quanto maior o atrito, menor a tendência de escorregamento existente entre as diferentes partes do solo que formam o talude. Para realizar a determinação da resistência dos solos em laboratório, são utilizados principalmente os ensaios de cisalhamento e de compressão triaxial.

2.4.1.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

Conforme afirma Pinto (2006) o ensaio de cisalhamento direto consiste em aplicar uma tensão normal em um plano e verificar qual tensão cisalhante provoca a ruptura da amostra.

A Figura 15 representa o funcionamento do equipamento onde é realizado o ensaio de cisalhamento direto. A amostra de solo é confinada na caixa de cisalhamento e são aplicadas a força normal (N) fixada pelo operador, além da força tangencial (T), de forma a cisalhar a amostra de solo, sendo possível definir a tensão de cisalhamento que provoca a ruptura, através da divisão da força T pela área da amostra.

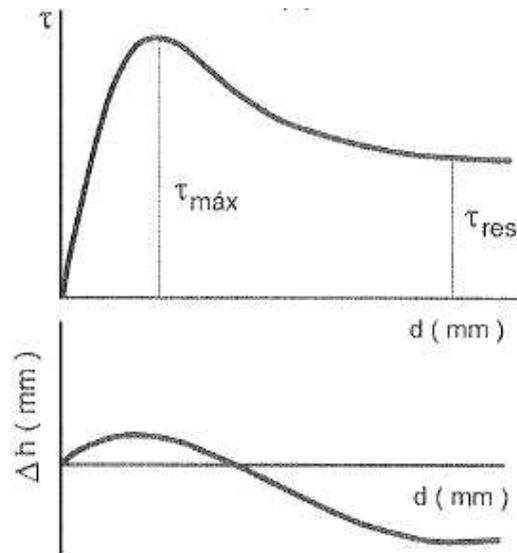
Figura 15: Esquema de funcionamento do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

A Figura 16 representa o resultado gráfico tipicamente encontrado no ensaio de cisalhamento direto, para argilas rijas e duras ou areia compacta. No primeiro gráfico, observa-se a variação da tensão de cisalhamento (τ) em função do deslocamento horizontal da amostra, provocado pela força tangencial (T). Neste gráfico é possível observar a tensão máxima suportada pelo solo ($\tau_{m\acute{a}x}$), além da tensão residual (τ_{res}), que corresponde à tensão que a amostra ainda suporta, mesmo após a ruptura do material. No segundo gráfico, há a representação do deslocamento vertical da amostra, que pode indicar se houve aumento ou diminuição do volume do solo durante a execução do ensaio.

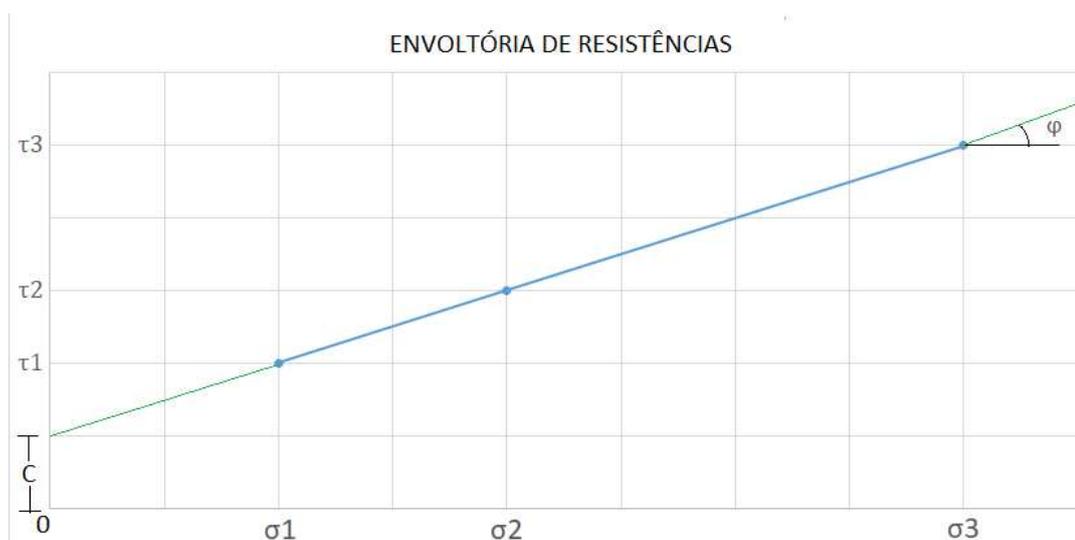
Figura 16: Resultado típico encontrado no ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

De acordo com Contessi (2016) a partir da realização de no mínimo três ensaios de cisalhamento direto, aplicando diferentes tensões normais, é possível obter a envoltória de resistência do solo, de onde poderá ser obtido o valor de coesão (c), que trata-se do valor onde a projeção da linha de resistência atinge o eixo das ordenadas, além do ângulo de atrito (φ), que corresponde ao ângulo que o prolongamento da linha do gráfico forma com a horizontal (Figura 17).

Figura 17: Envoltória de resistências do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Própria (2021)

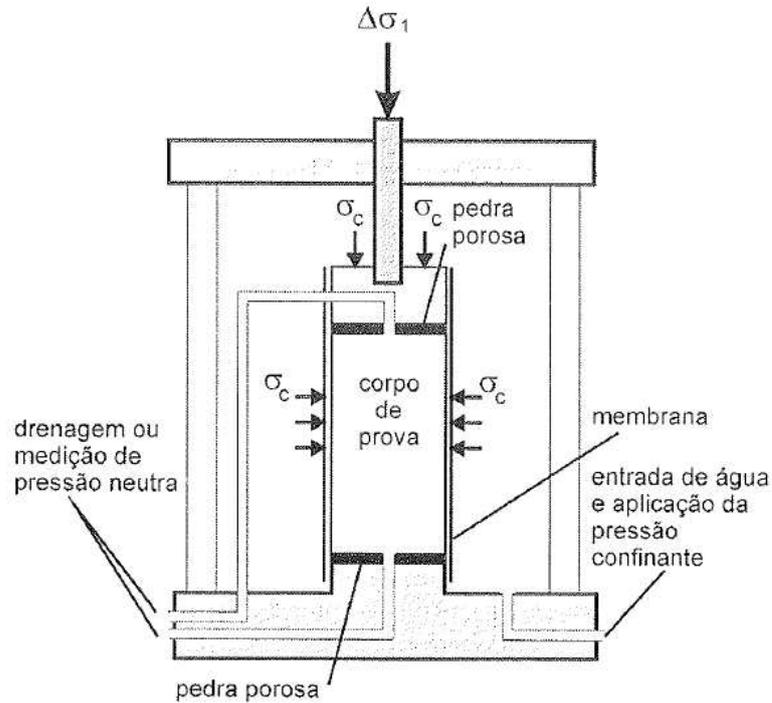
2.4.1.2. Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo (PINTO, 2006). O ensaio triaxial pode receber, de acordo com sua condição de drenagem, as seguintes classificações: Ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado (UU). Pinto (2006) diferencia estes ensaios da seguinte forma:

- Ensaio adensado drenado (CD) ou *consolidet drained*: Há a constante drenagem da água da amostra, sendo aplicada a tensão de confinamento de modo a permitir o adensamento da amostra e, em seguida, aplica-se lentamente o carregamento axial, de modo a expulsar a água, fazendo com que a poropressão seja nula em todo o ensaio. Dessa forma, as tensões totais medidas correspondem às tensões efetivas na amostra.
- Ensaio adensado não-drenado (CU) ou *unconsolidet drained*: É aplicada a tensão confinante, de modo a permitir o adensamento da amostra, através da dissipação da poropressão e posteriormente, é aplicado o carregamento axial sem que seja permitida a drenagem da amostra. As tensões efetivas podem ser calculadas se houver medição da poropressão gerada. É um ensaio mais rápido que o adensado drenado (CD), uma vez que não é necessário aguardar que toda a água seja drenada, o que pode ser extremamente demorado no caso de argilas.
- Ensaio não adensado não drenado (UU) ou *unconsolidated undrained*: Não há nenhum tipo de drenagem, sendo aplicados os carregamentos confinante e axial, de modo a obter as tensões totais sobre a amostra.

A Figura 18 demonstra o esquema de funcionamento do equipamento para realização do ensaio de compressão triaxial, onde são representadas as tensões atuantes no corpo de prova, sendo σ_c a tensão confinante e $\Delta\sigma_1$ a tensão axial aplicada pelo operador:

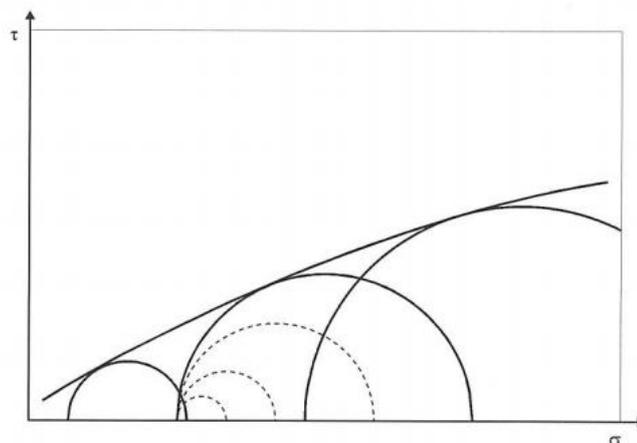
Figura 18: Esquema de funcionamento do ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

A tensão devida ao carregamento axial é chamada de tensão desviadora ou acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$). Em diferentes momentos a tensão desviadora é medida, de modo que ao fim do ensaio seja possível obter o traçado dos círculos de Mohr. Assim como no ensaio de cisalhamento direto, são realizados ensaios com diferentes corpos de prova, de modo a ser possível obter a envoltória de resistência dos círculos de Mohr (Figura 19) (PINTO, 2006).

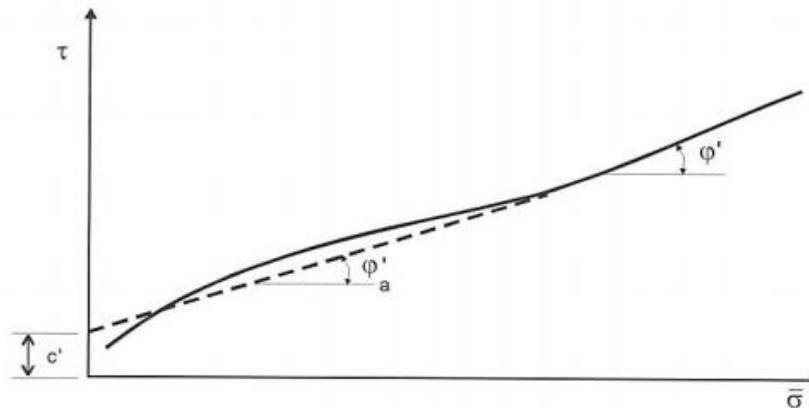
Figura 19: Envoltória de resistência obtida com ensaios de compressão triaxial



Fonte: Pinto (2006)

Normalmente, a envoltória de resistências não é completamente linear, sendo necessário realizar o ajuste para a reta que melhor se ajusta à curva, de modo a tornar mais prático a análise. (Figura 20)

Figura 20: Ajuste da envoltória de resistência de ensaios triaxiais



Fonte: Pinto (2006)

A partir da envoltória ajustada, pode-se determinar a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ), de maneira semelhante à que foi utilizada no ensaio de cisalhamento direto.

2.4.2. Ensaio de campo para determinação dos parâmetros do solo

2.4.2.1. Ensaio SPT

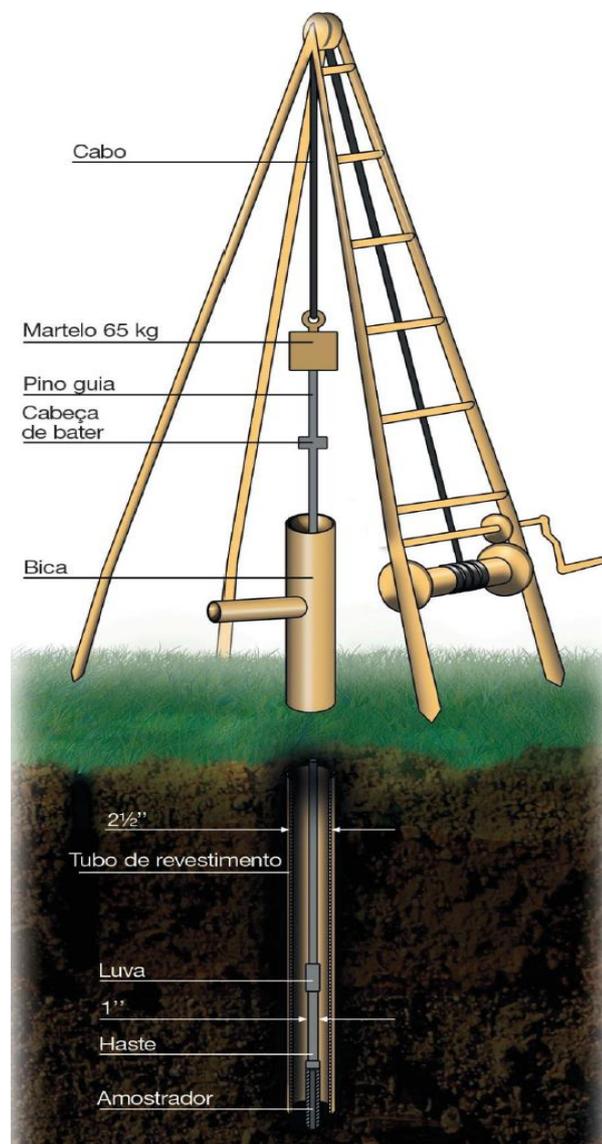
Uma das metodologias mais aplicadas para obter valores de resistência do solo trata-se do ensaio SPT (*Standart Penetration Test*) (Norma ABNT NBR 6484/2020). As vantagens deste ensaio, conforme afirmam Schnaid e Odebrecht (2012), são, principalmente, a simplicidade do equipamento, baixo custo de execução e obtenção de um valor numérico que pode ser diretamente relacionado com regras empíricas de projeto. Entre as desvantagens do SPT, podem ser citadas a grande variação de metodologias de execução a depender do local em que o ensaio está sendo realizado, além da pouca racionalidade dos métodos de interpretação do resultado da sondagem.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por tradoagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no

fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda do peso de 65 kg de uma altura de 750 mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O equipamento utilizado para realizar o ensaio SPT, que consiste de maneira geral em um tripé que tem a função de suporte para o martelo, um martelo com massa de 65 Kg, uma haste metálica e um amostrador padrão que é cravado no solo através do impacto do martelo na parte superior da haste metálica (Figura 21).

Figura 21: Equipamento para realização do ensaio SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

A NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020) fornece o seguinte quadro, que relaciona o valor obtido para o índice NSPT com os estados de compactidade e consistência:

Quadro 2: Classificação do estado do solo em função do NSPT

Solo	Índice de resistência à penetração (NSPT)	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

Fonte: ABNT (2020)

Para realizar a obtenção de valores estimados para a coesão não drenada (S_u) e do ângulo de atrito do solo (φ), podem ser usadas correlações.

Teixeira e Godoy (1996) indicam a utilização das seguintes equações, onde N corresponde ao índice de resistência à penetração do ensaio SPT (NSPT):

$$S_u = 10N \text{ (kPa)} \text{ (Equação 31)}$$

$$\varphi = 15^\circ + \sqrt{20N_{SPT}} \text{ (Equação 32)}$$

Mello (1971) e Bolton (1986) também estabelecem correlações para determinar o ângulo de atrito de solos não coesivos, através das Equações 33 e 34, respectivamente, onde φ' é o valor do ângulo de atrito e Dr corresponde à densidade relativa, que pode ser calculada através da Equação 35 (GIBBS E HOLTZ, 1957) e da Equação 36 (SKEMPTON, 1967).

$$(1,49 - Dr) \tan(\varphi') = 0,712 \text{ (Equação 33)}$$

$$\varphi' = 33 + (3(Dr(10 - \ln(p') - 1))) \text{ (Equação 34)}$$

$$Dr = \frac{Nspt}{(0,28.\sigma'+16)^{1/2}} \text{ (Equação 35)}$$

$$Dr = \frac{Nspt}{(0,23.\sigma'+27)^{1/2}} \text{ (Equação 36)}$$

Alonso (2010) fornece as seguintes tabelas com correlações do NSPT com a coesão em solos argilosos (Tabela 2) e com o ângulo de atrito para solos arenosos (Tabela 3):

Tabela 2: Correlações entre o N_{SPT} e a coesão

Argilas	NSPT	c (Kpa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso (2010)

Tabela 3: Correlações entre o NSPT e o ângulo de atrito

Areia	NSPT	Densidade relativa (Dr)	φ (°)
Fofa	< 4	< 0,2	< 30
Pouco compacta	4 a 10	0,2 a 0,4	30 a 35
Medianamente compacta	10 a 30	0,4 a 0,6	35 a 40
Compacta	30 a 50	0,6 a 0,8	40 a 45
Muito compacta	> 50	> 0,8	> 45

Fonte: Alonso (2010)

Além dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, também pode-se estabelecer relações entre o valor do NSPT com o peso específico do material, tanto para solos arenosos (Tabela 4), como para solos argilosos (Tabela 5) (GODOY, 1972).

Tabela 4: Correlações entre o valor NSPT e o peso específico de solos arenosos

NSPT	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 5: Correlações entre o valor NSPT e o peso específico de solos argilosos

NSPT	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

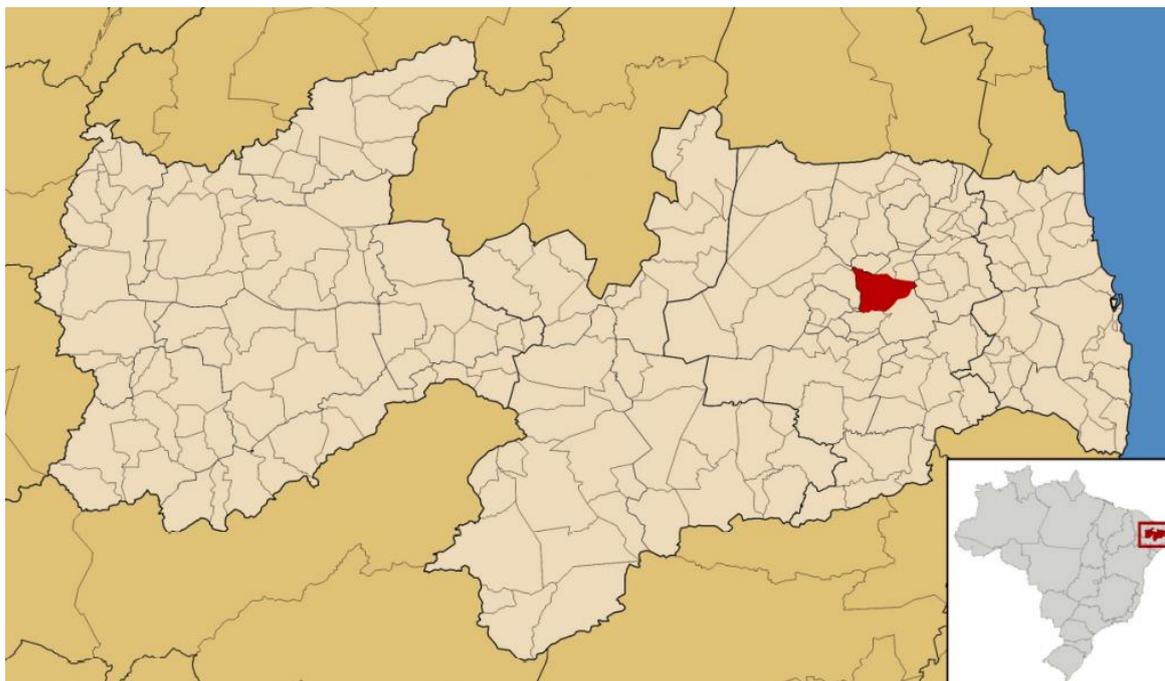
3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Identificação da área de estudo

O talude que foi objeto de estudo está localizado às margens da rua João Lourenço, na cidade de Areia, estado da Paraíba. A cidade está localizada no Brejo Paraibano (Figura 22), em uma altitude média de 600 metros e encontra-se distante 122,5 quilômetros da capital do estado, João Pessoa (MOREIRA; MORAES, 2009).

Areia possui uma população de 23.829 habitantes, de acordo com os dados do censo de 2010 e ocupa uma área territorial de 269,13 quilômetros quadrados, o que representa uma densidade demográfica de 88,42 habitantes por quilômetro quadrado (IBGE, 2020). A cidade está inserida no bioma da caatinga, com o clima classificado como tropical chuvoso, com verão seco (CPRM, 2015).

Figura 22: Localização da cidade de Areia - PB

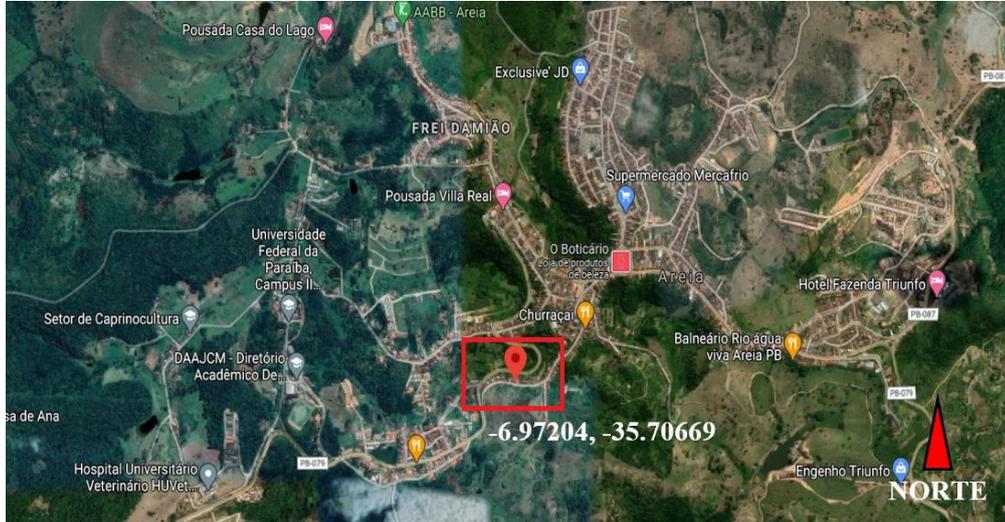


Fonte: Moreira e Moraes (2009)

De acordo com Sousa (2020) a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), identificou quatro áreas de risco de deslizamentos de massa na área urbana do município de Areia/PB. O presente estudo teve como foco uma destas quatro áreas, que trata-se do talude localizado na Rua João Lourenço (Figuras 23 e 24). Na área indicada, constata-se a presença

de residências ao longo da base talude (Figura 25 e 26), o que representa risco para as famílias que residem no local, em caso de um eventual movimento de massa.

Figura 23: Localização da Rua João Lourenço



Fonte: Google Maps (2021)

Figura 24: Detalhe da área de estudo



Fonte: Google Maps (2021)

Figura 25: Talude da Rua João Lourenço



Fonte: Google Maps (2020)

Figura 26: Talude da Rua João Lourenço



Fonte: Google Maps (2020)

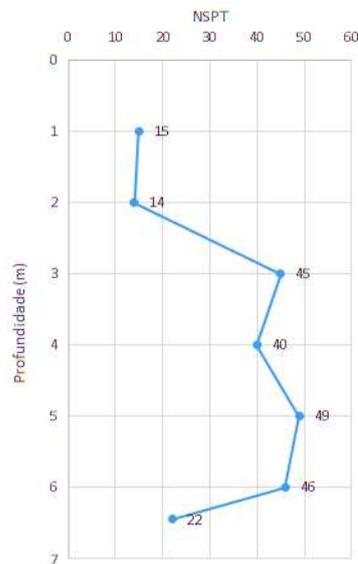
3.2. Levantamento topográfico da geometria do talude

Para a realização do levantamento topográfico do talude em estudo foi criado um modelo digital do terreno com o auxílio do programa de geoprocessamento de código aberto

3.3.Obtenção dos parâmetros do solo do talude através da literatura existente

Para as análises de estabilidade do talude da Rua João Lourenço, se fizeram necessários os valores dos parâmetros de ângulo de atrito, coesão e peso específico. Estes valores foram obtidos por meio das equações e correlações demonstradas anteriormente para os ensaios de SPT e cisalhamento direto. Os dados destes ensaios foram obtidos por meio de Sousa (2020). A Figura 29 mostra o gráfico resultante do ensaio SPT e a Tabela 6 mostra o resumo, com o agrupamento do solo em três camadas, extraído do boletim de sondagem. A Tabela 7 mostra os valores de ângulo de atrito e coesão, encontrados a partir do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 29: Resultado do Ensaio SPT



Fonte: Adaptado de Sousa (2020)

Tabela 6: Resumo dos resultados do Ensaio SPT

Profundidade das camadas (m)	N-SPT	Coloração	Consistência	Classificação Tátil Visual
1	15	Amarela	Rija	Argila arenosa
3,5	40	Amarela	Dura	Argila arenosa
5,7	46	Cinza	Dura	Argila arenosa

Fonte: Sousa (2020)

Tabela 7: Parâmetros obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.

Camada	Não inundado		Inundado	
	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Camada 1	169	31,3	0	31,2
Camada 2	111	55,0	0	32,4
Camada 3	130	51,5	0	32,9

Fonte: Adaptado de Sousa (2020)

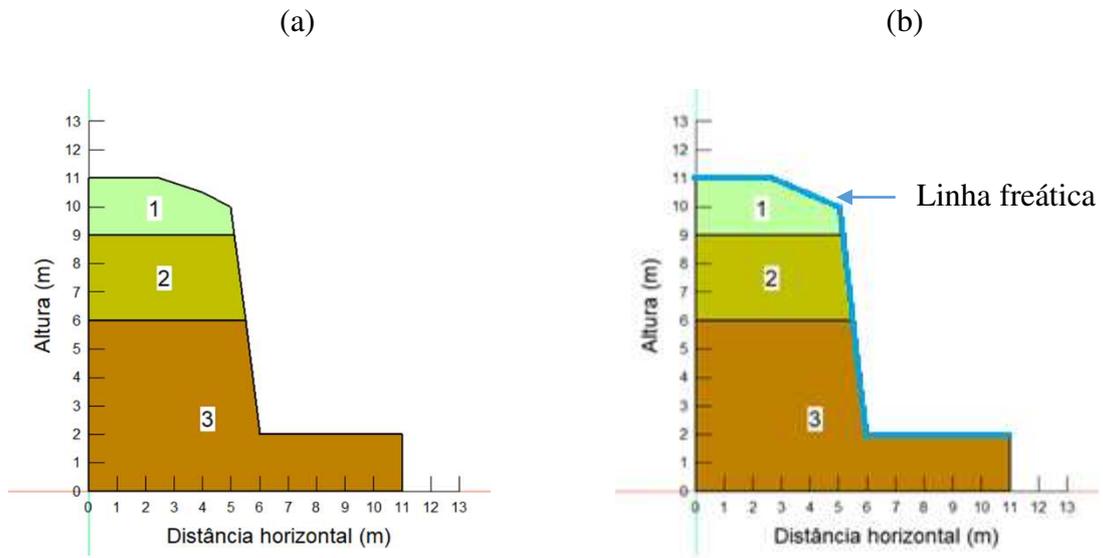
3.4. Análise da estabilidade do talude

A análise da estabilidade e cálculo do fator de segurança do talude em estudo foi realizada por meio dos métodos descritos da revisão literária, sendo eles os métodos de Bishop (Item 2.3.2) e Spencer (Item 2.3.4).

O cálculo do fator de segurança do talude foi realizado com o auxílio do software Slope-W, da empresa GeoSlope, que trata-se de uma ferramenta específica para a análise de estabilidade de taludes, que leva em consideração análises de Equilíbrio Limite, baseado no métodos das Lamelas (MARANGON, 2017). O Slope-W permite realizar simulações de diversas situações que ocorrem em superfícies de deslizamento, abrangendo fatores como propressão, propriedades do solo e condições de carregamento, sendo um software com amplo campo de aplicação em situações da Engenharia Civil e Engenharia de Minas.

O talude em estudo, segundo o ensaio SPT apresentado no Anexo A, não possui nível de água, logo uma das condições estudadas foi a situação não saturada (Figura 30(a)). O talude também foi analisado com linha freática na superfície do terreno (Figura 30(b)), visando representar o momento da precipitação intensa, quando o solo satura e, segundo os relatos de moradores locais, as rupturas acontecem. Os parâmetros utilizados para esta simulação foram o c e ϕ obtidos do ensaio de cisalhamento direto inundado e S_u e ϕ (separadamente) obtidos por correlação do ensaio SPT.

Figura 30: Representação do talude não saturado (a) e saturado (b)



Fonte: Própria (2021)

4. RESULTADOS

4.1. Parâmetros obtidos

A partir dos ensaios de cisalhamento direto e SPT prosseguiu-se para a análise de estabilidade do talude. Para isso, obteve-se os parâmetros do solo que eram necessários para a utilização do software; o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão.

Os parâmetros foram obtidos separadamente para cada um dos dois ensaios realizados, de modo a permitir a posterior comparação entre o Fator de Segurança obtido com os dados dos diferentes ensaios. Para o cisalhamento direto, foi possível obter os parâmetros de maneira direta, a partir de Sousa (2020), conforme mostrados na Tabela 9.

Para os parâmetros do solo obtidos por meio do SPT, obteve-se os resultados mostrados na Tabela 8:

Tabela 8: Parâmetros obtidos a partir do Ensaio SPT

Parâmetro	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Fonte utilizada
NSPT	15	40	46	-
Peso específico (kN/m ³)	19	21	21	Godoy
Su (kPa)	150	400	460	Teixeira e Godoy
Densidade relativa	0,8	1,04	0,91	Gibbs e Holtz
	0,65	0,88	0,79	Skempton
Ângulo de atrito	32,32	43,28	45,33	Teixeira e Godoy
	45,9	57,71	50,83	De Mello (Dr - Gibbs e Holtz)
	40,29	49,41	45,49	De Mello (Dr - Skempton)
	43,3	46,4	44,72	Bolton (Dr - Gibbs e Holtz)
	41,37	44,33	43,18	Bolton (Dr - Skempton)

Fonte: Própria (2021)

4.2. Parâmetros utilizados nas análises

Para realizar a análise da estabilidade do talude no Slope/W optou-se por utilizar dois métodos de análise, sendo um rigoroso e um não rigoroso. A partir dessa condição foram selecionados os métodos de Bishop (não rigoroso) e Spencer (rigoroso), por serem normalmente mais utilizados, além de que o método de Bishop é o que mais apresenta resultados próximos aos métodos rigorosos.

De maneira semelhante, foi necessário selecionar quais parâmetros dentre os diversos obtidos pelas correlações do SPT seriam utilizados. Optou-se por utilizar os valores de ângulo de atrito e resistência não drenada obtidos pelas correlações de Teixeira e Godoy (1996), pois tratam-se de correlações mais representativas para a situação, pois foram desenvolvidas para solos brasileiros, além de serem valores mais baixos quando comparados aos demais, de modo a realizara análise na situação mais crítica.

Desta forma, os valores finais utilizados na análise estão relacionados na Tabela 9.

Tabela 9: Parâmetros utilizados na análise pelo Slope/W

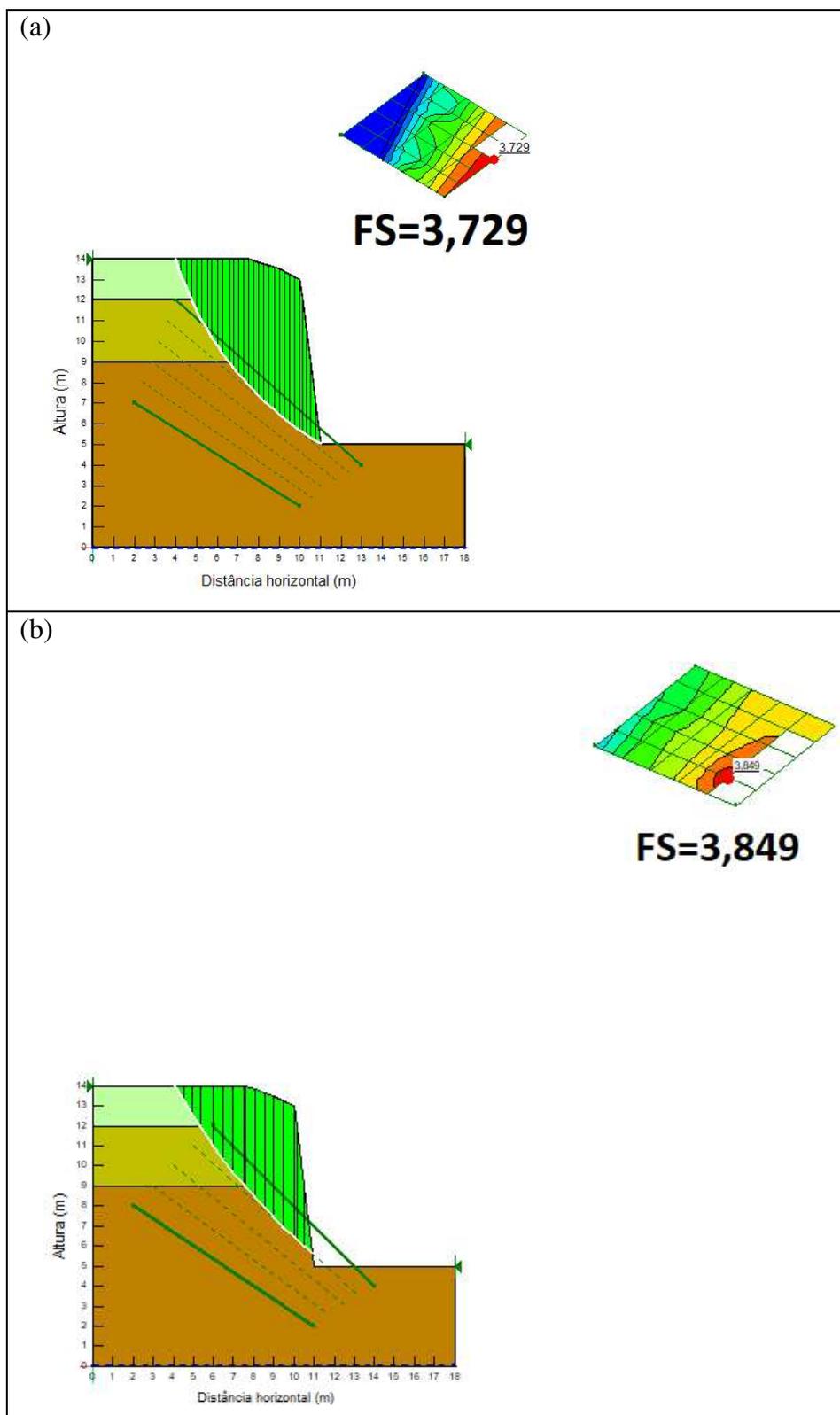
Camada do talude	Fonte dos parâmetros	Condição do solo	Parâmetros utilizados na análise			
			Peso específico(kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	S _u (kPa)
1 ^a camada	SPT	Não saturado	19	32,32	-	0
				0	-	150
		Saturado	20	32,32	-	0
				0	-	150
	Cisalhamento	Não saturado	25,5	31,3	169	-
		Saturado	20	31,2	0	-
2 ^a camada	SPT	Não saturado	21	43,28	-	0
				0	-	400
		Saturado	20	43,28	-	0
				0	-	400
	Cisalhamento	Não saturado	26,58	55	111	-
		Saturado	20	32,4	0	-
3 ^a camada	SPT	Não saturado	21	45,33	-	0
				0	-	460
		Saturado	20	45,33	-	0
				0	-	460
	Cisalhamento	Não saturado	25,2	51,5	130	-
		Saturado	20	32,9	0	-

Fonte: Própria (2021)

4.3. Resultados obtidos a partir dos parâmetros do cisalhamento direto

Inicialmente, realizou-se a análise de estabilidade com os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto (Tabela 7). A Figura 31 mostra a superfície crítica na condição não saturada, para os métodos de Bishop e Spencer, com seus respectivos fatores de segurança calculados.

Figura 31: Superfície crítica na condição não saturada para os parâmetros obtidos do cisalhamento direto pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)

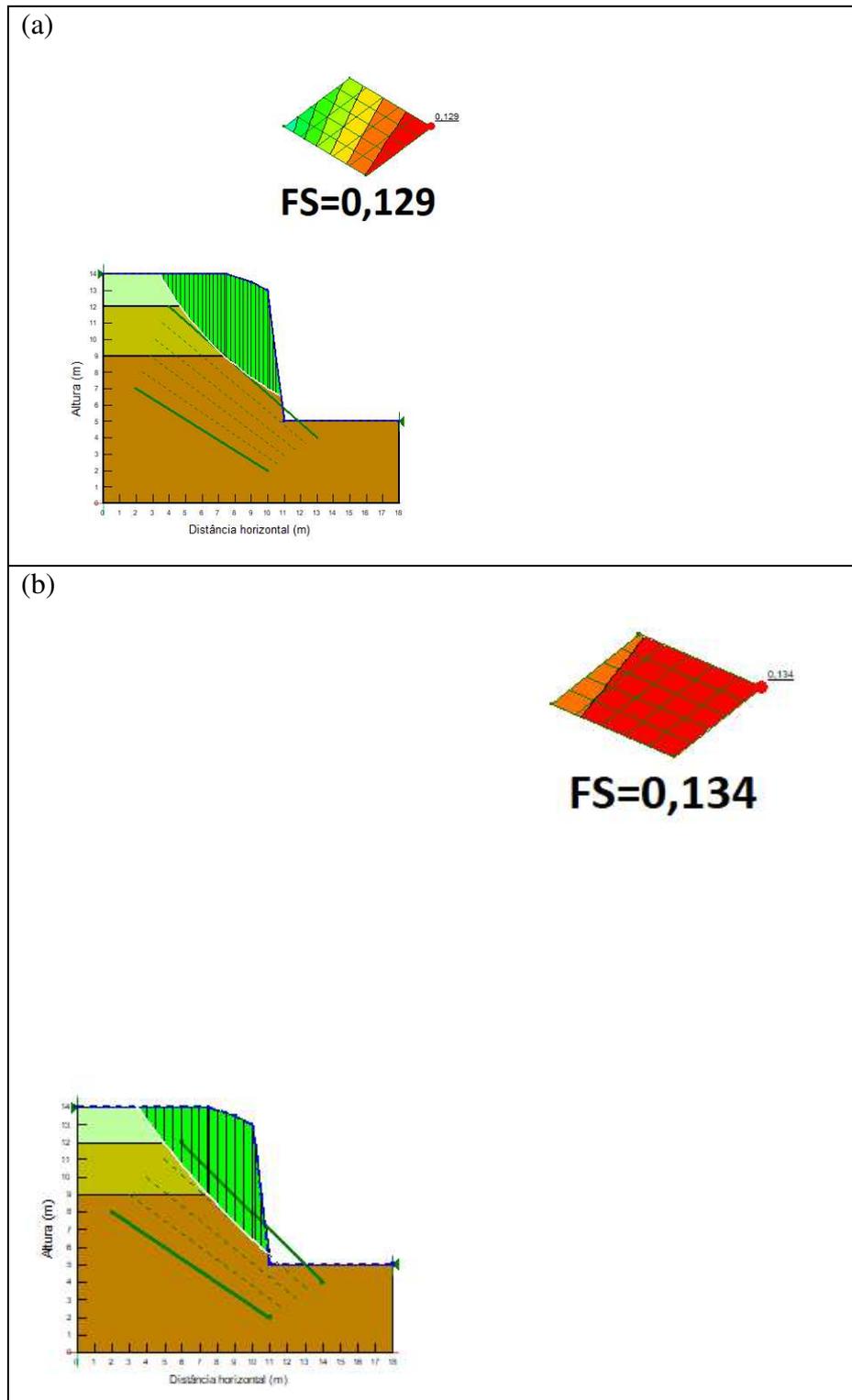


Fonte: Própria (2021)

De modo a analisar o talude na condição saturada, foi inserida no software a linha freática posicionada na superfície do solo, de modo a simular uma chuva intensa. A análise

efetuada nesta situação, obteve as superfícies de ruptura mostradas na Figura 32, cujas coordenadas estão organizadas na Tabela 10.

Figura 32: Superfície crítica na condição saturada para os parâmetros obtidos do cisalhamento direto pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)



Fonte: Própria (2021)

Tabela 10: Resultados obtidos a partir do cisalhamento direto

Fonte dos parâmetros	Parâmetros utilizados	Método	Tipo de método	Condição	Superfície crítica			
					X	Y	Raio	FS
Cisalhamento direto	c e ϕ	Bishop	Não rigoroso	Saturado	20	23	18,851	0,129
				Não saturado	21	14	12,789	3,729
		Spencer	Rigoroso	Saturado	30	30	29,698	0,134
				Não saturado	19	14	10,607	3,849

Fonte: Própria (2021)

A partir dos valores de FS obtidos, observa-se que o talude apresentou instabilidade na presença de água, uma vez que os resultados indicaram valores inferiores a 1 (um). Na situação não saturada, o talude apresentou resultados que demonstraram estabilidade. Este resultado corrobora com Sousa (2020), que identificou que o solo do talude, quando na presença de água, apresentou a perda total da parcela de resistência proporcionada pela coesão.

Pode-se analisar também que, não houve influência significativa na utilização dos métodos de Bishop e Spencer, de modo que ambos apresentaram valores semelhantes, seja na condição saturada, ou na não saturada.

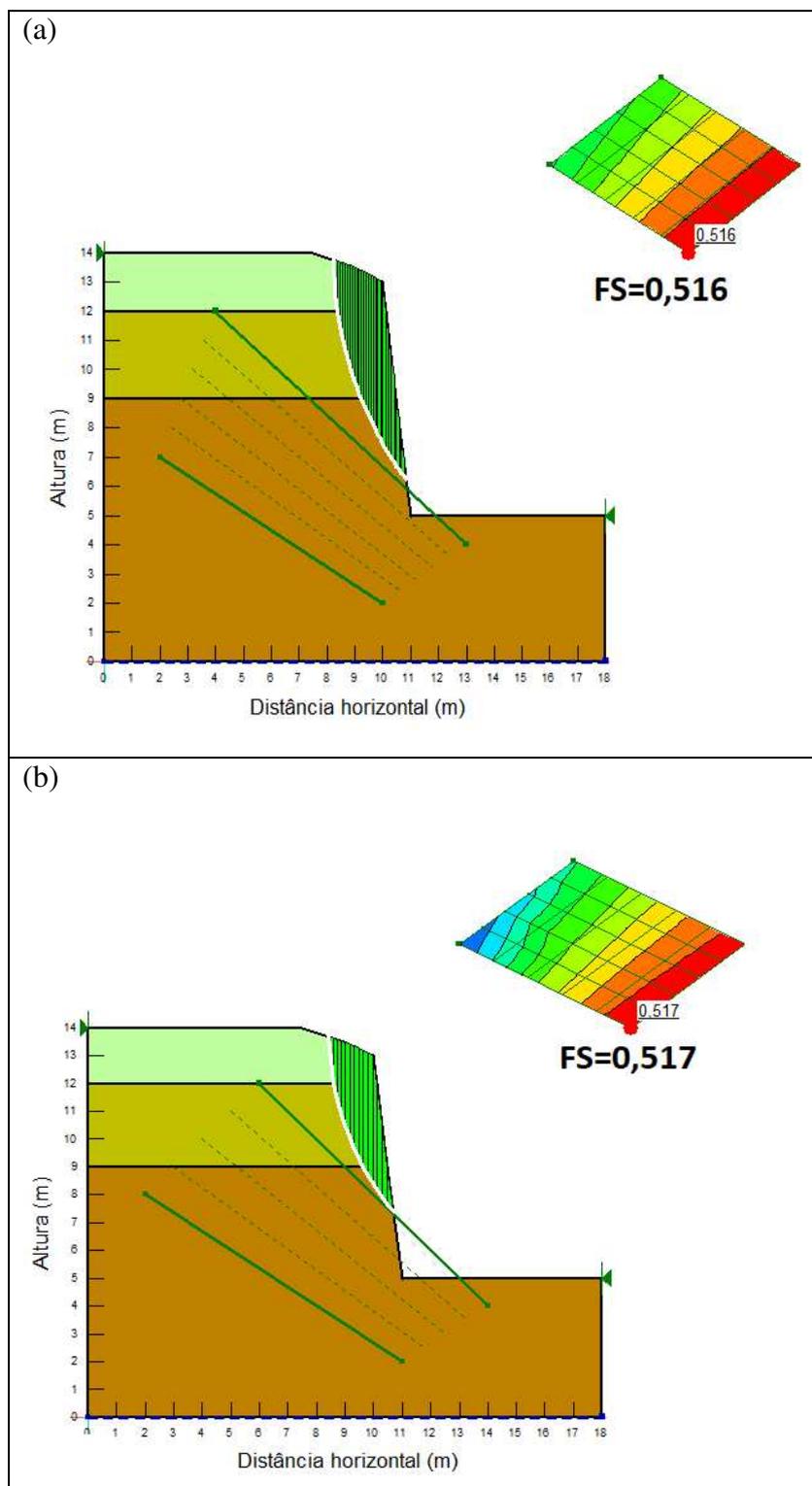
4.4. Resultados obtidos a partir dos parâmetros do SPT

Para realizar a análise de estabilidade com os parâmetros obtidos a partir do ensaio SPT, foi necessário analisar de maneira individual os valores de ângulo de atrito e da resistência não drenada (S_u), uma vez que ambos os parâmetros são obtidos a partir de um único valor (NSPT).

4.4.1. Resultados obtidos a partir do ângulo de atrito

Inicialmente, realizou-se a análise de estabilidade o valor do ângulo de atrito. A Figura 33 mostra a superfície crítica na condição não saturada, para os métodos de Bishop e Spencer, com seus respectivos valores de FS.

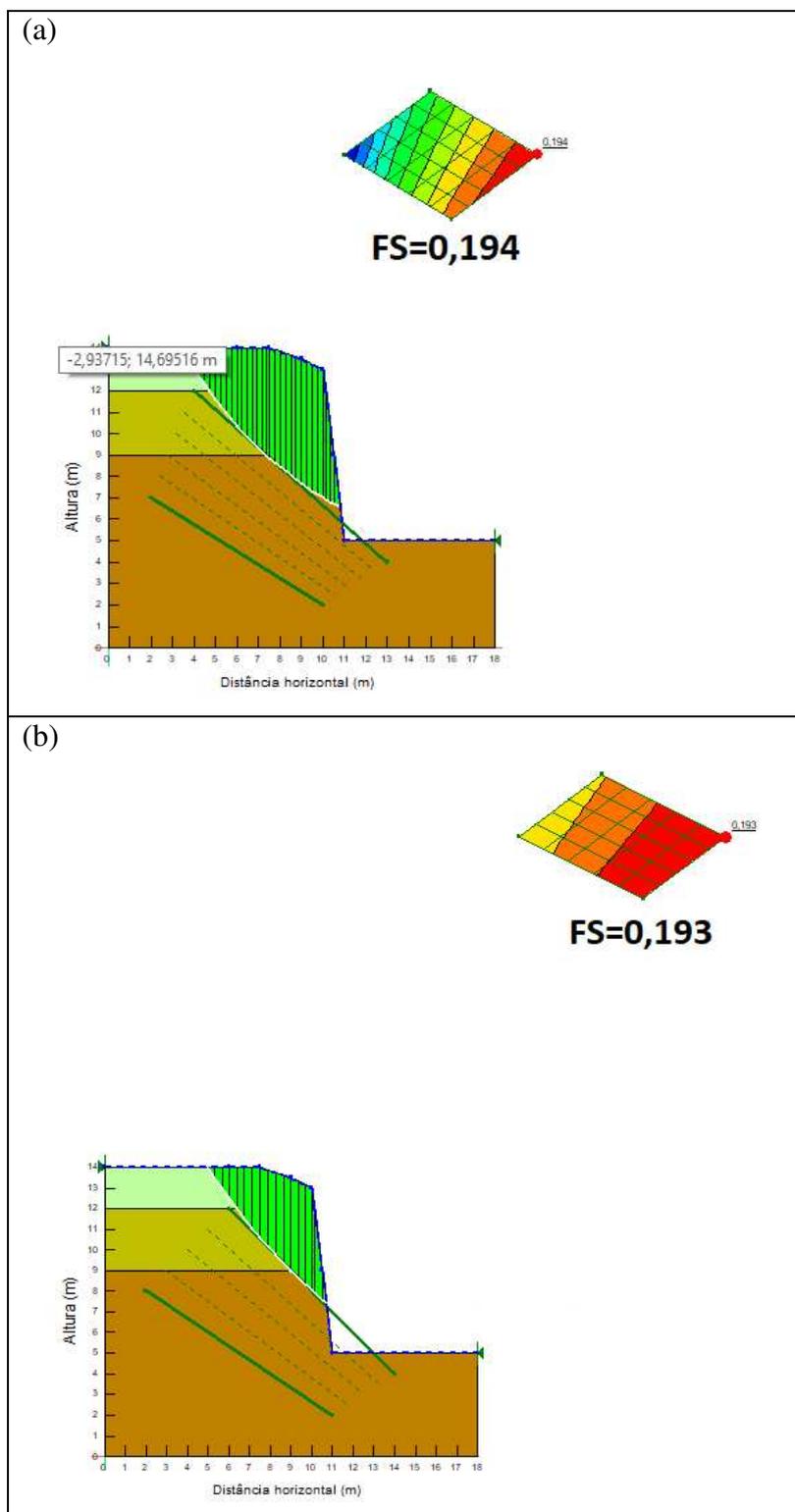
Figura 33: Superfície crítica na condição não saturada para o ângulo de atrito obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)



Fonte: Própria (2021)

De maneira semelhante ao que foi realizado na análise com os parâmetros do cisalhamento direto, foi verificada a estabilidade na condição saturada, cujos resultados se encontram na Figura 34.

Figura 34: Superfície crítica na condição saturada para o ângulo de atrito obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)



Fonte: Própria (2021)

Na Tabela 11 encontram-se os resultados obtidos na análise de estabilidade na qual foi utilizada o ângulo de atrito obtido no SPT como parâmetro de resistência.

Tabela 11: Resultados obtidos a partir do ângulo de atrito do NSPT

Fonte dos parâmetros	Parâmetros utilizados	Método	Tipo de método	Condição	Superfície crítica			
					X	Y	Raio	FS
SPT	ϕ	Bishop	Não rigoroso	Saturado	20	23	18,851	0,194
				Não saturado	21	14	12,789	0,516
		Spencer	Rigoroso	Saturado	30	30	29,698	0,193
				Não saturado	19	14	10,607	0,517

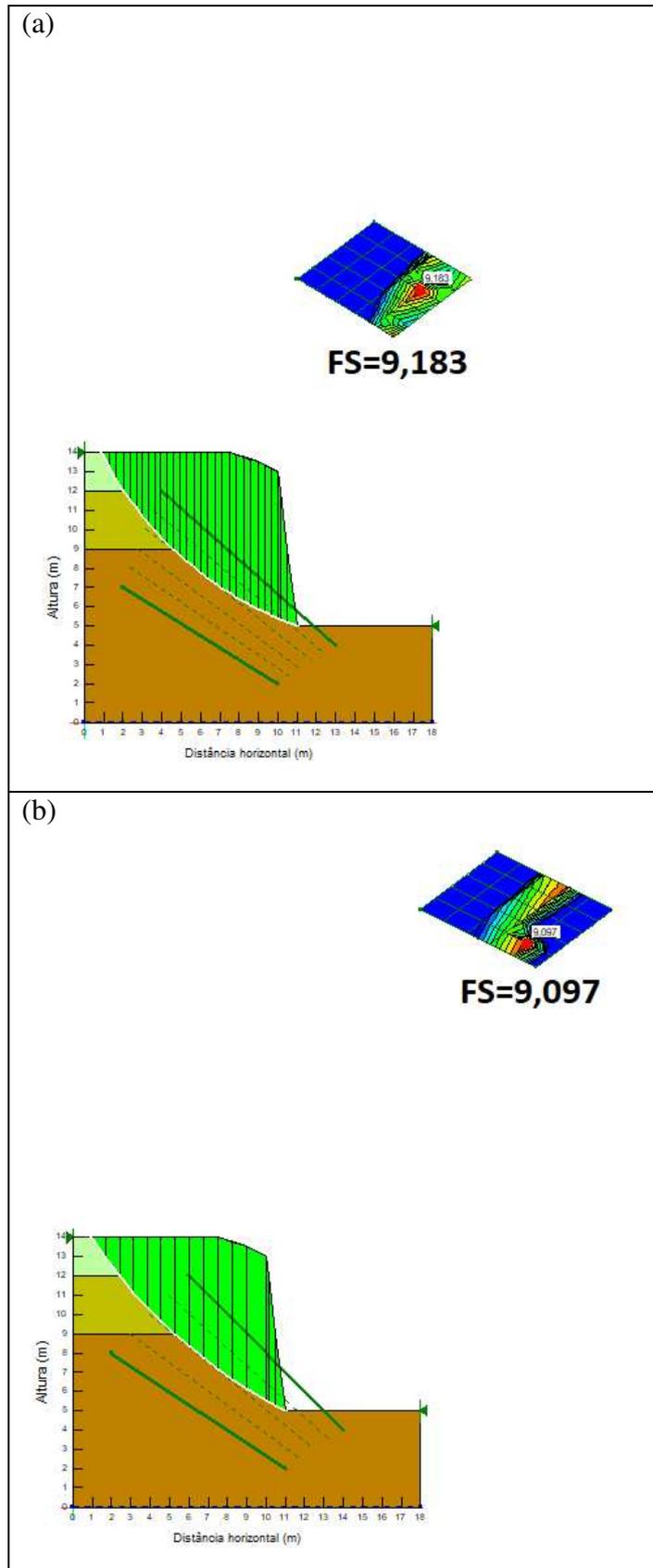
Fonte: Própria

De maneira semelhante ao que foi observado para os dados do ensaio de cisalhamento direto, os valores dos fatores de segurança para as condições saturadas e não saturadas demonstram que não houve influência do tipo de método nos resultados finais, pois os valores para ambos apresentaram uma diferença de 0,001 unidades. Para os parâmetros atribuídos ao solo na análise, o talude apresentou instabilidade tanto na condição saturada quanto na condição não saturada, pois todos os valores de FS estiveram abaixo do FS mínimo. Isto pode ser explicado, em parte, pelo fato de que na análise com os dados do cisalhamento direto, foram considerados dois parâmetros de resistência simultaneamente, enquanto que nas análises com os dados do SPT, utilizou-se apenas um parâmetro.

4.4.2. Resultados obtidos a partir da resistência não drenada (S_u)

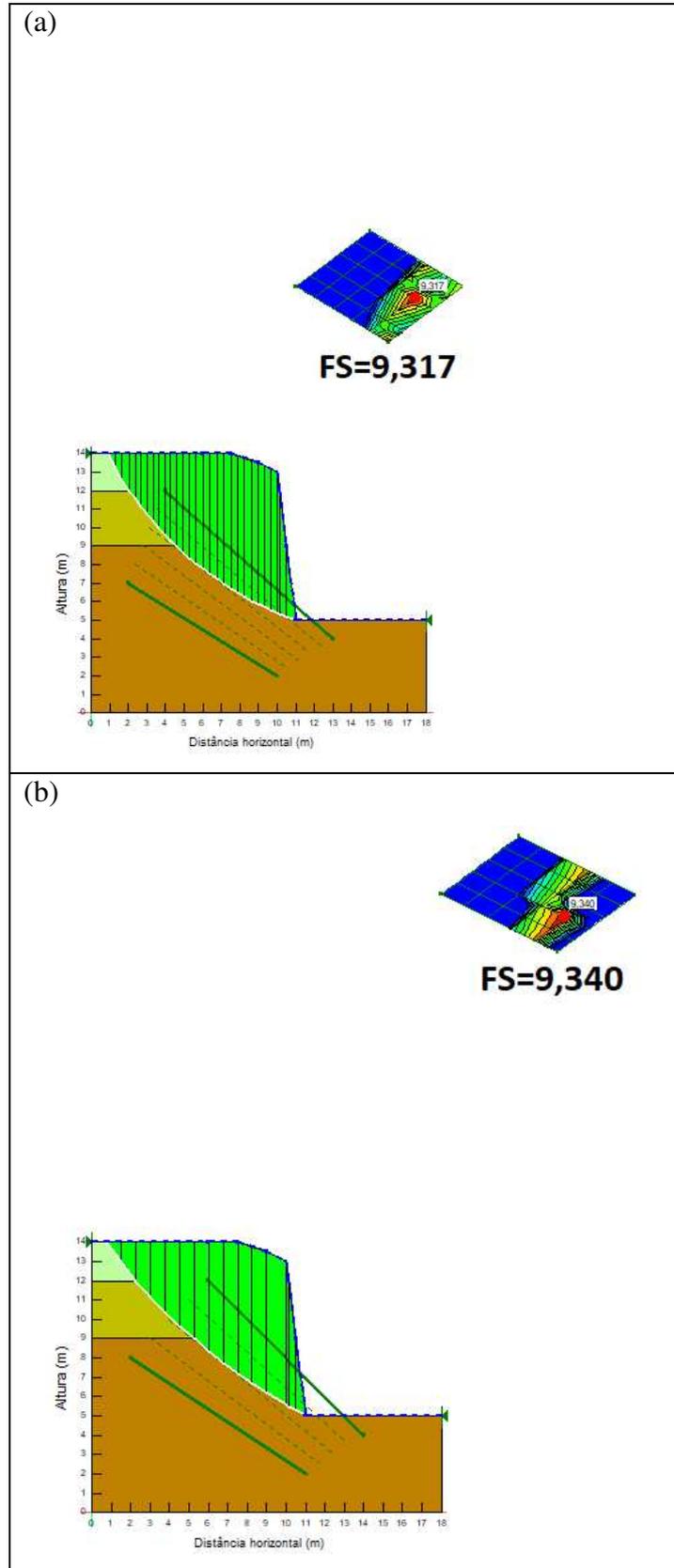
O processo realizado utilizando o ângulo de atrito foi repetido, desta vez com os valores de S_u . Inicialmente analisou-se a condição não saturada e posteriormente, a condição saturada, cujas superfícies críticas de ruptura estão representadas nas Figuras 35 e 36, respectivamente.

Figura 35: Superfície crítica na condição não saturada para o S_u obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)



Fonte: Própria (2021)

Figura 36: Superfície crítica na condição saturada para o S_u obtido do SPT pelos métodos de Bishop (a) e Spencer (b)



Fonte: Própria (2021)

As coordenadas das superfícies de ruptura, com seus respectivos valores de FS, estão listados na Tabela 12.

Tabela 12: Resultados obtidos a partir da resistência não drenada (S_u) do NSPT

Fonte dos parâmetros	Parâmetros utilizados	Método	Tipo de método	Condição	Superfície crítica			
					X	Y	Raio	FS
SPT	S_u	Bishop	Não rigoroso	Saturado	17,4	22,4	18,534	9,317
				Não saturado	17,4	22,4	18,534	9,183
		Spencer	Rigoroso	Saturado	24,4	30,8	29,025	9,340
				Não saturado	23,6	29,2	27,281	9,097

Fonte: Própria

Os resultados da análise utilizando a resistência não drenada, conforme mostra a Tabela 12, também fornecem as características da ausência de influência do tipo de método nos valores finais obtidos. No entanto, os valores dos fatores de segurança para as condições saturadas e não saturadas se mostraram muito elevados, de tal modo que recomenda-se que sejam desconsiderados, uma vez que se afastam muito dos valores obtidos para as demais análises. Isto pode corresponder a uma maior fração de areia no solo, em detrimento da porção de argila, o que torna o parâmetro S_u não representativo para a situação.

4.5. Análise geral dos resultados

Com relação à utilização dos ensaios SPT e cisalhamento direto para a obtenção de parâmetros de resistência, observou-se que os parâmetros obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto apresentaram maior consistência, uma vez que correspondem à situação de instabilidade apenas na condição saturada. No caso do SPT, nota-se uma inconsistência para os valores obtidos do ensaio, uma vez que os fatores de segurança obtidos apresentaram valores menores que 1 (um), quando considerado o ângulo de atrito, e valores superiores a 9 (nove), quando considerada a resistência não drenada.

Desta forma, considerou-se como representativas apenas as análises realizadas com os parâmetros do cisalhamento direto e do ângulo de atrito obtido do SPT, pois representam as situações onde há a instabilidade do talude em condições saturadas, o que não ocorre quando são utilizados os valores de S_u . Esta condição de instabilidade vai ao encontro das afirmações dos moradores da localidade, segundo os quais, já houve situações de deslizamento de terra no talude em questão, tendo sido todas estas ocorrências observadas em dias de chuva intensa.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho consistiu no estudo de estabilidade de um talude localizado na cidade de Areia/PB. O estudo foi desenvolvido buscando comparar a utilização de ensaios de campo e de laboratório na obtenção dos parâmetros a serem utilizados na análise de estabilidade. Além disso, também realizou-se a comparação entre métodos de análise rigorosos e não rigorosos, nas condições saturada e não saturada. A partir dos estudos realizados chegou-se às conclusões apresentadas a seguir.

O talude apresentou características de instabilidade na condição saturada, o que indica que o solo presente no local em estudo apresenta grande sensibilidade à presença de água, uma vez que o maciço torna-se altamente instável quando considera-se a condição saturada.

Ao analisar os fatores de segurança obtidos pelos métodos de Bishop (não rigoroso) e Spencer (rigoroso), chega-se à conclusão que não houve influência do tipo de método utilizado para o estudo de estabilidade, uma vez que não houve variações significativas entre os valores dos fatores de segurança obtidos por ambos os métodos.

Os resultados obtidos com os parâmetros do cisalhamento direto apresentaram maior representatividade, quando comparados aos resultados obtidos a partir do NSPT. Em uma situação onde houvesse apenas os resultados do SPT, seria recomendado a utilização do ângulo de atrito em detrimento da resistência não drenada, uma vez que seus resultados obteriam um menor valor de estabilidade, principalmente na condição saturada. No entanto, a utilização do SPT na análise de estabilidade de taludes deve ser feita com os devidos cuidados, uma vez que pode não representar a condição real de estabilidade do solo, conforme os resultados mostraram.

De acordo com os resultados obtidos neste trabalho, conclui-se que, para que seja garantida a estabilidade do talude, com conseqüente garantia de segurança para os moradores na Rua João Lourenço, faz-se necessário a adoção de medidas corretivas no local, seja por meio de atividades de terraplanagem, que realizem a diminuição da inclinação do talude, como também por meio da construção de estruturas de contenção, como os muros de arrimo e paredes atirantadas.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações** / Urbano Rodriguez Alonso. – 2. ed. – São Paulo: Blucher, 2010. 218 p.

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

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

BOLTON, M.D. **The strength and dilatancy of sands**. Géotechnique, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

CPRM – Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais – Serviço Geológico do Brasil. “**Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa - Areia – PB**”. Ministério de Minas e Energia; Departamento de Gestão Territorial, Paraíba, Brasil. 2015.

CONTESSI, Rodolfo Joaquim. **Borehole Shear Test: Uma comparação com o ensaio de cisalhamento direto**. 2016. 109 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

FREITAS, Marco António Coelho. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes** / Denise M. S. Gerscovich. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GIBBS, H.J.; HOLTZ, W.G. **Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing**, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, 1957.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Usp, 1972.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1983.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, **Cidades e Estados**. Disponível em: < <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pb/areia.html>> Acesso em 20 de setembro de 2020.

MARAGON, M. **Geotecnia de Fundações e Obras de Terra**. Disponível em: <<https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/OT-03-Estabilidade-de-Taludes-2018-1.pdf>> 2017. Acesso em 28 de março de 2021.

MASSAD, Façal. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. Curso básico de Geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MELLO, V.F.B. de. **Standard Penetration Test**, IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Porto Rico, vol. 1. 1971.

MOREIRA, Fernando Diniz; MORAES, Carla Gisele M. Santos Martins. O desenvolvimento urbano de Areia/PB: contribuição aos estudos de morfologia e história urbana no Brasil. **Revista de Pesquisa em Arquitetura e Urbanismo**, [s. l], p. 133-225, 2009.

ORTIGAO, J. A.; ORTIGAO, J. A. R.. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Rio de Janeiro, LTC Livros Tecnicos e Cientificos. 2007.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 354 p.

SANTOS, Caio Lima dos; LISTO, Fabrízio de Luiz Rosito; SILVA, Osvaldo Girão da; REIS, Rafael Brito dos. **Análise metodológica de estudos referentes a eventos de movimentos de massa e erosão ocorridos na região Nordeste do Brasil**. **Caderno de Geografia**, [S.I.], v. 28, n. 55, p. 959-979, set. 2018.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W., **Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation**, *Geotechnique*, v. 36 (3), 1986.

SOUSA, Maria Natália de Melo. **Caracterização Geotécnica dos solos de áreas de risco do município de Areia - PB**. 2020. 147 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2020.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo, Pini, 1996.

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. **Landslide Types and Processes**. [s.l: s.n.]. 2004. Disponível em: <<https://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/>>. Acesso em 28 de outubro de 2020.

ANEXOS

