

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PEC

Paula Rosa Monteiro

**Análise da influência do uso de geogrelhas em aterros sobre solos moles utilizando os
métodos do equilíbrio limite e elementos finitos**

Juiz de Fora

2024

Paula Rosa Monteiro

Análise da influência do uso de geogrelhas em aterros sobre solos moles utilizando os métodos do equilíbrio limite e elementos finitos

Dissertação apresentada ao Programa de pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Dr. Mário Vicente Riccio Filho

Juiz de Fora
2024

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Monteiro, Paula Rosa.

Análise da influência do uso de geogrelhas em aterros sobre solos moles utilizando os métodos do equilíbrio limite e elementos finitos / Paula Rosa Monteiro. – 2024.

136 f.

Orientador: Mário Vicente Riccio Filho

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2024.

1. Solo mole. 2. Geossintéticos. 3. Análise numérica. 4. Análise por equilíbrio limite. I. Riccio Filho, Mário Vicente, orient. II. Título.

Paula Rosa Monteiro

Análise da influência do uso de geogrelhas em aterros sobre solos moles utilizando os métodos do equilíbrio limite e elementos finitos.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Aprovada em 22 de março de 2024.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho - Orientador e Presidente da Banca - UFJF

Prof. Dr. Heraldo Nunes Pitanga - Membro Titular Interno - UFJF

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha - Membro Titular Externo - EESC - USP

Prof. Dr. Marcio Marangon - Membro Titular Externo - UFJF

Juiz de Fora, 01/04/2024.



Documento assinado eletronicamente por **Fernando Henrique Martins Portelinha, Usuário Externo**, em 01/04/2024, às 16:19, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Heraldo Nunes Pitanga, Professor(a)**, em 01/04/2024, às 17:08, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Marcio Marangon, Professor(a)**, em



01/04/2024, às 17:22, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 04/04/2024, às 09:11, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Uff (www2.uff.br/SEI) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **1767940** e o código CRC **6B9DCE26**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me guiar e me amparar na minha caminhada até aqui.

Aos meus pais, Ana Luiza e João Miguel, agradeço pela nossa família, por serem minha base e por sempre me apoiarem e acreditarem em mim.

Ao Júnior, que mesmo de longe, deixou a caminhada mais leve desde o início.

Aos meus avós, Leda e Victor, por terem sido sempre presentes na minha vida.

À Vivian Bignoto, minha inspiração acadêmica e amiga para todas as horas.

À Vivian Lippi, que desde o início da faculdade esteve comigo, nos momentos de alegria e nos desafios.

À Fernanda e à Letícia, amigas que caminham comigo desde a infância e com as quais pude dividir todas as inseguranças e incertezas que me acompanharam durante o percurso até aqui.

Aos familiares e amigos que de alguma forma contribuíram com a minha formação pessoal e profissional.

Ao professor Mário Riccio, que aceitou me orientar nesta pesquisa. Obrigada pela atenção e pelo conhecimento compartilhado.

À banca examinadora, pela disponibilidade e atenção.

À FAPEMIG e à CAPES, pelo apoio financeiro.

À UFJF, por tornar possível a obtenção deste título. Ensino público, gratuito e de qualidade!

RESUMO

A ocupação do Brasil se deu a partir do litoral do território, local cujo solo predominante é mole e de baixa capacidade de suporte. Desse modo, técnicas de melhoramento de solos que pudessem tornar estes locais seguros para ocupação da população ao longo do tempo foram desenvolvidas, sendo a utilização de geossintéticos como reforço de solos moles umas das mais difundidas. A utilização de *softwares* baseados no Método do Equilíbrio Limite (MEL) e no Método dos Elementos Finitos (MEF), como Slide e Plaxis, vem sendo cada vez mais comum, já que permitem simular computacionalmente situações de campo, o que facilita as análises antes, durante e após a construção. O Aterro 2, apresentado por Huat (1995), foi estudado com a intenção de verificar de que forma a variação do módulo de rigidez (J) do reforço, da espessura da camada de argila (D) mole abaixo do aterro e a forma de aplicação do geossintético impactaria no fator de segurança (FS) na ruptura do aterro e também no recalque medido. Essas simulações foram feitas por dois métodos de cálculo diferentes, pelos *softwares* Slide e Plaxis 2D, de forma a comparar a abordagem dos dois programas. A maior parte das análises foi realizada com base no método de Rowe e Soderman (1985), que preconiza a utilização da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) como constante ao longo de toda a espessura de argila mole abaixo do aterro. Porém, visando a comparação entre métodos diferentes, utilizou-se também o método de Hinchberger e Rowe (2003), em que a S_u pode variar ao longo da camada de solo mole. Por fim, de modo a validar o modelo construído no *software* Plaxis 2D, utilizou-se dados medidos experimentalmente por Magnani (2006) e Magnani *et al.* (2009) e comparou-se estes valores com os resultados obtidos pela modelagem do aterro de Magnani (2006) no Plaxis. Os resultados demonstram que tanto a análise pelo MEL quanto a abordagem pelo MEF convergem para respostas semelhantes na maior parte das análises. Além disso, os métodos de Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003) apresentaram resultados próximos para as análises feitas, demonstrando ser interessante utilizar o primeiro, mais simples e difundido na Geotecnia. A validação do modelo por meio do aterro experimental de Magnani (2006) mostrou que este é representativo.

Palavras-chave: Solo mole; geossintéticos; análise numérica; análise por equilíbrio limite.

ABSTRACT

The settling of Brazil began from the coast of the territory, a place whose predominant soil is soft and has low support capacity. In consequence, soil improvement techniques that could make these places safe for the population to occupy over time were developed, with the use of geosynthetics to reinforce soft soils being one of the most widespread. The use of *software* based on the Limit Equilibrium Method (LEM) and the Finite Element Method (FEM), such as Slide and Plaxis, has become increasingly common, as they allow us to computationally simulate field situations, which facilitates analysis before, during and after construction. The Embankment 2, presented by Huat (1995), was studied with the intention of verifying how the variation in the stiffness modulus (J) of the reinforcement, the thickness of the soft clay layer (D) below the embankment and the form of application of the geosynthetic would impact the safety factor (SF) upon embankment failure and also the measured settlement. These simulations were carried out using two different calculation methods, using the *softwares* Slide and Plaxis 2D, in order to compare the approaches of the two programs. Most of the analyses were carried out based on the method of Rowe and Soderman (1985), which recommends the use of the undrained shear strength (S_u) as constant throughout the entire layer of soft clay below the embankment. However, with the aim of comparing different methods, the method of Hinchberger and Rowe (2003) was also used, in which S_u can vary throughout the soft soil layer. Finally, in order to validate the model built in the Plaxis 2D *software*, experimentally measured data by Magnani (2006) and Magnani *et al.* (2009) were used and compared with the results obtained by modeling the embankment by Magnani (2006) in Plaxis. The results demonstrate that both the LEM analysis and the FEM approach converge to similar answers in most analyses. Furthermore, the methods of Rowe and Soderman (1985) and Hinchberger and Rowe (2003) presented similar results for the analyses carried out, demonstrating how it would be most interesting to use the first, simpler and more widespread in Geotechnics. Validation of the model through the experimental embankment by Magnani (2006) showed that it is representative.

Keywords: Soft soil; geosynthetics; numerical analysis; limit equilibrium analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	– Detalhes de uma geogrelha	27
Figura 2	– Geogrelhas uni e biaxiais	27
Figura 3	– Geogrelha multiaxial	28
Figura 4	– Malha de elementos finitos para um problema plano	30
Figura 5	– Interface do <i>software</i> Slide	31
Figura 6	– Interface do <i>software</i> Plaxis 2D	32
Figura 7	– Seção transversal de um típico aterro reforçado	34
Figura 8	– Deformação compatível admissível, ϵ_a , versus parâmetro Ω	36
Figura 9	– Geometria típica de um aterro com S_u crescente com a profundidade	38
Figura 10	– Gráfico da relação entre a variação da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade (ρ_c) e a altura crítica do aterro sem reforço (H_c) para obtenção da deformação compatível admissível (ϵ_a)	39
Figura 11	– Local da ruptura dos aterros dos quilômetros 18 e 26	41
Figura 12	– Seção transversal e <i>layout</i> da parede do aterro do km 26	41
Figura 13	– Resistências ao cisalhamento não drenadas para os dois trechos	42
Figura 14	– Dados de monitoramento do aterro do km 26	43
Figura 15	– Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 na ruptura	44
Figura 16	– Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 após a reconstrução	45
Figura 17	– Seção transversal e <i>layout</i> da parede do aterro do km 18	45
Figura 18	– Dados de monitoramento do aterro do km 18	46
Figura 19	– Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 na ruptura	47
Figura 20	– Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 após a reconstrução	47
Figura 21	– Local do Aterro 1, seção transversal e perfil geotécnico	49
Figura 22	– Local do Aterro 2, seção transversal e perfil geotécnico	50
Figura 23	– Local do Aterro 3, seção transversal e perfil geotécnico	51
Figura 24	– Ruptura do Aterro 1	52
Figura 25	– Ruptura do Aterro 2	52
Figura 26	– Ruptura do Aterro 3	53

Figura 27	– Resultados de ensaio de Palheta: a) Aterro 2; b) os três aterros	54
Figura 28	– Evolução da altura e recalque do Aterro 2	56
Figura 29	– Ruptura do Aterro 5, rodovia BR-101/PE	57
Figura 30	– Localização dos ensaios realizados no Aterro 5	58
Figura 31	– Localização da instrumentação instalada no Aterro 5	58
Figura 32	– Resultados de resistência não drenada (S_u) e sensibilidade (S_t)	60
Figura 33	– Geometria do Aterro 2	62
Figura 34	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) no Slide	65
Figura 35	– FS com S_u variando e espessura de argila mole de 13 metros no Slide	67
Figura 36	– FS com S_u fixo e igual a 15,5 kPa e espessura de argila mole de 13 metros no Slide	68
Figura 37	– Relações D/B para cálculo de $(D/B)_e$	69
Figura 38	– Extrapolação da curva Rowe e Soderman (1985)	71
Figura 39	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Slide	71
Figura 40	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 6,5 metros ($D = 6,5$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Slide	72
Figura 41	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 4 metros e $J = 500$ kN/m no Slide	73
Figura 42	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 8 metros e $J = 500$ kN/m no Slide	74
Figura 43	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 12 metros e $J = 500$ kN/m no Slide	74
Figura 44	– Posição do reforço duplo no Slide	75
Figura 45	– Posição do reforço descontínuo no Slide	76
Figura 46	– Modelagem do Aterro 2 com camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) no Plaxis	78
Figura 47	– Etapa " <i>Calculation</i> " do Plaxis	79
Figura 48	– FS com S_u variando e espessura de argila mole de 13 metros no Plaxis	80
Figura 49	– FS com S_u fixo e igual a 15,5 kPa e espessura de argila mole de 13 metros no Plaxis	81
Figura 50	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Plaxis	82

Figura 51	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 6,5 metros ($D = 6,5$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m, no Plaxis	82
Figura 52	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 4 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis	83
Figura 53	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 8 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis	83
Figura 54	– Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 12 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis	84
Figura 55	– Posição do reforço duplo no Plaxis 2D	85
Figura 56	– Posição do reforço descontínuo no Plaxis	85
Figura 57	– Tração mobilizada que forneceu um $FS = 1,052$ pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Slide	89
Figura 58	– FS pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Slide	89
Figura 59	– Gráfico da relação entre a deformação compatível admissível (ϵ_a) e a altura crítica do aterro sem reforço (H_c)	90
Figura 60	– Módulo de rigidez utilizado no Plaxis considerando o S_u variável (H&R) ..	91
Figura 61	– FS pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Plaxis	91
Figura 62	– Módulo de rigidez utilizado no Plaxis considerando o S_u fixo (R&S)	92
Figura 63	– FS pelo método de Rowe e Soderman (1985) no Plaxis	92
Figura 64	– Tração mobilizada utilizada no Slide pelo método de Rowe e Soderman (1985)	93
Figura 65	– FS pelo método de Rowe e Soderman (1985) no Slide	94
Figura 66	– Seção transversal do aterro AE 2	95
Figura 67	– Modelo do aterro AE 2 no Plaxis	96
Figura 68	– Parâmetros inseridos no “ <i>soft soil model</i> ” para argila mole no Plaxis	98
Figura 69	– Inserção do valor de OCR no Plaxis	98
Figura 70	– Fase dois de cálculo do AE 2 no Plaxis	99
Figura 71	– FS do AE 2 pelo Plaxis	100
Figura 72	– Tração mobilizada na nona camada	101
Figura 73	– Tração mobilizada na décima camada	101
Figura 74	– Deslocamento horizontal medido no local do IC4	102
Figura 75	– Deslocamento horizontal medido no local do IC5	103
Figura 76	– Deslocamento horizontal medido no local do IC6	104

Figura 77	– Variação do FS com o módulo de rigidez em um aterro com espessura de argila mole de 13 metros	106
Figura 78	– Variação da tração mobilizada com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila mole de 13 metros	107
Figura 79	– Variação do FS com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila mole de 6,5 metros	108
Figura 80	– Variação da tração mobilizada com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila de 6,5 metros	109
Figura 81	– Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 500$ kN/m	110
Figura 82	– Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 500$ kN/m	110
Figura 83	– Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 4000$ kN/m ...	111
Figura 84	– Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 4000$ kN/m ...	112
Figura 85	– Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 8000$ kN/m ...	113
Figura 86	– Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 8000$ kN/m	113
Figura 87	– Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no FS pelo Slide	115
Figura 88	– Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no FS pelo Plaxis	116
Figura 89	– Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no FS pelo Slide	117
Figura 90	– Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no FS pelo Plaxis	118
Figura 91	– Influência do módulo de rigidez no recalque calculado numericamente para uma espessura de argila mole de 13 m	119
Figura 92	– Influência do módulo de rigidez no recalque calculado numericamente para uma espessura de argila mole de 6,5 m	120
Figura 93	– Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no recalque	121
Figura 94	– Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no recalque	122
Figura 95	– Comparação entre os métodos Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003)	123
Figura 96	– Tração máxima medida e calculada na nona e décima camada do aterro instrumentado por Magnani (2006)	124
Figura 97	– Deslocamentos horizontais para o IC4 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada	125

Figura 98	– Deslocamentos horizontais para o IC5 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada	126
Figura 99	– Deslocamentos horizontais para o IC6 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Fator de correção do reforço, α_r	40
Tabela 2	– Parâmetros dos solos dos três aterros compactados obtidos após a ruptura	54
Tabela 3	– Fatores de segurança dos três aterros	55
Tabela 4	– Resultados da caracterização física do local do Aterro 5	59
Tabela 5	– Valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) – palheta e triaxial UU e valores de sensibilidade	59
Tabela 6	– Dados do Aterro 2: aterro, camada de argila e de areia utilizados no Slide pelo método de Rowe e Soderman (1985)	65
Tabela 7	– Dados do Aterro 2: aterro, camada de argila e de areia utilizados no Plaxis pelo método de Rowe e Soderman (1985)	77
Tabela 8	– Dados do Aterro 2 e da camada de argila utilizados na modelagem pelo método de Hinchberger e Rowe (2003)	86
Tabela 9	– Dados do AE 2 utilizados no Plaxis	96
Tabela 10	– Dados da argila mole e da areia utilizados no Plaxis	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AE 2	Aterro 2
CC	Célula de Carga
CIU	Ensaio Triaxial Consolidado não Drenado
DER-SP	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo
EMV	Extensômetros Magnéticos Verticais
FS	Fator de Segurança
FEM	Finite Element Method
H&R	Método de Hinchberger e Rowe (2003)
IC	Inclinômetro
IC4	Inclinômetro 4
IC5	Inclinômetro 5
IC6	Inclinômetro 6
IGS	International Geosynthetic Society
IP	Índice de Plasticidade
ISO	International Organization for Standardization – Organização Internacional para Padronização
LEM	Limit Equilibrium Method
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método do Equilíbrio Limite
NBR	Norma Técnica Brasileira
N _{SPT}	Índice de Resistência à Penetração
OCR	Razão de Sobre-adensamento
P1	Piezômetro 1
P2	Piezômetro 2
P3	Piezômetro 3
P4	Piezômetro 4
PA	Poliamida
PC	Placas de Recalque

PE	Pernambuco
PE	Polietileno
PEAD	Polipropileno de Alta Densidade
PEBD	Polietileno de Baixa Densidade
PELBD	Polipropileno Linear de Baixa Densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PVC	Policloreto de Vinila
PZE	Piezômetros Elétricos
RJ	Rio de Janeiro
R&S	Método de Rowe e Soderman (1985)
S1	Placa de Recalque 1
S2	Placa de Recalque 2
S3	Placa de Recalque 3
S4	Placa de Recalque 4
SF	Safety factor
SC	Santa Catarina
SEM	Solo Estabilizado Mecanicamente
SF	Areia fina
SP	São Paulo
SPT	Standard Penetration Test
UU	Ensaio Triaxial não Consolidado e não Drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

Δu	Acréscimo de poro pressão
$\Delta \sigma'$	Acréscimo de tensão efetiva
$\Delta \sigma$	Acréscimo de tensão total
H_c	Altura do Talude na Ruptura
φ	Ângulo de Atrito
C	Argila
c_v	Coefficiente de Adensamento Vertical
C_c	Coefficiente de Compressibilidade
μ	Coefficiente de Correção de Bjerrum
C_s	Coefficiente de Expansão
k_x	Coefficiente de Permeabilidade na Direção x
k_y	Coefficiente de Permeabilidade na Direção y
ν	Coefficiente de Poisson
c	Coesão
ε_a	Deformação Compatível Admissível
N_c	Fator de Capacidade de Carga
H	Horizontal
ρ_c	Incremento da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade
e_0	Índice de Vazios Inicial
B	Largura da Base do Aterro Medida na Crista do Talude
B^*	Largura da Base do Aterro Medida no Pé do Talude
M	Marcos Superficiais
E'	Módulo de Elasticidade Drenado do Solo
E'_{oed}	Módulo de Elasticidade Drenado oedométrico do Solo
E_u	Módulo de Elasticidade não Drenado do Solo
$E_{u,oed}$	Módulo de Elasticidade não Drenado oedométrico do Solo
J	Módulo de Rigidez
Ω	Parâmetro Adimensional Único do Método de Rowe e Soderman (1985)
γ_{unsat}	Peso Específico Aparente Insaturado
γ_{nat}	Peso Específico Aparente Natural

γ_f	Peso Específico Aparente Natural do Aterro
γ_{at}	Peso Específico Aparente Natural do Aterro
γ_{sat}	Peso Específico Aparente Saturado
γ_d	Peso Específico Aparente Seco
γ_s	Peso Específico dos Grãos
D	Profundidade de Solo Mole Abaixo do Aterro
$(D/B)_e$	Relação entre a Profundidade de Solo Mole Abaixo do Aterro e a Largura da sua Crista
c_u	Resistência ao Cisalhamento não Drenado
S_u	Resistência ao Cisalhamento não Drenado
S_{u0}	Resistência ao Cisalhamento não Drenado Fatorada
S_t	Sensibilidade
M	Silte
ρS_u	Taxa de Variação da Resistência ao Cisalhamento não Drenado Fatorada
W_n	Teor de Umidade Natural
T_{adm}	Tração Admissível
T_p	Tração de Projeto
T	Tração Mobilizada
V	Vertical

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	20
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	SOLOS MOLES	23
2.2	GEOSINTÉTICOS	25
2.3	GEOGRELHAS	26
2.4	MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE	28
2.5	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	30
2.6	SLIDE	31
2.7	PLAXIS	32
2.8	MÉTODO DE ROWE E SODERMAN (1985)	33
2.9	MÉTODO DE HINCHBERGER E ROWE (2003)	37
2.10	EXEMPLOS DE RUPTURAS	40
2.10.1	Roy e Singh (2008)	40
2.10.1.1	<i>Aterro km 26</i>	<i>41</i>
2.10.1.2	<i>Aterro km 18</i>	<i>45</i>
2.10.2	Huat (1995)	50
2.10.3	Souza Neto <i>et al.</i> (2022)	56
3	METODOLOGIA	61
3.1	DEFINIÇÃO DO PROBLEMA	61
3.2	ROWE E SODERMAN (1985)	62
3.2.1	Análise de Estabilidade por meio do MEL (Equilíbrio Limite)	64
3.2.1.1	<i>Geossintético</i>	<i>68</i>
3.2.1.2	<i>Variação de D/B</i>	<i>72</i>
3.2.1.3	<i>Espessura da camada de argila</i>	<i>72</i>
3.2.1.4	<i>Reforço duplo</i>	<i>74</i>
3.2.1.5	<i>Reforço descontínuo</i>	<i>75</i>
3.2.2	Análise de Estabilidade por meio do MEF (Análise Numérica)	76
3.2.2.1	<i>Geossintético</i>	<i>81</i>

3.2.2.2	<i>Variação de D/B</i>	82
3.2.2.3	<i>Espessura da camada de argila</i>	82
3.2.2.4	<i>Reforço duplo</i>	84
3.2.2.5	<i>Reforço descontínuo</i>	85
3.2.2.6	<i>Recalque</i>	85
3.3	HINCHBERGER E ROWE (2003)	86
3.4	ATERRO INSTRUMENTADO	94
3.4.1	Tração mobilizada	100
3.4.2	Deslocamento horizontal	101
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	105
4.1	VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ (J)	105
4.2	VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA RAZÃO (D/B)	109
4.3	VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA INSERÇÃO DE DUAS CAMADAS DE GEOSSINTÉTICO	114
4.3.1	Equilíbrio Limite	114
4.3.2	Análise Numérica	115
4.4	VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DO REFORÇO DE FORMA DESCONTÍNUA	116
4.4.1	Equilíbrio Limite	117
4.4.2	Análise Numérica	117
4.5	VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ (J)	118
4.6	VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DA INSERÇÃO DE DUAS CAMADAS DE GEOSSINTÉTICO	120
4.7	VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DO REFORÇO DE FORMA DESCONTÍNUA	121
4.8	HINCHBERGER E ROWE (2003)	122
4.9	ATERRO INSTRUMENTADO	123
4.9.1	Tração mobilizada	124
4.9.2	Deslocamento horizontal	125
5	CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	128
	REFERÊNCIAS	130
	APÊNDICE A – Análise do parâmetro Ω (ômega) e módulos E', E_u, E'_{oed}, $E_{u,oed}$	134

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, o início da ocupação do território brasileiro se deu pela costa litorânea do país, devido à facilidade de acesso à região pelos povos que estavam chegando por meio do oceano Atlântico. Porém, o solo presente nesses locais apresenta baixa capacidade de suporte, cujos “depósitos marinhos e aluvionares de argila mole de formação recente” são os principais constituintes das Baixadas Santista e Fluminense, do litoral Sul do Brasil e de alguns estados do Nordeste, como Bahia e Sergipe (Magnani, 2006, p. 1).

A problemática dos rompimentos de aterros construídos sobre solos moles não é recente, assim como não são poucas as técnicas construtivas criadas para resolver e minimizar os danos advindos da baixa capacidade de suporte destes materiais. Entende-se como solo muito mole um material que possui resistência não drenada menor que 25 kPa (Terzaghi, 1943 *apud* Almeida; Marques, 2014) ou cujo número de golpes no ensaio SPT seja menor que 2 (ABNT, 2020). Já um solo mole apresenta um índice de resistência à penetração entre 3 e 5 (ABNT, 2020).

Considerando a necessidade de se ocupar cada vez mais locais cujos terrenos não são compostos por materiais ideais para a prática da Engenharia Civil, é notório um aumento da demanda por obras civis em locais cujos solos apresentam pouca resistência. Dessa forma, por se observar um certo esgotamento dos terrenos de solos com qualidade boa para a construção nas regiões das grandes cidades e principais rodovias do país, é compreensível que ocorram rupturas de fundação de aterros sobre solos moles construídos nessas condições (Magnani, 2006).

Neste contexto, encontram-se os geossintéticos. Estes são materiais constituídos de polímeros e que possuem diversas funções, como proteção ambiental, drenagem e filtração, controle de erosão, reforço e estabilização de solos, barreiras para fluidos e gases, barreira de sedimentos, entre outras (Palmeira, 2018). Assim, os geossintéticos se mostram como uma das soluções mais utilizadas no mundo para melhorar a estabilidade de construções em aterros sobre solos moles, o que permite atuar principalmente como reforço na base dos aterros (Magnani, 2006).

Além disso, segundo Rowe e Li (2005), a aplicação do reforço geossintético pode ser responsável por reduzir o custo e aumentar a viabilidade da construção, além de aumentar o fator de segurança (FS) do aterro contra uma falha por deslizamento rotacional, o que aumenta, então, a estabilidade dos aterros construídos em solos moles. A avaliação da necessidade em se utilizar um reforço geossintético, de acordo com os autores, parte da

análise da possibilidade de se construir o aterro com a altura de projeto e com o FS contra a ruptura em condições não drenadas superior a um. Caso não seja possível obter a altura desejada de forma segura, a utilização do reforço passa a ser considerada.

A geogrelha é um tipo específico de geossintético definida pela NBR 10318 (ABNT, 2021, p. 3) como a:

Estrutura polimérica plana, constituída por uma malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, que podem ser unidos por extrusão, solda ou interlooping ou entrelaçamento, e cujas aberturas são maiores que os elementos constituintes.

Segundo Magnani (2006), embora exista uma tendência em se utilizar o Método dos Elementos Finitos (MEF) para contabilizar os esforços mobilizados no reforço, este é um método que carece de muitas informações do solo local, além de um operador experiente para conduzir a análise de forma correta. Por outro lado, a utilização do Método do Equilíbrio Limite (MEL) pode estar relacionada a uma superestimação da tração fornecida ao cálculo, que muitas vezes nem é possível de ser aplicada em campo, o que gera valores de FS e deslocamentos da estrutura que não condizem com a realidade. Utilizar os dois métodos e comparar os resultados obtidos por eles passa a ser interessante já que ambos apresentam limitações e podem impactar diretamente no resultado final da modelagem computacional.

Dessa forma, uma vez que o solo mole é um material muito comum nas regiões litorâneas e ribeirinhas do Brasil (Souza Neto *et al.*, 2022), aliado ao fato de que essas são justamente as áreas mais populosas do país, o estudo de técnicas que viabilizem a ocupação desses locais é algo extremamente necessário. A utilização de geogrelhas como reforço de solos moles é uma das técnicas mais comuns. Analisar a sua influência considerando variáveis diferentes, como o seu módulo de rigidez (J), a sua forma de aplicação, a espessura de solo mole abaixo do local a ser reforçado, além das respostas de *softwares* em termos de tração mobilizada (T) no reforço, recalque e FS contra a ruptura é de extrema relevância.

Assim, diante do panorama apresentado, a presente pesquisa visa estudar um assunto relevante e cada vez mais evidente nas construções no território brasileiro, um país extenso e que concentra boa parte da sua população e infraestrutura de transportes em locais de solo com baixa capacidade de suporte. Entender os mecanismos de ação de um reforço geossintético em um solo mole por meio de programas computacionais se mostra como uma ferramenta interessante.

1.1 OBJETIVOS

A pesquisa tem como objetivo principal comparar previsões de fatores de segurança (FS) contra a ruptura determinados pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e por meio do Método do Equilíbrio Limite (MEL). Para tal, foi analisado um aterro construído sobre solo mole documentado por Huat (1995), um aterro não reforçado com geossintético e que sofreu a ruptura em sua fundação. Este aterro foi analisado nesta pesquisa considerando a situação hipotética de reforço com geossintético, a fim de verificar o impacto deste no FS do aterro. Como objetivos específicos têm-se:

- a) Calibrar o modelo numérico com base no aterro instrumentado por Magnani *et al.* (2009) a fim de validá-lo;
- b) Avaliar a influência da espessura da camada de solo mole (D) nos valores dos esforços mobilizados no reforço e no fator de segurança (FS) contra a ruptura;
- c) Identificar as contribuições do reforço na estabilidade do aterro e a influência da relação entre a espessura da camada de argila mole e a largura do aterro (D/B) no fator de segurança e na tração no geossintético (T);
- d) Avaliar o impacto da consideração de se utilizar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) constante ou variável ao longo da espessura da camada de argila ao comparar, em um caso específico, os resultados obtidos pela metodologia de Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003);
- e) Verificar a influência do módulo de rigidez (J) do geossintético no fator de segurança e no recalque do aterro;
- f) Verificar a efetividade de se utilizar dois reforços, cada um com metade da rigidez do reforço original (1 reforço), no aumento do fator de segurança;
- g) Avaliar a possibilidade de aplicar o reforço geossintético apenas nas extremidades do aterro.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho conta com 5 capítulos, estruturados da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: Apresenta a contextualização do tema, a justificativa da pesquisa, os objetivos e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: Neste capítulo, é feita uma revisão da literatura sobre solos moles, geossintéticos, geogrelhas, Método do Equilíbrio Limite, Método dos Elementos Finitos, *softwares* Slide e Plaxis 2D, método de Rowe e Soderman (1985), método de Hinchberger e Rowe (2003) e são apresentados diversos casos de rupturas de aterros

construídos sobre solos moles no Brasil e no mundo a fim de mostrar como este tema é comum e relevante de ser estudado.

Capítulo 3 – Metodologia: No capítulo 3, são apresentados os métodos utilizados nos softwares Slide e Plaxis 2D.

Capítulo 4 – Resultados e discussões: São explicitados os resultados obtidos na pesquisa por meio de gráficos comparativos entre os resultados dos softwares Slide e Plaxis 2D, mostrando como a variação da geometria do maciço, a mudança do módulo de rigidez do geossintético utilizado e a sua forma de aplicação impactam no fator de segurança e no recalque do aterro na sua ruptura.

Capítulo 5 – Conclusões e sugestão para trabalhos futuros: No último capítulo, são apresentadas as conclusões do estudo, levando em consideração os resultados obtidos, e uma sugestão para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os temas abordados na pesquisa. São mostradas conceituações sobre solos moles, geossintéticos e geogrelhas, além da apresentação do Método do Equilíbrio Limite (MEL) e do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os *softwares* utilizados na pesquisa, Slide e Plaxis 2D, também são apresentados. Por fim, são expostos os métodos de cálculo de Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003) e são apresentados alguns exemplos de casos de rupturas de aterros construídos sobre solos moles.

2.1 SOLOS MOLES

Chiossi (2013, p. 81) conceitua o solo para os engenheiros como sendo “todo tipo de material orgânico ou inorgânico inconsolidado ou parcialmente cimentado encontrado na superfície”, o que é chamado de rocha sedimentar ou de sedimento pela Geologia. Segundo o autor, os solos podem ser residuais ou transportados, a depender da origem dos seus componentes, oriundos da decomposição e desintegração pelo intemperismo da rocha mãe que lhes deu origem.

Os solos residuais, muito comuns na região centro-sul do país, são os solos que permanecem no local de origem da transformação da rocha mãe em solo. Podem ser jovens ou maduros, de acordo com o grau de decomposição dos minerais que o formam. Assim, os solos residuais são encontrados em horizontes com grau de intemperismo decrescente. A camada superficial é conhecida como solo residual maduro, um material homogêneo e que não possui mais a mesma estrutura da rocha-mãe. O solo residual jovem, também chamado de solo saprolítico ou solo de alteração de rocha, embora mantenha a estrutura original da rocha que lhe deu origem, perdeu a sua consistência. Por último, tem-se a rocha alterada, material que, embora apresente certa desintegração, ainda mantém grandes blocos da rocha original (Chiossi, 2013; Souza Pinto, 2006).

Já os solos transportados recebem esta nomenclatura pois são encontrados em locais diferentes daqueles da transformação da rocha que os deu origem. Eles podem ser aluvionares, quando o transporte dos sedimentos se dá pela ação da água, coluvionares, cujo transporte dos materiais se dá pela gravidade, eólicos, em que o vento é o agente transportador, ou orgânicos, solos encontrados em baixadas litorâneas, baixadas marginais de

rios e bacias e depressões continentais. Nas regiões litorâneas do Brasil, como Rio de Janeiro (RJ) e Santos (SP), são encontradas as argilas orgânicas marinhas moles (Chiossi, 2013).

De acordo com DNER (1990) *apud* Mello (2019), qualquer acúmulo de solo, altamente plástico e compressível, misturado com animais e vegetais em decomposição pode ser denominado de solo orgânico e mole. Já o Departamento de Estrada de Rodagem de São Paulo (DER-SP, 2006) define solo mole como um material com alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte. Dessa forma, precisam passar por algum tipo de tratamento para que possam ser utilizados em bases de aterros. Caso contrário, sofrerão com problemas de estabilidade e recalques, prejudicando e até mesmo inviabilizando a obra civil.

A ABNT NBR 6484 (ABNT, 2020), norma do ensaio SPT (“*Standart Penetration Test*”), classifica um solo como sendo mole em função do índice de resistência à penetração (N_{spt}). De acordo com esta norma, argilas e siltes argilosos são classificados como muito moles caso $N_{spt} \leq 2$ e são classificados como moles caso $3 \leq N_{spt} \leq 5$.

No Brasil, são encontrados depósitos de solos moles por todo o litoral, sendo as Baixadas Fluminense (RJ) e Santista (SP), as cidades de Recife (PE) e Florianópolis (SC) e a Rodovia BR101-S alguns dos locais mais estudados atualmente, de acordo com Almeida e Marques (2014). A ocupação do país foi iniciada exatamente por essas áreas, por toda a costa brasileira, o que acabou contribuindo com o desenvolvimento das técnicas aplicadas hoje em dia nas construções sobre aterros de baixa capacidade de suporte. Esses materiais podem ser caracterizados como sendo muito compressíveis, pouco resistentes ao cisalhamento e pouco condutivos hidraulicamente (Souza Neto *et al.*, 2022).

Dessa forma, por ser um material muito presente no território brasileiro e, em especial, nas regiões mais populosas do país, as construções em aterros sobre solos moles não podem ser inviabilizadas apenas por este fato. Porém, diversas questões podem influenciar na escolha do método construtivo a ser utilizado, como custo, prazo de construção, características do solo mole e até mesmo o tipo de vizinhança encontrado nos arredores do depósito (Almeida; Marques, 2014).

Como é um material presente nas costas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas, fica claro que é um tipo de solo que pode ser encontrado em todo o mundo (Souza Neto *et al.*, 2022). Dessa forma, o desenvolvimento de técnicas que viabilizem a construção nesses locais foi sendo gradativamente aprimorado, equipamentos foram surgindo, novos materiais foram empregados, profissionais foram se capacitando e, conseqüentemente, a construção em aterros sobre solos moles foi facilitada.

Existem basicamente quatro formas de lidar com um terreno com solo mole; evitar a construção naquele local, tratar o solo mole com técnicas específicas, remover o solo local e substituir por outro de melhor qualidade ou então projetar a obra respeitando as limitações do solo mole local. Essa escolha pode ser impactada por diversas questões, como a disponibilidade de equipamento de remoção do solo ruim e a consequente oferta de material bom próximo ao local e o custo envolvido em cada escolha, por exemplo (Souza Neto *et al.*, 2022).

Segundo Almeida e Marques (2014), algumas das técnicas utilizadas em construções sobre solos moles são: substituição total ou parcial do solo, utilização de sobrecarga temporária, pré-carregamento a vácuo, drenos verticais, colunas de solo estabilizado, aterro sobre estacas, colunas de brita convencionais e encamisadas, aterros leves, aterro reforçado com geossintético, bermas laterais e reforço, construção em etapas e redução da altura do aterro. Desta maneira, é perceptível que as ferramentas para a construção em um depósito de baixa capacidade de suporte são muitas. O presente trabalho tem foco no estudo da solução de aterro reforçado com geossintético.

2.2 GEOSSINTÉTICOS

De acordo com a NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2021, p. 2), geossintético é um:

Termo genérico que descreve um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações de engenharia geotécnica e civil.

Dessa forma, é ressaltado o caráter multifuncional e abrangente dos geossintéticos, que podem ser utilizados em diversas aplicações, nas mais diferentes áreas da engenharia geotécnica, como drenagem, filtração, proteção, reforço, separação, controle de erosão, barreira, alívio de tensão e estabilização, por exemplo (ABNT 2021).

De acordo com Palmeira *et al.* (2021), a utilização dos geossintéticos em obras de engenharia geotécnica e de proteção ambiental vem crescendo devido a sua facilidade de transporte, ao seu custo-benefício e a sua rápida e simples instalação. Porém, a redução da utilização de materiais naturais e a consequente redução dos impactos ambientais gerados por uma obra geotécnica que utiliza geossintéticos quando comparada com uma obra tradicional também tem contribuído bem para o aumento da utilização destes materiais.

Embora seja uma tendência mundial a preocupação com o consumo exagerado e a destinação incorreta de plásticos, a utilização destes materiais na Engenharia Geotécnica se

apresenta como uma alternativa mais benéfica do que a utilização de outros materiais convencionais de engenharia, como aço e alumínio, devido ao alto consumo de energia envolvido na fabricação destes metais (Palmeira, 2018).

De acordo com Lopes *et al.* (2020), a quantidade de tipos de geossintéticos diferentes aumentou consideravelmente nas últimas décadas. Enquanto em 1970 eram aproximadamente cinco ou seis tipos, hoje em dia pode-se encontrar mais de 600 geossintéticos diferentes no mercado. Dentre os tipos comercializados, Palmeira (2018) destaca geobarras, geotêxteis tecidos e não tecidos, geogrelhas, geotiras, geocélulas, geocompostos, geoespaçadores, geoeexpandidos, geoblocos ou geoespumas, geofibras, geofôrmas, georredes, geomantas, geomebranas, geotubos, geossintéticos eletrocinéticos para drenagem e, finalmente, tubos geotêxteis.

A escolha do tipo de geossintético a ser utilizado está diretamente relacionado à finalidade a qual ele será empregado. Obras de barragens, melhoramento e reforço de solos moles, rodovias e ferrovias, estruturas de contenção, canais, aterros de resíduos e estruturas subterrâneas são algumas das obras em que os geossintéticos podem ser aplicados (Lopes *et al.*, 2020).

Com relação à utilização destes materiais em aterros sobre solos moles, existem basicamente duas aplicabilidades mais favoráveis à sua utilização. A primeira seria como reforço, que visa um aumento do fator de segurança e possibilita uma melhor distribuição das tensões no solo. Com isso, torna-se possível construir um aterro mais alto, de forma mais rápida e que pode ser até mais íngreme do que um aterro não reforçado com o geossintético. A outra aplicabilidade está atrelada a aceleração de recalques por adensamento, quando em solos moles saturados (Palmeira, 2018).

2.3 GEOGRELHAS

As geogrelhas, “estruturas planas em forma de grelha constituídas por elementos com função predominantemente de resistência à tração” (Palmeira, 2018, p. 4), são classificadas em extrudadas, soldadas ou tecidas. As primeiras são oriundas do processo de extrusão seguido do processo de estiramento, que pode ser 1D, caso o estiramento seja feito em uma direção, ou 2D, quando o estiramento é em duas direções. Nas geogrelhas soldadas, as juntas entre os filamentos longitudinais e transversais são unidas por meio de soldas. Por fim, as geogrelhas tecidas são tricotadas ou tecidas nas juntas entre os elementos transversais e longitudinais (Palmeira, 2018).

De acordo com a International Geosynthetic Society (IGS, 2020, p. 1), as geogrelhas “são materiais geossintéticos com forma de grelha”, cuja principal aplicação é em reforço de solo. Na Figura 1, é mostrada, respectivamente, a geogrelha em detalhe (a), sua aplicação sobre um solo (b) e seu manuseio por um operador (c).

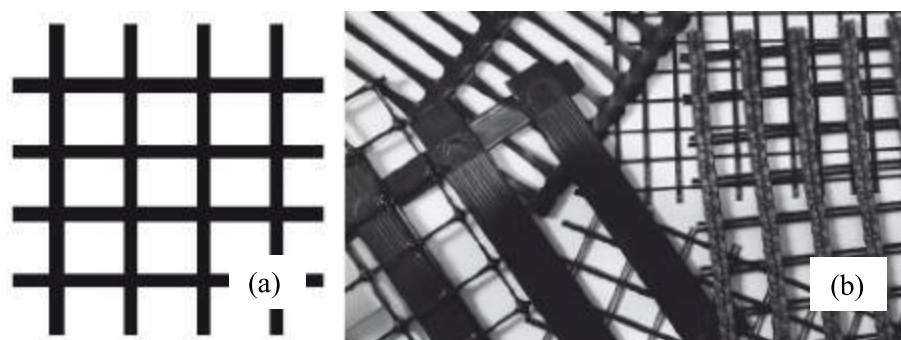
Figura 1 – Detalhes de uma geogrelha



Fonte: Geossintec (2023).

Segundo Palmeira (2018, p. 4), “as geogrelhas podem apresentar anisotropia de resistência e rigidez à tração nas direções normal e paralela à direção do eixo do rolo”. Nas geogrelhas uniaxiais, existe uma direção em que a resistência e a rigidez à tração serão muito maiores que na outra, sendo então muito importante levar isto em consideração na hora do cálculo e da aplicação do material em campo. Já nas geogrelhas biaxiais, os valores de resistência e rigidez à tração são iguais ou muito próximos nas duas direções. Existem também as geogrelhas multiaxiais, com abertura em forma de triângulo, que irão apresentar as propriedades com valores próximos em todas as direções. Na Figura 2, são mostradas as geogrelhas uniaxiais (a) e biaxiais típicas (b), enquanto na Figura 3, é mostrada uma geogrelha multiaxial.

Figura 2 – Geogrelhas uni e biaxiais



Fonte: Palmeira (2018).

Figura 3 – Geogrelha multiaxial



Fonte: Palmeira (2018).

Vertematti e ABINT (2004) afirmam que as geogrelhas podem ser constituídas de poliamida (PA), policloreto de vinila (PVC), poliéster (PET), polietileno (PE) e polipropileno (PP), todos polímeros, ou seja, o componente principal é o plástico. O PE pode ser encontrado na forma de polipropileno linear de baixa densidade (PELBD), polietileno de baixa densidade (PEBD) ou polipropileno de alta densidade (PEAD), cujo último é o mais resistente e o primeiro, o menos resistente. O PET, embora seja conhecido por ser utilizado em embalagens plásticas, é muito utilizado como matriz para reforço de fibra de vidro. Já o PP, apresenta boa resistência mecânica, à fadiga, ao ataque químico e boa rigidez. O PVC, por sua vez, é encontrado na forma rígida ou flexível, a depender da adição ou não de aditivo plastificante na sua fabricação. Por fim, o PA ou nylon, apresenta rigidez, resistência e dureza excelentes (Palmeira, 2018).

2.4 MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE

Segundo Massad (2010, recurso *online*), o método é chamado de “Equilíbrio Limite” pois é baseado "na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento". Dessa forma, conhecendo-se as forças atuantes no maciço de solo e por meio de equações de equilíbrio, obtém-se as tensões cisalhantes, que são comparadas então com a resistência ao cisalhamento do solo.

De acordo com Aguilera (2009), o Método do Equilíbrio Limite (MEL) é baseado na determinação do fator de segurança (FS), que é “uma relação entre a resistência ao corte real do talude e a tensão de corte crítica que tentam provocar a falha, ao longo de uma suposta

superfície” (Fellenius, 1922 *apud* Aguilera, 2009, p. 61). Este conceito também pode ser aplicado ao caso de fundação de aterro sobre solo mole.

Porém, os pressupostos adotados no método acabam simplificando demais o problema, o que compromete o resultado final. O primeiro deles considera que o solo não se deforma, apenas se rompe bruscamente, ou seja, o solo é considerado como um material rígido-plástico. O segundo pressuposto é baseado na aceitação de que, até o momento imediatamente anterior a ruptura, as equações de equilíbrio estático são válidas, mas, na realidade, o processo neste momento já é dinâmico. Por último, considera-se que o valor do FS é constante ao longo de toda a falha, ou seja, o método supõe que as tensões de cisalhamento são as mesmas em toda a estrutura, o que não acontece na realidade (Massad, 2010).

Os principais métodos desenvolvidos para as análises de Equilíbrio Limite são Bishop (1955), Janbu (1954), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967). Esses métodos são utilizados por programas computacionais que utilizam o MEL, como o Slide 5.0. Segundo Gerscovich (2016), os métodos mais utilizados na prática são os de Bishop simplificado e Janbu, sendo que o primeiro considera a superfície de ruptura como sendo circular e o segundo considera uma superfície não circular. Segundo o autor, o FS obtido pelo método de Bishop simplificado se diferencia apenas em 5% do valor obtido por métodos mais conservadores, como Spencer, por exemplo, sendo então um bom método para se estimar o FS.

Assim, algumas limitações do método, como a simplicidade do modelo de falha considerado em comparação com a complexidade envolvida nos mecanismos de falha dos solos, a suposição de que as tensões são uniformemente distribuídas ao longo da superfície de falha e a utilização de uma análise estática, acabam por invalidar a sua utilização em algumas situações mais específicas e complexas (Aguilera, 2009).

Para a análise do FS de um aterro sobre solo mole reforçado com geossintético, o MEL não considera a rigidez relativa solo-reforço e, desta forma, a tração mobilizada no reforço, em função de sua deformação, não fica determinada. A consideração da tração máxima nominal do geossintético dividida pelo produto dos fatores de redução como sendo a tração desenvolvida no geossintético pode conduzir a erros consideráveis ao se utilizar o MEL. Buscando contornar tal fato, Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003) propõem metodologias para determinação da deformação compatível admissível (ϵ_a) do geossintético que, multiplicada pelo seu módulo de rigidez (J), fornece a tração mobilizada a ser utilizada no *software* de MEL.

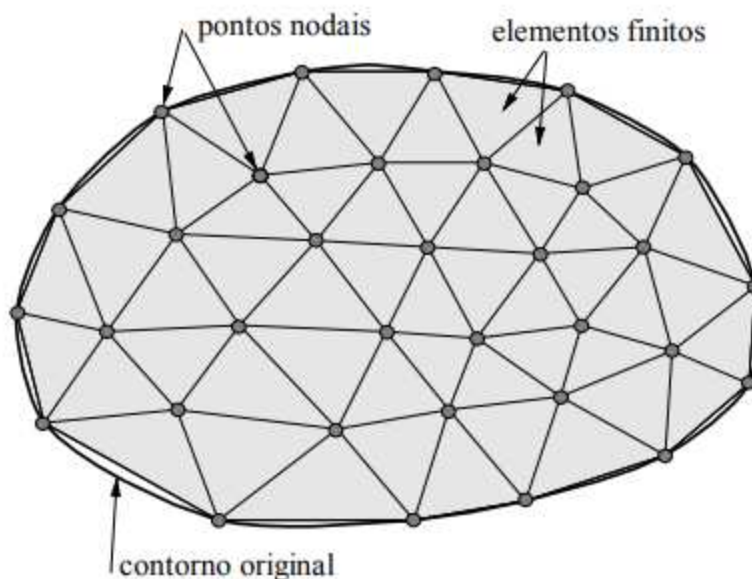
2.5 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Melconian (2014, p. 50), o Método dos Elementos Finitos (MEF) é:

Um método numérico aproximado para a análise de diversos fenômenos físicos que ocorrem em meios contínuos e que são descritos por meio de equações diferenciais parciais, com determinadas condições de contorno que são resolvidas por meio de equações matriciais.

Sadd (2021) diz que o conceito do método é baseado na divisão da região a ser estudada em sub-regiões de geometria mais simples, cujos triângulos e quadriláteros são as geometrias mais comuns para problemas de duas dimensões. Esta abordagem, inclusive, já é utilizada na Engenharia há bastante tempo, já que transformar um problema complexo em algo mais simples facilita a sua resolução. Na Figura 4, é mostrada uma malha de elementos finitos criada para resolver um problema plano, em que uma geometria oval foi dividida em partes menores, constituídas por triângulos.

Figura 4 – Malha de elementos finitos para um problema plano



Fonte: Souza (2003).

Sendo então uma região bem definida, os domínios criados são chamados de “elementos finitos”, o que justifica o nome do método. O conjunto dos elementos finitos e dos pontos nodais, pontos de conexão entre os elementos finitos, é chamado de malha de elementos finitos (Souza, 2003). O programa Plaxis utiliza justamente desta metodologia de cálculo, ou seja, a geometria estudada é transformada em uma malha de elementos finitos que

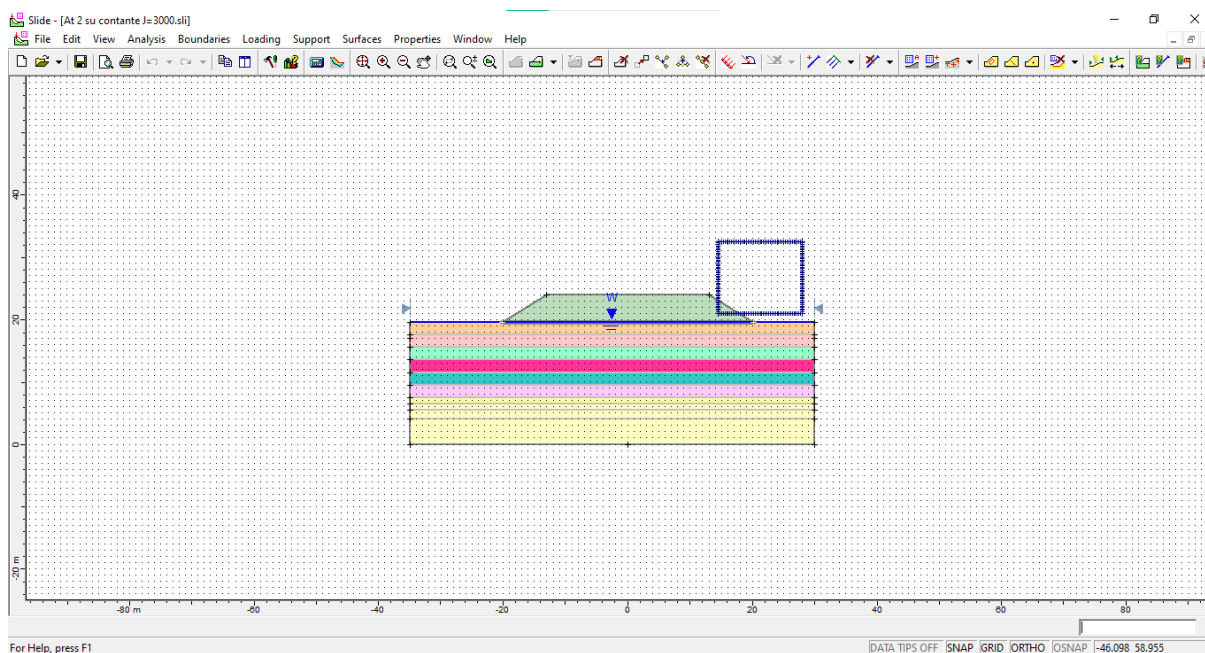
é rapidamente analisada pelo programa e a partir daí o *software* fornece os dados de saída para o usuário.

2.6 SLIDE

De acordo com o manual de utilização do *software* Slide, este é um programa de estabilidade de taludes, utilizado para avaliar a estabilidade de superfícies de falha tanto circulares quanto não circulares de taludes de solo e rocha (Rocscience, 2003). Assim, é um programa geotécnico que permite simular computacionalmente situações de campo relacionadas a aterros. O programa é baseado no Método do Equilíbrio Limite (MEL) e fornece como dado de saída a superfície crítica de deslizamento para um determinado declive.

A interface do programa, mostrada na Figura 5, é bem intuitiva e fácil de ser utilizada, embora projetos complexos também possam ser modelados. É possível desenhar o aterro de acordo com sua geometria real, criar diferentes camadas de materiais com suas características específicas, posicionar o nível d'água de acordo com a situação estudada, introduzir um reforço geossintético entre camadas, posicionar um carregamento externo ao aterro, dentre várias outras funções.

Figura 5 – Interface do *software* Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Após a inserção dos dados referentes ao problema, é possível escolher o método de cálculo a ser utilizado para a obtenção do fator de segurança, como Bishop simplificado, Janbu e Spencer, por exemplo. Em seguida, parte-se para o cálculo do fator de segurança (FS), feito de forma automática pelo *software*.

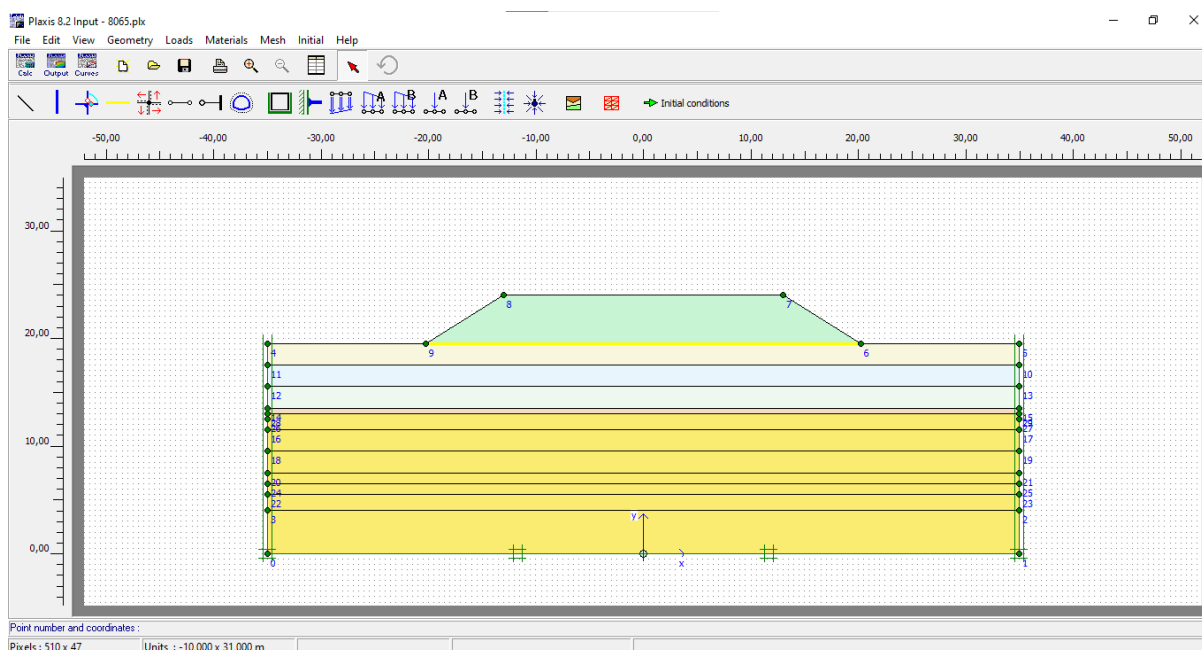
O programa foi utilizado aqui com a intenção de obter o FS de um determinado aterro a ser estudado, a fim de comparar o valor fornecido pelo *software* Slide com o valor encontrado no *software* Plaxis 2D.

2.7 PLAXIS

O *software* Plaxis 2D é um programa de elementos finitos que usa modelos de solos para simular o seu comportamento em aplicações geotécnicas. Assim, é um programa mais completo e que fornece resultados mais realísticos, já que utiliza de um número maior de parâmetros do local a ser modelado e de uma metodologia mais complexa que a utilizada pelo Slide. O programa faz análises de deformação, estabilidade e fluxo de águas subterrâneas em projetos de engenharia geotécnica (Bentley, 2023).

No programa, é possível projetar barragens, escavações, aterros e túneis, além de calcular deformações, tensões no solo, fluxo e pressões de água, forças estruturais e fluxo térmico para deformações planas 2D e problemas axissimétricos (Bentley, 2023). A interface do programa pode ser vista na Figura 6.

Figura 6 – Interface do *software* Plaxis 2D



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Assim como no Slide, informações da geometria e dos materiais são inseridas no início da modelagem. Porém, no Plaxis, é possível gerar malhas de tensões, posicionar o nível d'água e gerar as pressões de água, além da obtenção das tensões iniciais, na aba “*Input*”. Na parte do cálculo propriamente dito, “*Calculation*”, as fases de cálculo são criadas e por fim obtém-se o FS do aterro. Nas abas “*Output*” e “*Curves*”, é possível obter diversos parâmetros medidos pelo programa, como a malha deformada, recalque e tensões efetivas e totais, além de gráficos do FS, por exemplo.

A avaliação da estabilidade do solo e do seu fator de segurança no Plaxis é feita por meio da análise de redução c-phi (Bentley, 2023). No método, a resistência dos materiais do solo será reduzida com um fator ΣM_{sf} (somatório do fator de segurança alcançado) até que a falha seja alcançada para um valor estável de ΣM_{sf} ou seja atingido o número máximo de etapas de cálculo (Bentley, 2013).

2.8 MÉTODO DE ROWE E SODERMAN (1985)

Em 1985, Rowe e Soderman (1985) desenvolveram um método para estimar a estabilidade de aterros reforçados construídos sobre um depósito idealizado, considerado como uniforme e puramente coesivo. As análises conduzidas por Rowe e Soderman (1985) foram baseadas na condição não drenada, que utiliza o valor da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u). Os resultados, portanto, refletem uma condição de curto prazo.

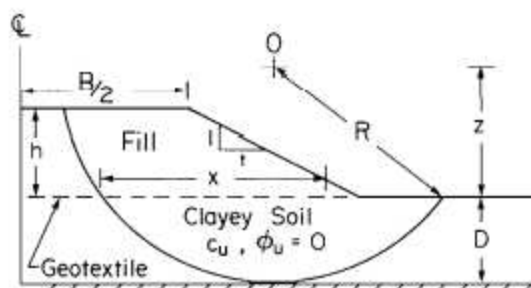
O estudo do Método de Elementos Finitos (MEF) feito pelos autores se diferencia do Método do Equilíbrio Limite (MEL) por considerar a interação solo-reforço, ou seja, a compatibilidade de deformações e a rigidez do reforço e do solo. Ao se utilizar o MEF, o solo foi considerado como um material elastoplástico não linear com critério de falha de Mohr-Coulomb e o reforço geossintético como uma membrana estrutural com rigidez axial e rigidez flexural desprezível (Rowe; Soderman, 1985).

Assim, a construção do aterro de teste se deu por camadas, em que até cinco camadas foram formadas em até 120 etapas de carga. Quando se analisou o reforço geossintético, considerou-se que este foi colocado em toda a largura do aterro, no topo do solo de fundação.

Diversas análises foram feitas em aterros construídos sobre fundação uniforme, considerando as propriedades do solo e diferentes geometrias do aterro, como o apresentado na Figura 7, em que R é o raio da superfície de ruptura, z é a distância vertical do centro do

círculo ao plano do geotêxtil, h a altura de projeto do aterro, D a espessura de solo mole, c_u a resistência ao cisalhamento não drenado e ϕ_u o ângulo de atrito não drenado.

Figura 7 – Seção transversal de um típico aterro reforçado



Fonte: Rowe e Soderman (1985).

Quando se trata de um aterro reforçado com geossintético, normalmente a ruptura envolve falhas no solo ou na interface solo-reforço. Porém, se o reforço for de baixo módulo de rigidez (J), ou seja, se permitir grandes deformações, ou se a espessura de solo for muito grande, a falha pode ocorrer antes da falha do geossintético ou da interface solo-geossintético (Rowe; Soderman, 1985). Assim, é considerado que o talude rompeu se a resistência ao cisalhamento do solo for mobilizada por completo em uma superfície de ruptura e o geossintético falhar, ou se houver falha na interface solo-geossintético ou se a deformação máxima no geossintético atingir a "deformação compatível admissível", que seria a deformação máxima que ocorreria em um geossintético de módulo muito pequeno antes da ruptura do aterro.

Assim, para a determinação da deformação compatível admissível, que depende da largura da crista do aterro (B), da profundidade do solo mole abaixo do aterro (D), do módulo de elasticidade não drenado do solo (E_u), da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u ou C_u), do peso específico aparente natural do aterro (γ_f) e da altura do aterro na ruptura (H_c), foram realizadas diversas simulações utilizando o MEF de forma que produziram um ábaco para determinação da tração no reforço geossintético. Dessa forma, Rowe e Soderman (1985) descobriram que a contribuição de todos estes parâmetros poderia ser descrita por um parâmetro adimensional único (Ω), descrito pela Equação 1:

$$\Omega = (\gamma_f H_c / c_u)(c_u / E_u)(D / B)e^2$$

(1)

Em que:

γ_f : peso específico aparente natural do aterro (kN/m^3);

H_c : altura do aterro na ruptura (m);

C_u : resistência ao cisalhamento não drenado (kN/m^2);

E_u : módulo de elasticidade não drenado do solo mole (kN/m^2);

D : profundidade do solo mole abaixo do aterro (m);

B : largura da crista do aterro (m).

O termo $(D/B)_e$ é a relação entre a profundidade do depósito de argila mole e a largura da crista do aterro. A altura crítica H_c é a altura de ruptura calculada para um aterro sem reforço e seu cálculo é exibido pela Equação 2:

$$H_c = \frac{N_c S_u}{\gamma_{at}} \quad (2)$$

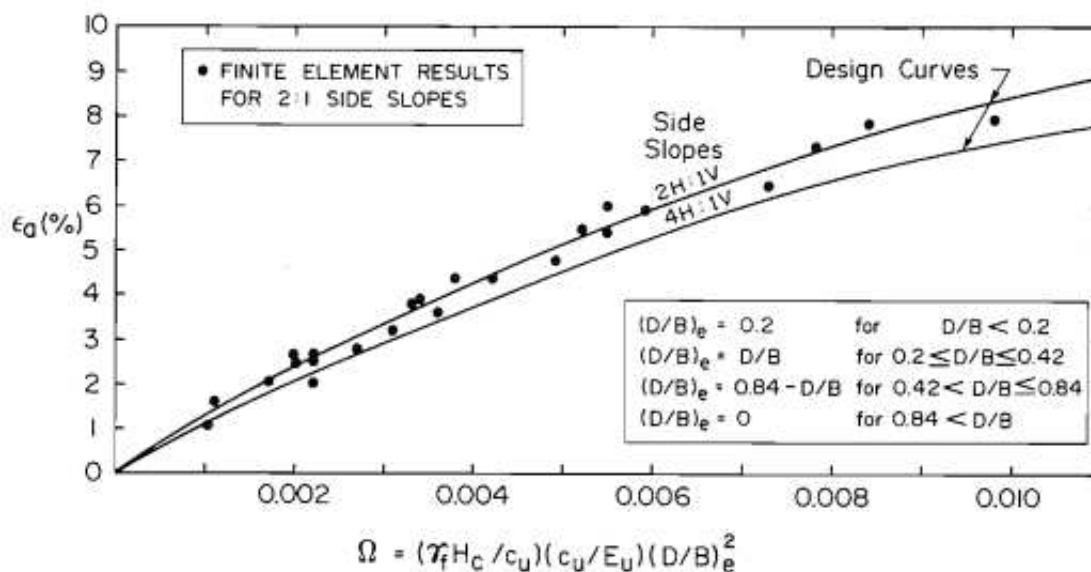
Em que:

N_c : fator de capacidade de carga (= 5.14);

S_u : resistência ao cisalhamento não drenado (kN/m^2);

γ_{at} : peso específico aparente natural do aterro (kN/m^3).

Como pode ser visto na Figura 8, a deformação compatível admissível (ϵ_a) está diretamente relacionada ao parâmetro Ω . Assim, o gráfico mostra um ajuste dos resultados encontrados nos estudos de elementos finitos considerando B igual a 13,6 m e D variando de 3,0 a 8,8 m para uma inclinação de 2H:1V. Além disso, foram realizadas análises adicionais para B variando de 10 a 30 metros e D de até 15 metros. As análises mostraram que as curvas obtidas eram bem representativas para valores de D/B inferiores a 0,42 e fornecem resultados razoáveis para razões de D/B maiores que 0,42 (Rowe; Soderman, 1985).

Figura 8 – Deformação compatível admissível, ϵ_a , versus parâmetro Ω 

Fonte: Rowe e Soderman (1985).

De acordo com os autores, a influência do reforço geossintético na estabilidade do aterro vai depender da profundidade D do aterro e da largura da crista B . Quando (D/B) é menor que 0,2, ou seja, é um depósito raso, a relação D/B será de 0,2. Isso mostra que é a profundidade real do depósito a responsável pela ruptura ou não do aterro reforçado e, assim, o aumento da largura do aterro vai influenciar na altura de ruptura e na deformação compatível admissível.

Já para valores de (D/B) entre 0,2 e 0,42, como pode ser visto na Figura 8, a largura efetiva vai ser o próprio valor de (D/B) , já que, nesta faixa, o aumento da razão (D/B) se mostra como algo favorável pois pode significar um aumento da contribuição do geossintético para a estabilidade do aterro.

De acordo com os estudos de Rowe e Soderman (1985), o aumento de D/B a partir de 0,42 é responsável por uma redução na deformação admissível. Assim, quando a relação entre a profundidade e a crista do aterro estiver dentro da faixa de valores de 0,42 a 0,84, deve-se utilizar como largura efetiva o resultado da subtração entre 0,84 e D/B . Isso mostra que, nesta faixa de valores, a utilização de um reforço geossintético vai garantir uma menor estabilidade em um aterro de D/B de 0,33 do que em um de 0,55, por exemplo.

Por fim, tem-se a faixa de valores de D/B superior a 0,84, ou seja, um depósito de solo bem profundo. Neste caso, é possível perceber que o geossintético não tem influência nenhuma na estabilidade do aterro. Desta forma, o valor de D/B a ser considerado é zero.

A partir do valor de Ω calculado, e com base no valor de D/B encontrado, é possível utilizar o gráfico da Figura 8 para encontrar o valor de ε_a . Em seguida, calcula-se a tração mobilizada (T) no geossintético por meio da Equação 3, sendo J o valor do módulo de rigidez do geossintético, obtido no catálogo do fabricante.

$$T = J * \varepsilon_a \quad (3)$$

Em que:

J: módulo de rigidez do geossintético (kN/m);

ε_a : deformação compatível admissível.

Este valor de tração (T) é referido como a tração de projeto (T_p) que, dividida pelo produto dos fatores de redução contra fluência, danos mecânicos e danos químicos e ambientais, fornece a tração admissível no geossintético (T_{adm}). Esta tração T_{adm} é utilizada como sendo a resistência à tração do reforço no programa de Equilíbrio Limite (Slide). No presente trabalho, foram considerados fatores de redução iguais a 1,0 e desta forma o valor de T utilizado no *software* Slide foi o próprio valor fornecido pelo método de Rowe e Soderman (1985).

2.9 MÉTODO DE HINCHBERGER E ROWE (2003)

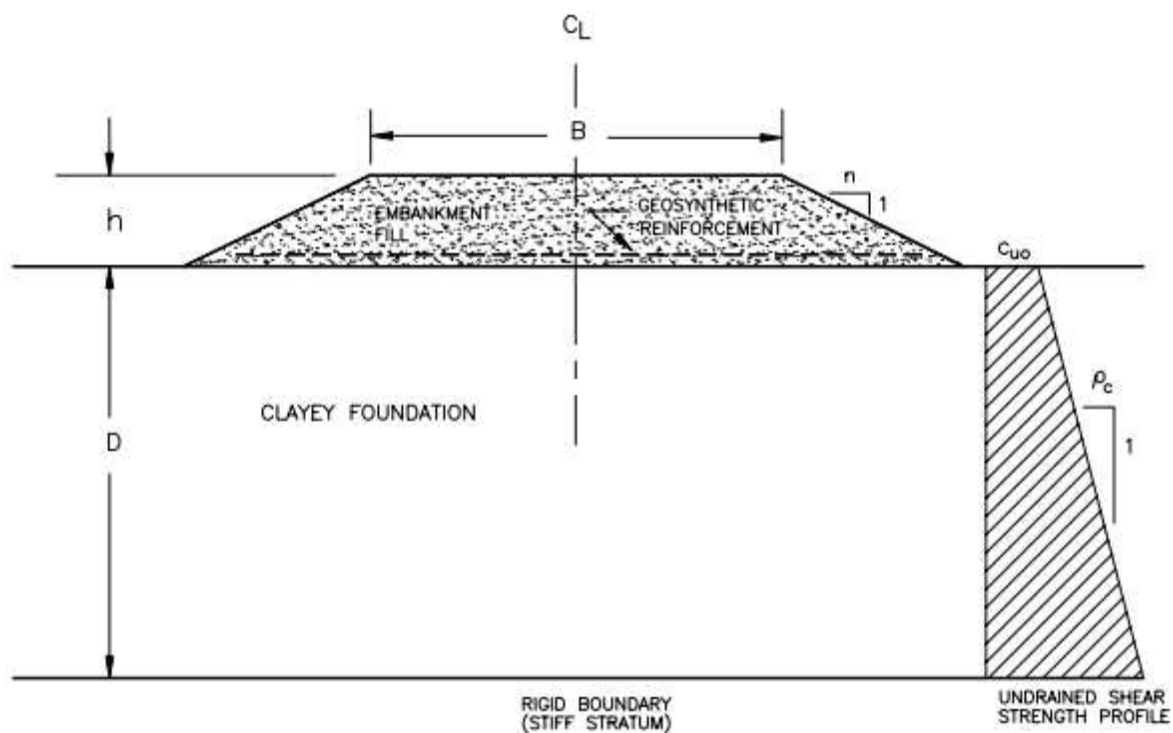
De acordo com Hinchberger e Rowe (2003), aterros reforçados com geossintéticos podem romper antes que a resistência à tração última do reforço seja atingida, ou seja, a utilização da deformação última de tração do reforço pode levar a uma superestimação do fator de segurança (FS), já que o aterro pode romper devido a deslocamentos excessivos antes da falha do geossintético.

Rowe e Soderman (1985) desenvolveram um método para estimar a deformação admissível do reforço no momento da ruptura. Porém, o método se limita a aterros construídos em solos argilosos e que apresentem uma resistência ao cisalhamento não drenado aproximadamente uniforme com a profundidade. Dessa forma, Hinchberger e Rowe (2003) desenvolveram um método que estima a estabilidade não drenada de aterros construídos sobre solos moles em que a resistência ao cisalhamento aumenta com a profundidade.

Na Figura 9, é mostrada a geometria típica de um aterro construído sobre solo mole e que apresenta a resistência ao cisalhamento do solo de fundação crescente com a

profundidade, em que h é a sua altura, B é a largura da sua crista, D é a espessura da camada de argila, $nH:1V$ é a sua inclinação, c_{u0} é a resistência ao cisalhamento não drenado na superfície e ρ_c é o incremento da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade.

Figura 9 – Geometria típica de um aterro com S_u crescente com a profundidade



Fonte: Hinchberger e Rowe (2003).

De acordo com o método, é necessário minorar a resistência ao cisalhamento não drenado inicial (S_u) e também a sua taxa de variação (ρS_u) dividindo-as por 1,3. Dessa forma, tanto o valor de S_u quanto o valor de ρS_u serão divididos por um fator de 1,3 para que os cálculos possam, de fato, serem iniciados.

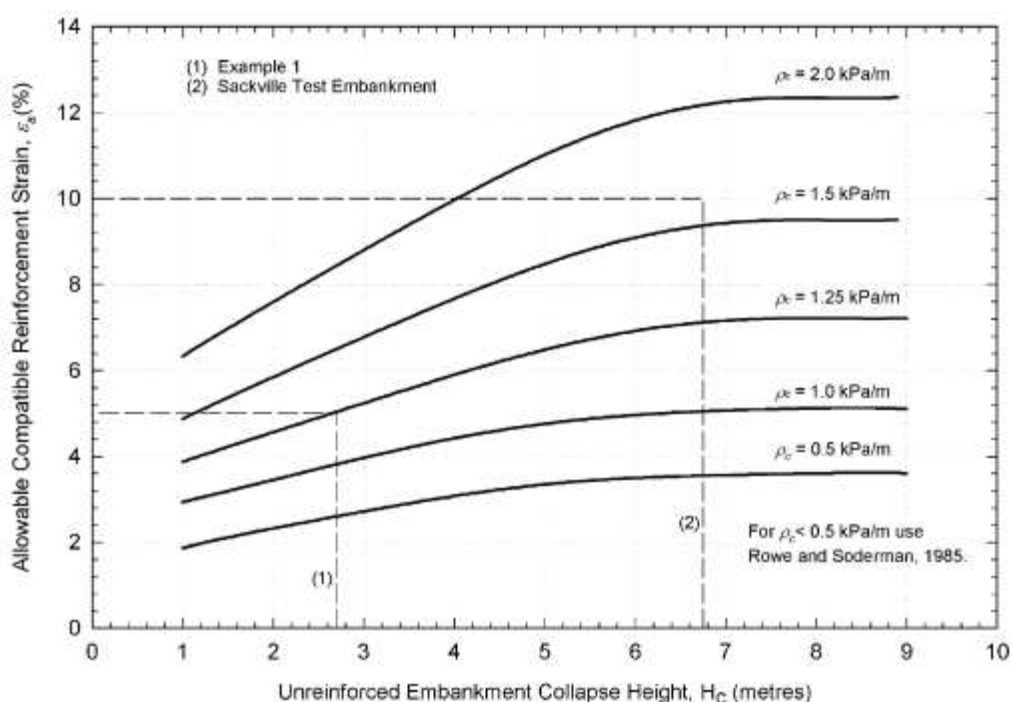
Em seguida, verifica-se se a altura crítica do aterro (H_c) sem reforço é igual ou maior que a altura de projeto do aterro (h). Se sim, o projeto está pronto e não será necessário reforçar o aterro. Caso a altura crítica seja menor que a altura de projeto, será então necessário reforçar o local.

Caso seja necessário utilizar o reforço, calcula-se a altura do aterro perfeitamente rígido (H_u), que é a altura teórica máxima do aterro. Se o valor de h for superior ao valor de H_u , ou seja, se o valor da altura de projeto exceder o valor da altura do aterro perfeitamente rígido, apenas o reforço geossintético não será suficiente para garantir a estabilidade do aterro.

Por outro lado, caso h seja superior a H_c mas não ultrapassar H_u , apenas a utilização do geossintético já será suficiente.

Com relação à força de tração mobilizada no reforço, ela é o valor mínimo entre a força necessária para suportar as tensões de cisalhamento externas na interface argila-aterro abaixo do aterro e o empuxo lateral do aterro, a capacidade de carga ao arrancamento do reforço e a tração mobilizada (T), calculada pela Equação 3. No caso do método de Hinchberger e Rowe (2003), o valor de ε_a é calculado pelo gráfico da Figura 10, que relaciona o valor da altura crítica, H_c , com a taxa de variação da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade, ρ_c . Este gráfico foi construído com base nas várias análises de elementos finitos realizadas pelos autores, em que os resultados foram sintetizados e representados nas curvas mostradas no gráfico.

Figura 10 – Gráfico da relação entre a variação da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade (ρ_c) e a altura crítica do aterro sem reforço (H_c) para obtenção da deformação compatível admissível (ε_a)



Fonte: Hinchberger e Rowe (2003).

Por fim, Hinchberger e Rowe (2003) concluíram que era necessário utilizar um fator de correção, α_r , que representa a razão entre os resultados obtidos por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) e os obtidos pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL) para as suas

pesquisas. Na Tabela 1, é mostrado como o parâmetro é calculado e quais são os seus valores para cada resultado obtido.

Tabela 1 – Fator de correção do reforço, α_r

Razão do reforço $(h-H_c)/(H_u-H_c)$	Fator de correção, α_r
$\leq 0,7$	1,0
0,8	1,15
0,9	1,4
1,0	2,0

Fonte: Hinchberger e Rowe (2003).

Com os valores de ϵ_a , do módulo de rigidez (J) do geossintético e do α_r definidos, obtém-se o valor da tração mobilizada (T) pelo geossintético por meio da Equação 3. O fator de correção é introduzido na equação de forma que o valor de α_r multiplique T.

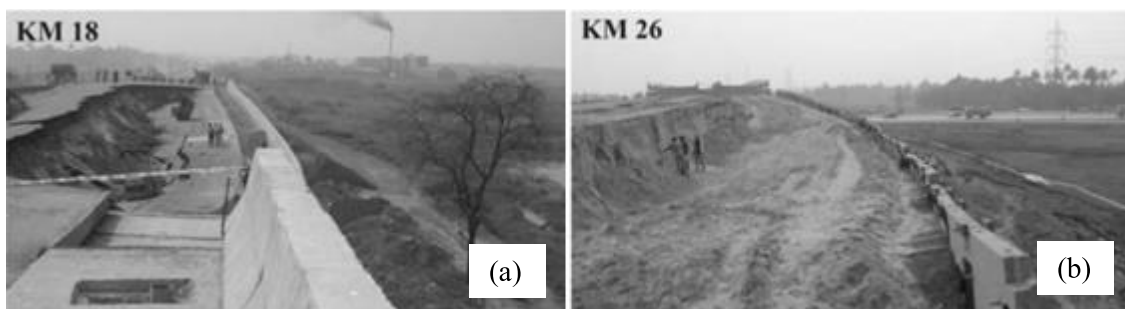
2.10 EXEMPLOS DE RUPTURAS

Nesta seção, são apresentados alguns exemplos de casos reais em que ocorreu a ruptura de aterros construídos em locais de solo mole como material de fundação. A intenção é mostrar como este tipo de acidente é comum e como podem ser solucionados e evitados.

2.10.1 Roy e Singh (2008)

De acordo com Roy e Singh (2008), dois aterros rodoviários, localizados em uma região de planícies entre marés e nos pântanos de Hooghly, um dos afluentes do Rio Ganges, na Índia, haviam rompido naquela época. Como pode ser visto na Figura 11, os locais dos rompimentos foram nos quilômetros 18 (a) e 26 (b), ambos localizados em áreas que ficam alagadas grande parte do ano.

Figura 11 – Local da ruptura dos aterros dos quilômetros 18 e 26



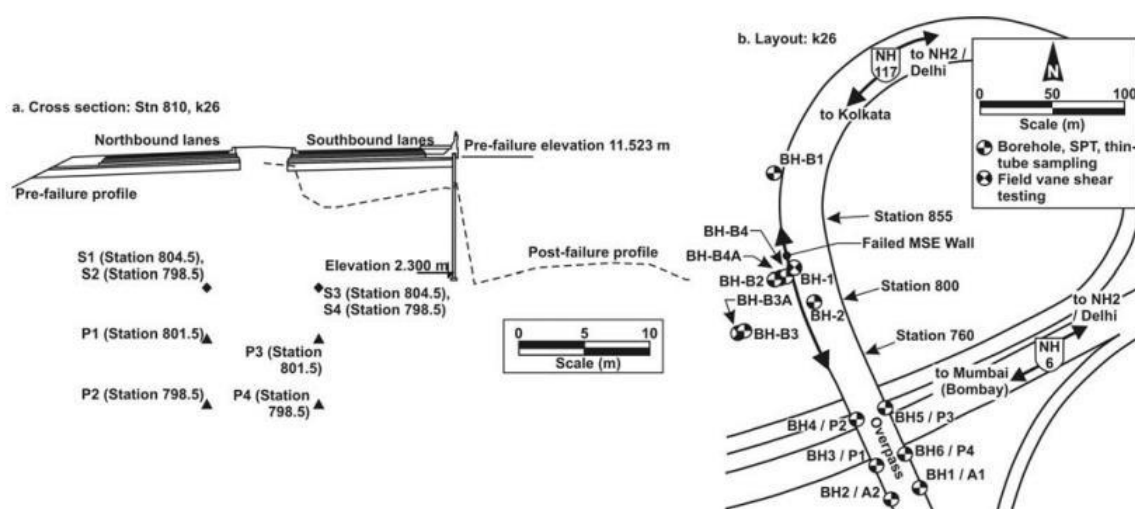
Fonte: Roy e Singh (2008).

Ambos os aterros foram confinados por uma parede construída com solo estabilizado mecanicamente (SEM), feita com areia de rio compactada e reforçada com aço galvanizado.

2.10.1.1 Aterro km 26

O primeiro aterro que rompeu foi o localizado no quilômetro 26. A estrutura era contida por uma parede de SEM ao longo do acostamento externo e possuía uma inclinação de preenchimento de 2H:1V ao longo do acostamento interno. Houve uma falha profunda na parede de SEM, como pode ser visto na seção transversal da parede apresentada na Figura 12.

Figura 12 – Seção transversal e *layout* da parede do aterro do km 26



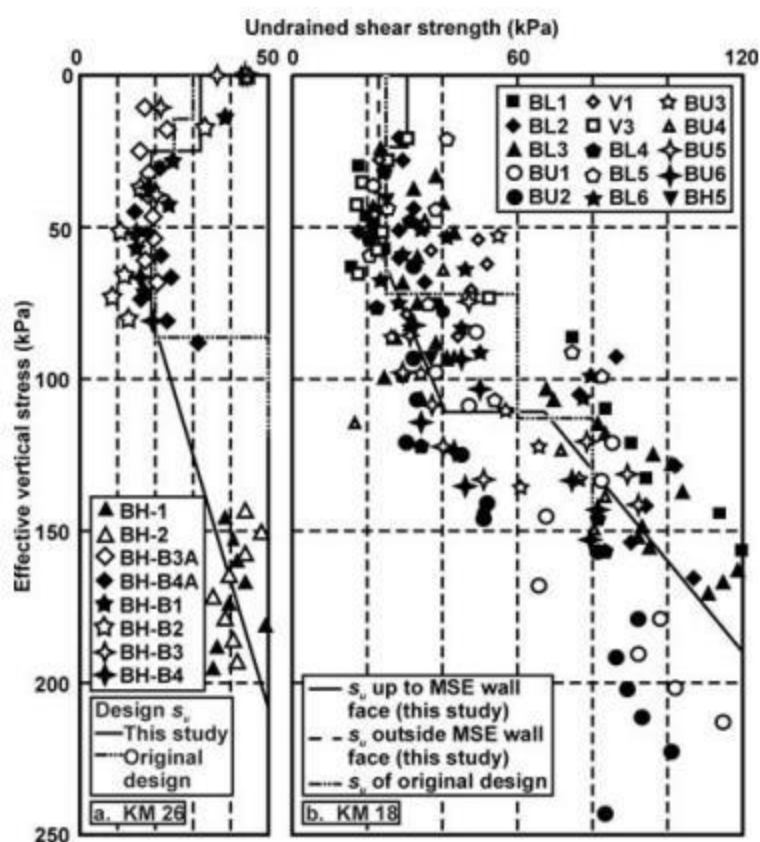
Fonte: Roy e Singh (2008).

Na Figura 12, também é mostrada a localização de quatro placas de recalque (S1, S2, S3 e S4) e quatro piezômetros (P1, P2, P3 e P4) que foram colocados no local para monitoramento de movimentação vertical do local e desenvolvimento de pressão intersticial.

A investigação geotécnica antes da ruptura se deu por meio de ensaios SPT, extração de amostras indeformadas e ensaio de palheta, além dos ensaios de laboratório realizados, como ensaios triaxiais não consolidados e não drenados (UU), ensaios de granulometria, teor de umidade natural, limite de liquidez e limite de plasticidade.

Os resultados mostraram que o material do local era uma argila siltosa. Na Figura 13 é possível ver os gráficos da resistência ao cisalhamento não drenada do solo pela tensão efetiva vertical para os dois locais de rompimento de aterro, km 18 e km 26.

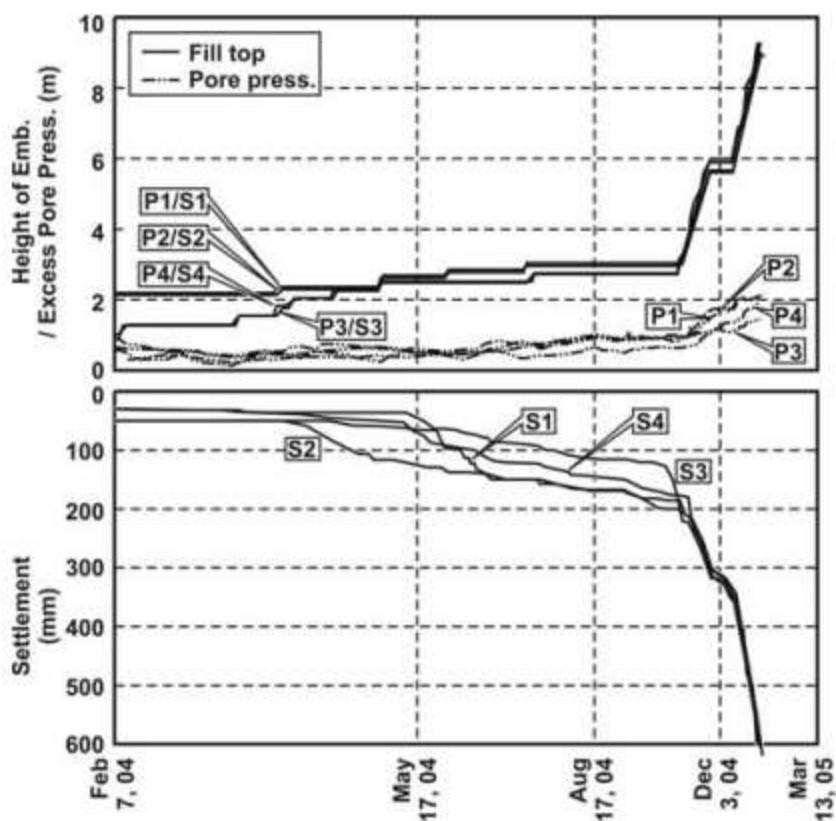
Figura 13 – Resistências ao cisalhamento não drenadas para os dois trechos



Fonte: Roy e Singh (2008).

Na Figura 14 são expostos os resultados obtidos pelas estações de monitoramento S1, S2, S3 e S4 para recalque e P1, P2, P3 e P4 para pressão. Esses dados evidenciam que a rápida taxa de construção a partir de outubro de 2004 levou a um rápido desenvolvimento de pressão neutra intersticial e taxa de recalque acelerada.

Figura 14 – Dados de monitoramento do aterro do km 26



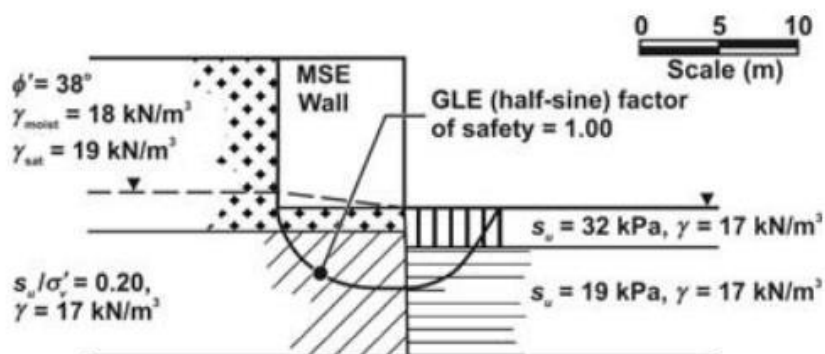
Fonte: Roy e Singh (2008).

De acordo com Roy e Singh (2008), ambos os aterros romperam por instabilidade dos solos de fundação, não sendo então falhas ligadas aos projetos internos das paredes que sustentam os mesmos.

O perfil de pico de resistência ao cisalhamento não drenado mostrado pelo gráfico “a” da Figura 13 mostra que, através dos resultados dos cálculos de estabilidade pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL), a estrutura era considerada marginalmente estável na hora do rompimento. O cálculo efetuado pelo MEL mostrou um fator de segurança igual a 1,0.

Na Figura 15 é mostrada a geometria do aterro/contenção e os parâmetros dos solos do aterro e da fundação que foram utilizados para se efetuar a análise de estabilidade do aterro do km 26, na ruptura. Para a argila mole foi utilizado o valor de S_u , sendo, portanto, a análise do tipo não drenada.

Figura 15 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 na ruptura



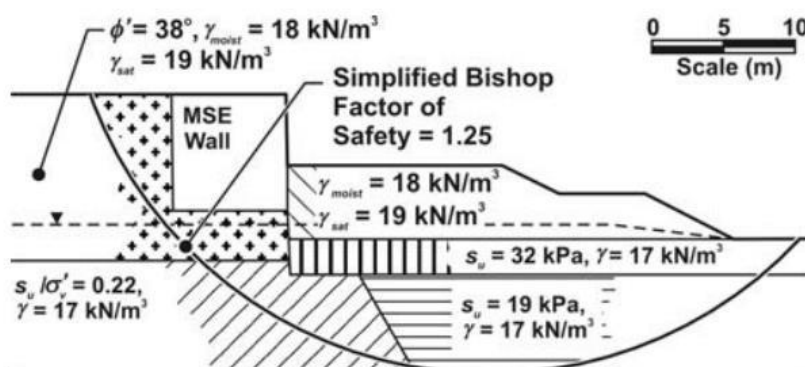
Fonte: Roy e Singh (2008).

Por outro lado, algumas inconsistências observadas nos parâmetros medidos e nos parâmetros esperados em projeto foram determinantes para a ruptura do aterro. Variações na altura real e de projeto, no peso unitário total, no grau médio de consolidação, no fator de segurança (FS) e na resistência ao cisalhamento não drenada acabaram descredibilizando o projeto original, evidenciando sua natureza não conservadora.

Assim, de acordo com Roy e Singh (2008), a dificuldade em se determinar a resistência ao cisalhamento não drenado após a consolidação dos solos de fundação moles foi a principal causa das rupturas observadas nos aterros dos quilômetros 26 e 18. Além disso, ambas as falhas poderiam ter sido evitadas caso uma investigação geotécnica adequada na fase de projeto tivesse sido realizada. A ação conjunta entre o escritório de projeto e a construção também teria sido essencial para evitar as inconsistências entre o real e o projetado.

A reconstrução do aterro do km 26 contou com a construção de uma berma estabilizadora ao longo da face externa da parede, com a reconstrução da parede e do aterro da rodovia. Na Figura 16 são apresentados alguns parâmetros do local após a reconstrução.

Figura 16 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 após a reconstrução

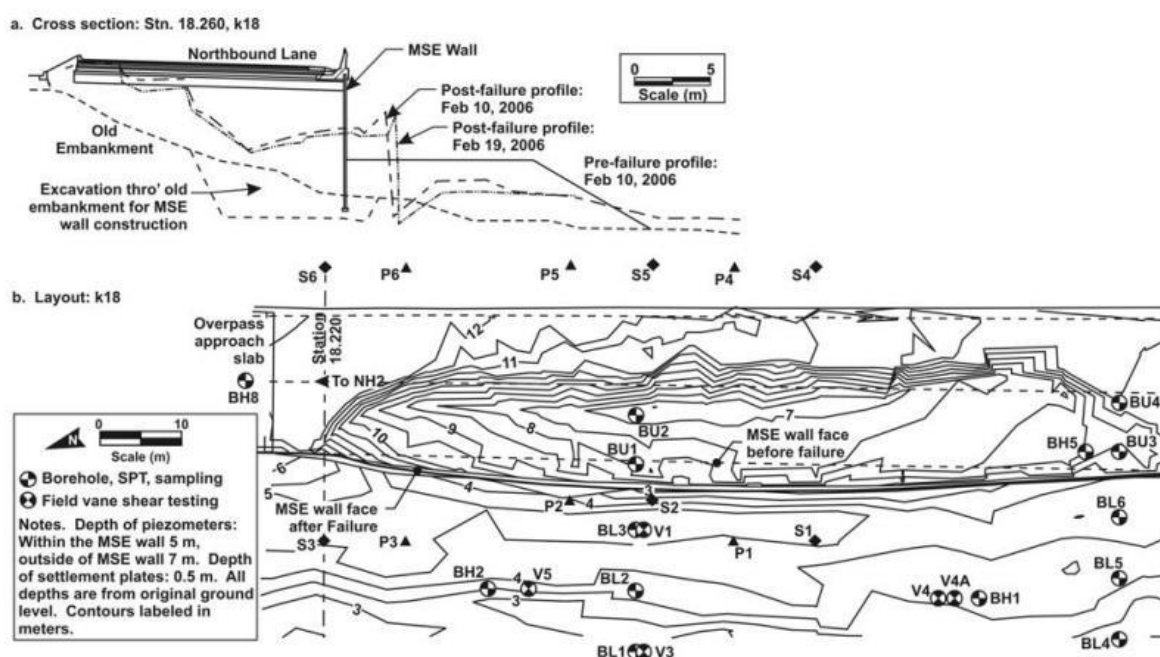


Fonte: Roy e Singh (2008)

2.10.1.2 Aterro km 18

O segundo local em que houve a ruptura do solo de fundação do aterro foi no km 18, que é um aterro com 30 anos de idade, inclinação de 3H:1V e contido por uma parede de SEM de aproximadamente 9 metros de altura. O rompimento ocorreu cerca de um mês após a abertura da rodovia ao tráfego de veículos e a seção transversal da parede que falhou é mostrada na Figura 17.

Figura 17 – Seção transversal e layout da parede do aterro do km 18



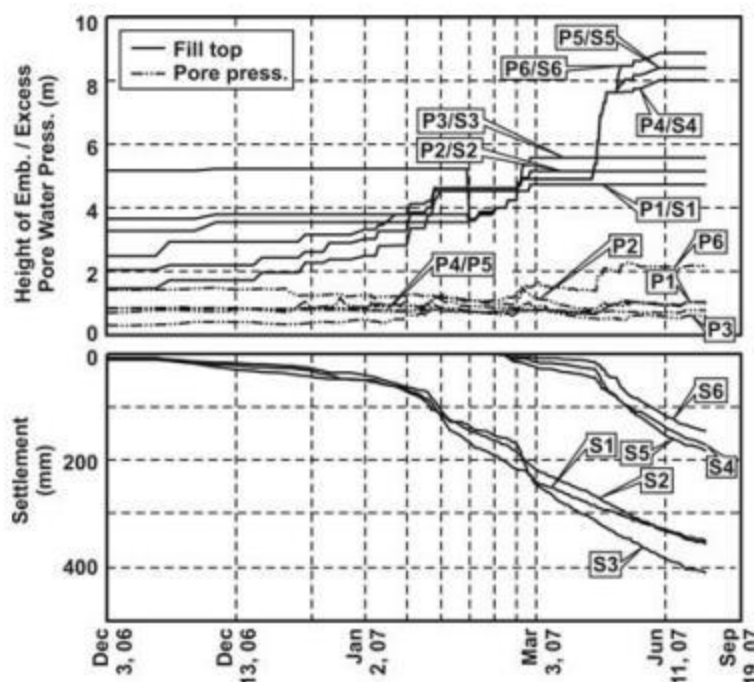
Fonte: Roy e Singh (2008).

Vale destacar que, segundo Roy e Singh (2008), várias falhas foram constatadas durante a construção deste aterro, que acabaram desencadeando colapsos de taludes no local, além de falhas de inclinação que precisaram ser corrigidas durante a construção.

Os ensaios realizados no aterro do km 18 foram os mesmos realizados no km 26, ou seja, SPT, extração de amostras indeformadas, palheta, ensaios triaxiais não consolidados e não drenados (UU) e ensaios de granulometria, teor de umidade natural, limite de liquidez e limite de plasticidade. Os ensaios indicaram que o material local também é uma argila siltosa. Os resultados dos ensaios foram traduzidos no gráfico “b” da Figura 13, mostrado anteriormente, da resistência ao cisalhamento não drenada do solo pela tensão efetiva vertical.

Na Figura 18, são mostrados os dados coletados dos instrumentos instalados no local a respeito de recalque e pressão. É possível perceber que os recalques e as poropressões ainda estavam variando após cerca de quatro meses e meio da colocação da pré-carga (em janeiro de 2007) e da instalação dos drenos verticais (em outubro de 2006).

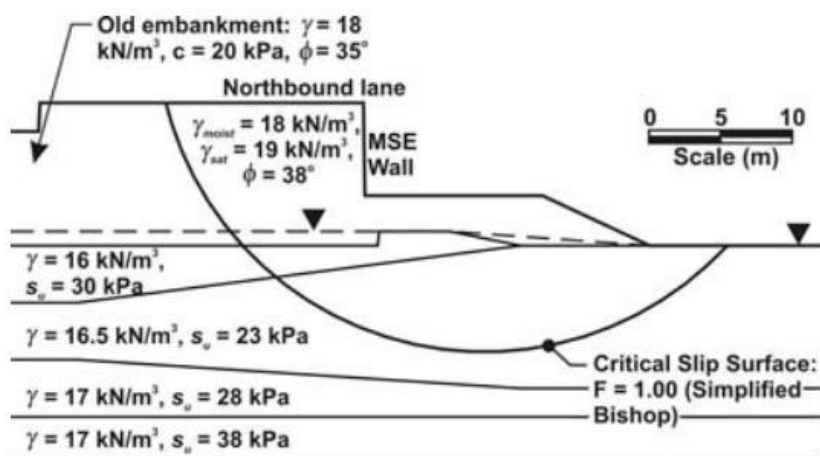
Figura 18 – Dados de monitoramento do aterro do km 18



Fonte: Roy e Singh (2008).

Da mesma forma que ocorreu na ruptura do aterro do km 26, o aterro do km 18 e a parede que o sustentava também se mostraram estáveis externamente na hora da falha, como pode ser visto na Figura 19.

Figura 19 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 na ruptura

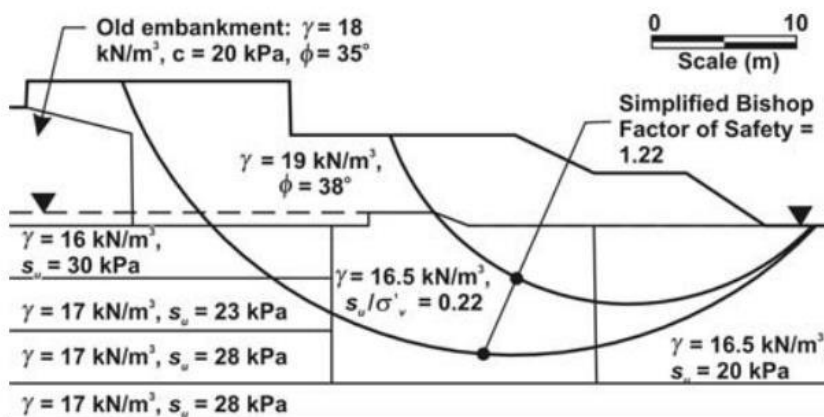


Fonte: Roy e Singh (2008).

Similar ao que aconteceu no outro aterro, também foram observadas inconsistências nos parâmetros medidos e esperados pelo projeto no aterro do km 18, demonstrando o caráter não conservador do projeto.

Já a reconstrução do aterro do km 18, além da construção da berma de equilíbrio, que nesse caso foi de dois degraus, e da reconstrução da parede e do aterro rompidos, contou também com a instalação de drenos verticais a 13 metros de profundidade. Na Figura 20, são trazidos alguns parâmetros encontrados no local após a reconstrução.

Figura 20 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 após a reconstrução



Fonte: Roy e Singh (2008).

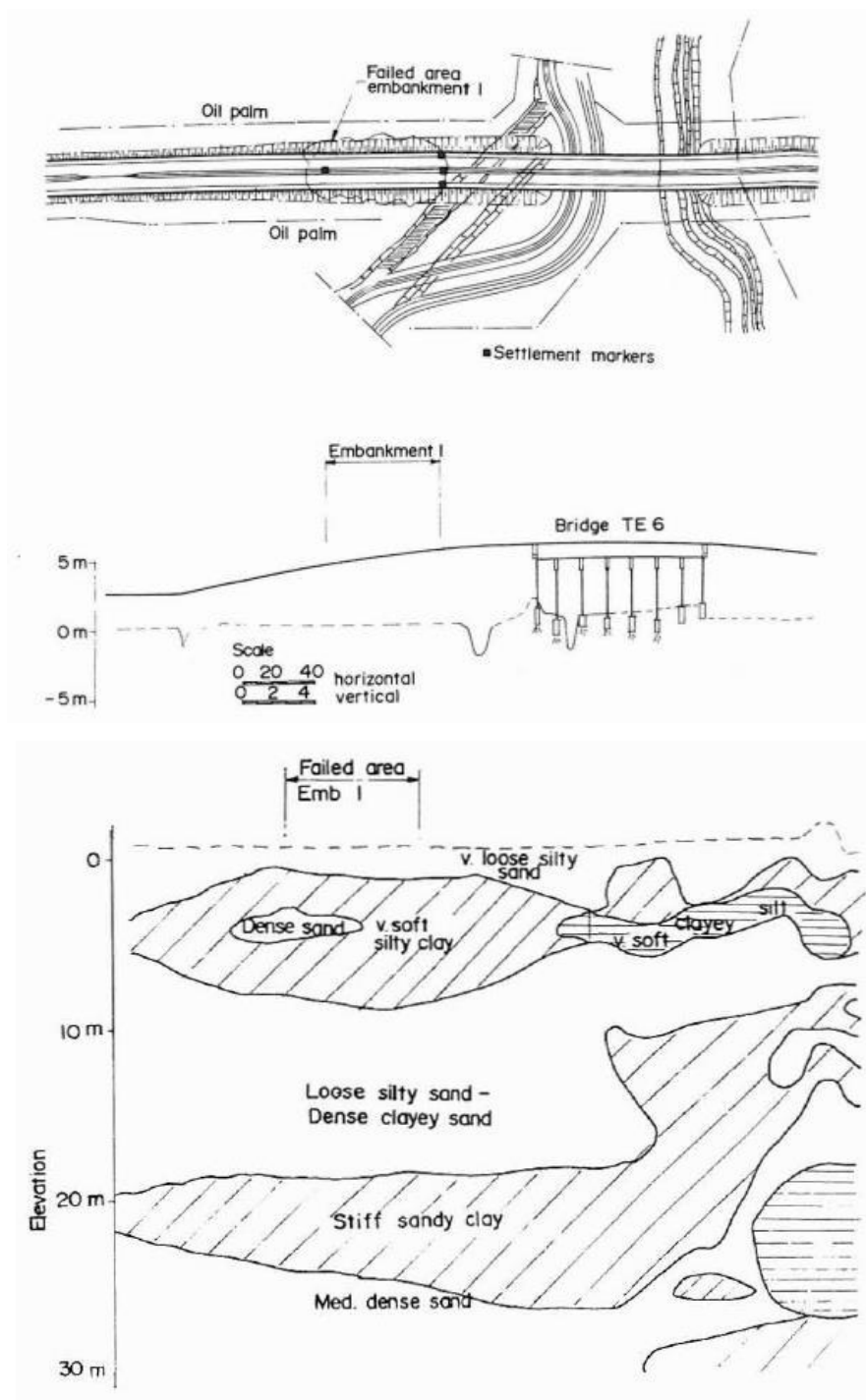
Roy e Singh (2008) evidenciaram mais uma vez que ambas as rupturas foram causadas por erros construtivos e de projeto. Além disso, relataram que tanto o aterro do km 18 quanto o aterro do km 26 estavam em plena atividade e respondendo muito bem ao tráfego ao qual foram submetidos meses após as suas reconstruções.

2.10.2 Huat (1995)

Durante a construção da maior rodovia da Malásia, em 1994, alguns aterros construídos sobre solos moles se mostraram instáveis. Desta forma, Huat (1995) reuniu os resultados da retroanálise das suas geometrias antes da ruptura, além de informações obtidas em ensaios de campo, a fim de verificar se a análise de estabilidade convencional é suficiente para cálculos de rotina e se a utilização de instrumentação de campo, como piezômetros, pode ser utilizada para controle de desempenho do aterro.

Nas Figuras 21, 22 e 23 são mostradas as vistas superiores de cada aterro em corte e também os perfis geotécnicos associados, além da instrumentação utilizada em cada um deles. Todos foram instrumentados com medidores de recalque e o Aterro 3 contou também com piezômetros e inclinômetros. O Aterro 1 deveria ser construído sobre uma fundação de argila mole de 5 metros de altura e com uma inclinação lateral de 2H:1V. O início do colapso se deu depois de 155 dias do início da construção e já no dia 158 foi necessário remover parte do preenchimento e construir uma berma para evitar o colapso total.

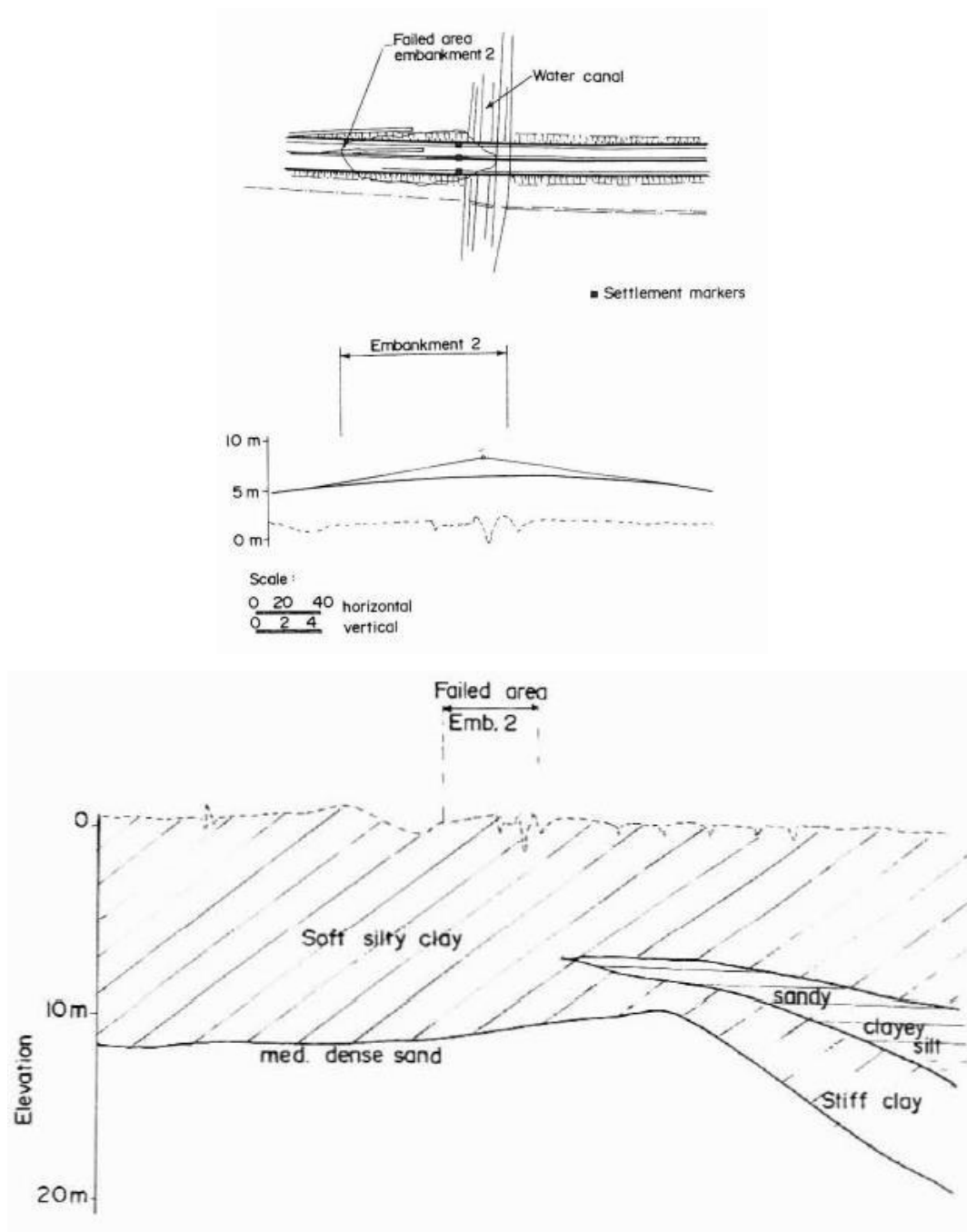
Figura 21 – Local do Aterro 1, seção transversal e perfil geotécnico



Fonte: Huat (1995).

Já o Aterro 2, embora contasse com drenos verticais ao longo de toda a profundidade da fundação de argila, camada separadora de geossintético e colchão de areia, acabou rompendo no final da sua construção, no dia 220, contando do início da construção (dia 0) que foi caracterizada pela colocação da camada de areia.

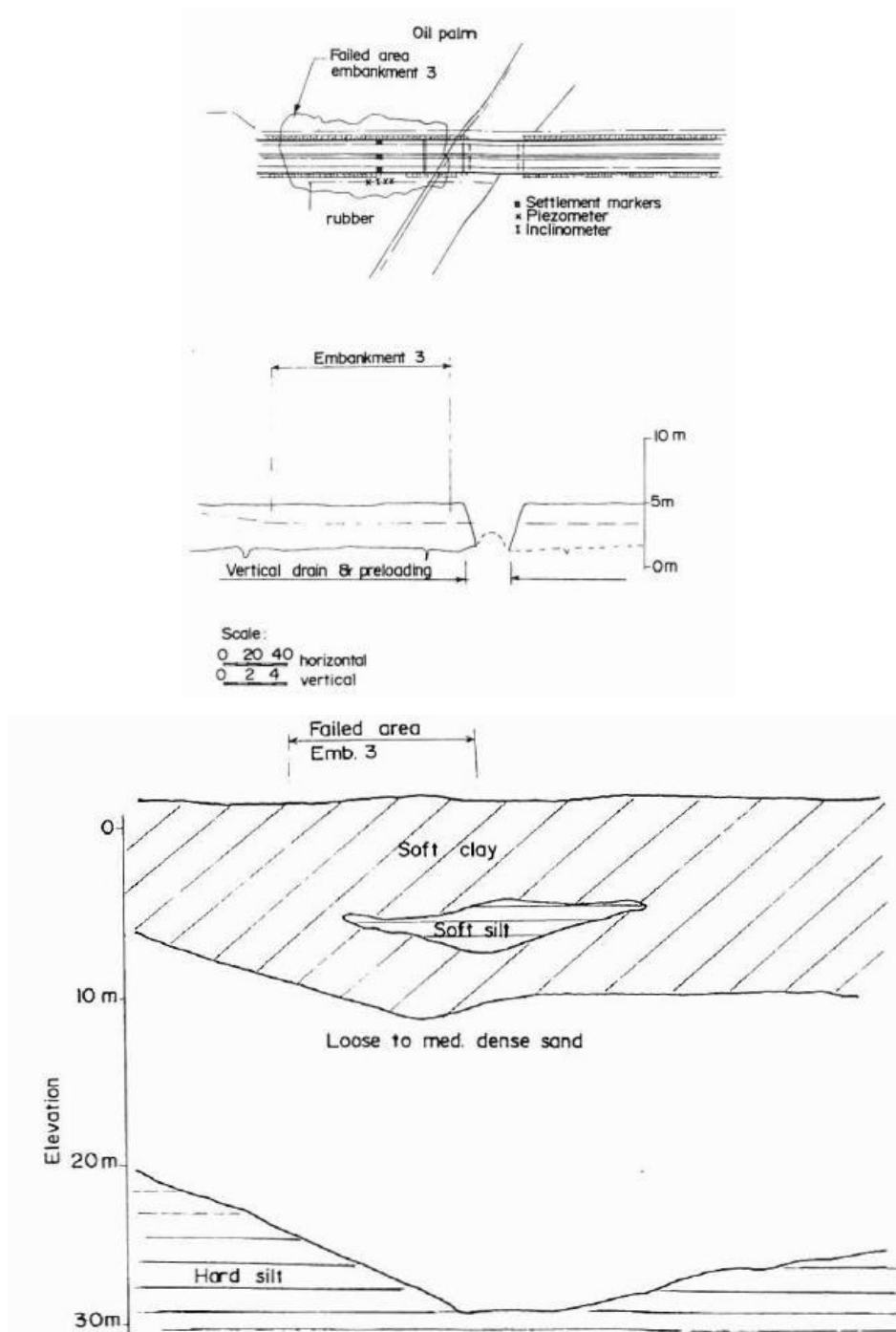
Figura 22 – Local do Aterro 2, seção transversal e perfil geotécnico



Fonte: Huat (1995).

O último aterro contou também com a instalação de camada separadora de geossintético e manta de areia. Cinco dias depois da conclusão do enchimento de terra, o solo de fundação do aterro sofreu a ruptura sem aviso prévio.

Figura 23 – Local do Aterro 3, seção transversal e perfil geotécnico



Fonte: Huat (1995).

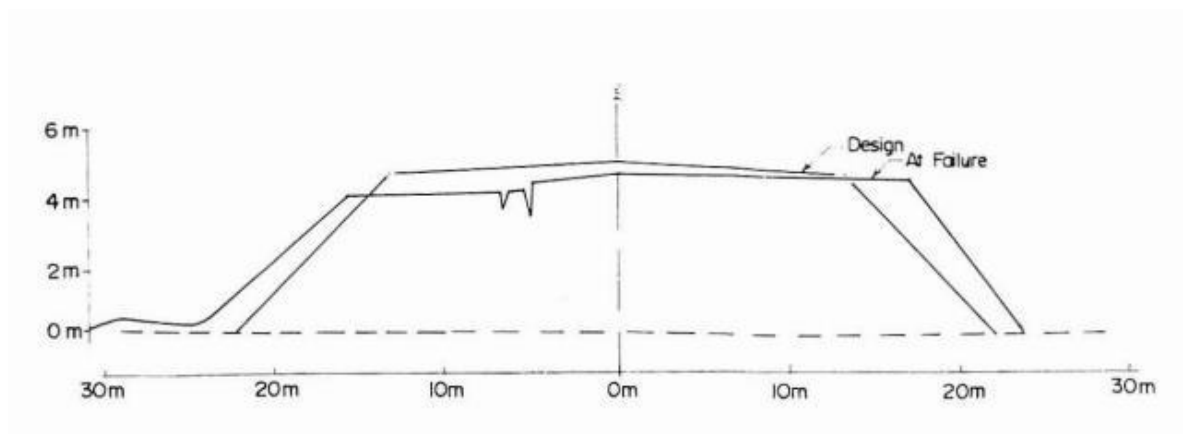
As características dos solos de cada aterro mostram que todos estão localizados em áreas em que há uma predominância de argilas siltosas moles de 7 m a 13 m de espessura, sustentadas por uma camada de areia de densidade baixa a média. Além disso, os limites de liquidez das argilas variam de 50 a 120% e os índices de plasticidade de 30 a 80%. Os resultados do teste de Palheta mostraram uma tendência de aumento da resistência abaixo de

determinada cota, que varia de 1 m a 1,5 m de espessura. Além disso, nos testes de sensibilidade, as argilas mostraram-se moderadamente sensíveis, enquanto no ensaio oedométrico foi constatado que as argilas são ligeiramente sobreadensadas, mas muito compressíveis. Por fim, os valores do coeficiente de adensamento (c_v) se mostraram baixos, como já era esperado para este tipo de material, variando de 1 – 10 m²/ano (Huat, 1995).

Logo após a ruptura, foi iniciado o trabalho de coleta de dados geotécnicos que pudessem explicar o que havia acontecido. Assim, ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU) em amostras indeformadas recuperadas foram realizados no amostrador Mazier, além do ensaio de Palheta *in situ* em locais abaixo do centro do aterro, na base e a alguma distância à frente da base, a fim de se obter a resistência não drenada do solo na condição pós ruptura.

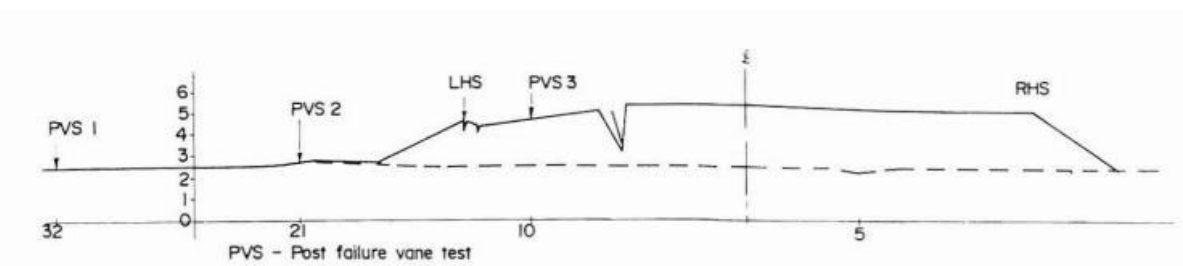
Nas Figuras 24, 25 e 26 são apresentadas as seções transversais dos três aterros após as rupturas. É perceptível que, em todos os três, a falha se deu por um deslizamento rotacional, já que a ruptura de cada um foi caracterizada por rachaduras abertas através do maciço com levantamento da sua extremidade.

Figura 24 – Ruptura do Aterro 1



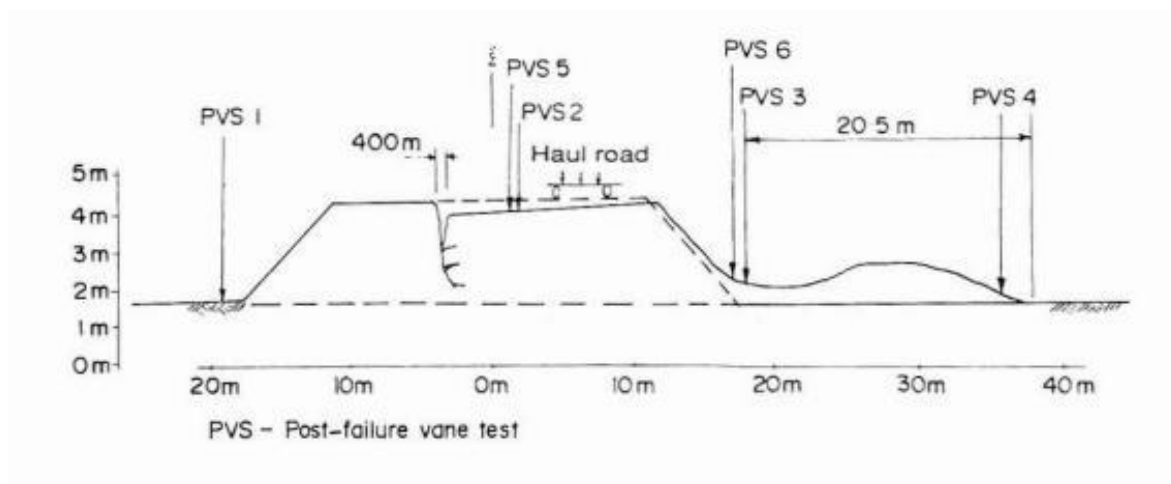
Fonte: Huat (1995).

Figura 25 – Ruptura do Aterro 2



Fonte: Huat (1995).

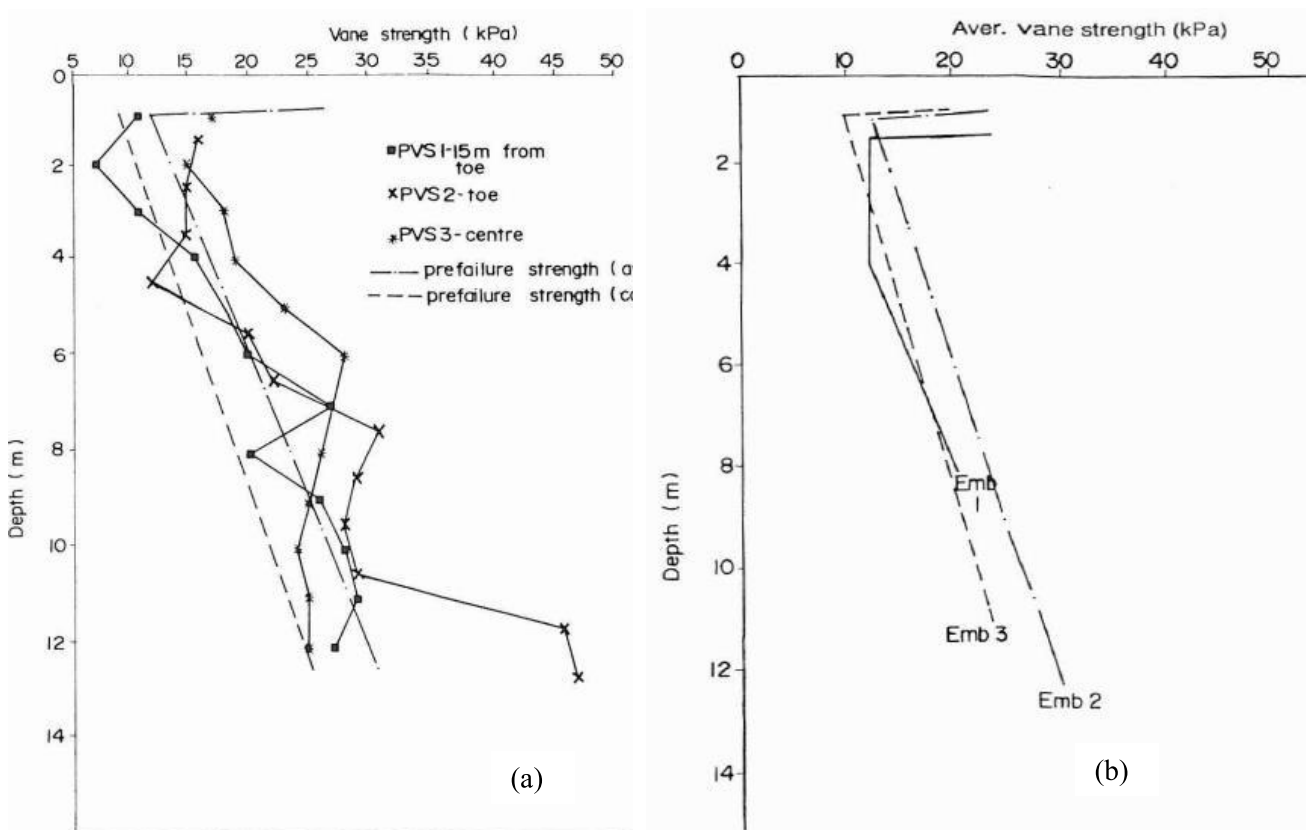
Figura 26 – Ruptura do Aterro 3



Fonte: Huat (1995).

Além disso, para os Aterros 2 e 3, o teste de Palheta também foi realizado, após as rupturas. Nas Figuras 25 e 26 são mostrados, respectivamente, onde foram posicionadas as Palhetas nos Aterros 2 e 3, e na Figura 27 são mostrados os perfis de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de Palheta, antes e após a ruptura apenas para o Aterro 2 (a) e também para os três aterros (b). Na condição pré ruptura, os valores são apresentados em termos de S_u e S_u corrigido com base na correção de Bjerrum (1973). De acordo com Huat (1995), não houve ganho considerável nas resistências ao cisalhamento nos pontos abaixo do aterro após o período de construção. Huat (1995) menciona ainda que a ruptura dos três aterros se deu em condições não drenadas.

Figura 27 – Resultados de ensaio de Palheta: a) Aterro 2; b) os três aterros



Fonte: Huat (1995).

Na Tabela 2 se apresentam os valores dos dados obtidos por Huat (1995) para os solos compactados que compõem os três aterros.

Tabela 2 – Parâmetros dos solos dos três aterros compactados obtidos após a ruptura

Aterro 1	
Solo	Argila areno siltosa verde escura
Limites de Atterberg	LL = 35%, LP = 17%, IP = 18%
Granulometria	Pedregulho 25%, Areia 7%, Silte e Argila 68%
Densidade máxima seca	1,95 Mg/m ³
Coesão e ângulo de atrito	17 kPa e 27°
Aterro 2	
Solo	Argila siltosa amarelo acastanhado
Limites de Atterberg	LL = 41%, LP = 18%, IP = 23%
Densidade máxima seca	2,13 Mg/m ³
Coesão e ângulo de atrito	42 kPa e 26°

Aterro 3	
Solo	Argila arenosa avermelhada
Limites de Atterberg	LL = 42%, LP = 25%, IP = 17%
Granulometria	Pedregulho 8%, Areia 23%, Silte e Argila 69%
Densidade máxima seca	2,07 Mg/m ³
Coesão e ângulo de atrito	25 kPa e 23°

Fonte: Huat (1995).

Com relação aos fatores de segurança (FS) de cada aterro, Huat (1995) sintetizou os resultados, que podem ser encontrados na Tabela 3. É perceptível que todos os três aterros ficaram com o FS bem próximo de 1, evidenciando a ruptura. Estes fatores próximos a 1,0 indicam que os parâmetros determinados por meio de ensaios de campo (para a fundação de argila mole) e ensaios de laboratório (para o solo compactado do aterro) são representativos dos materiais.

Tabela 3 – Fatores de segurança dos três aterros

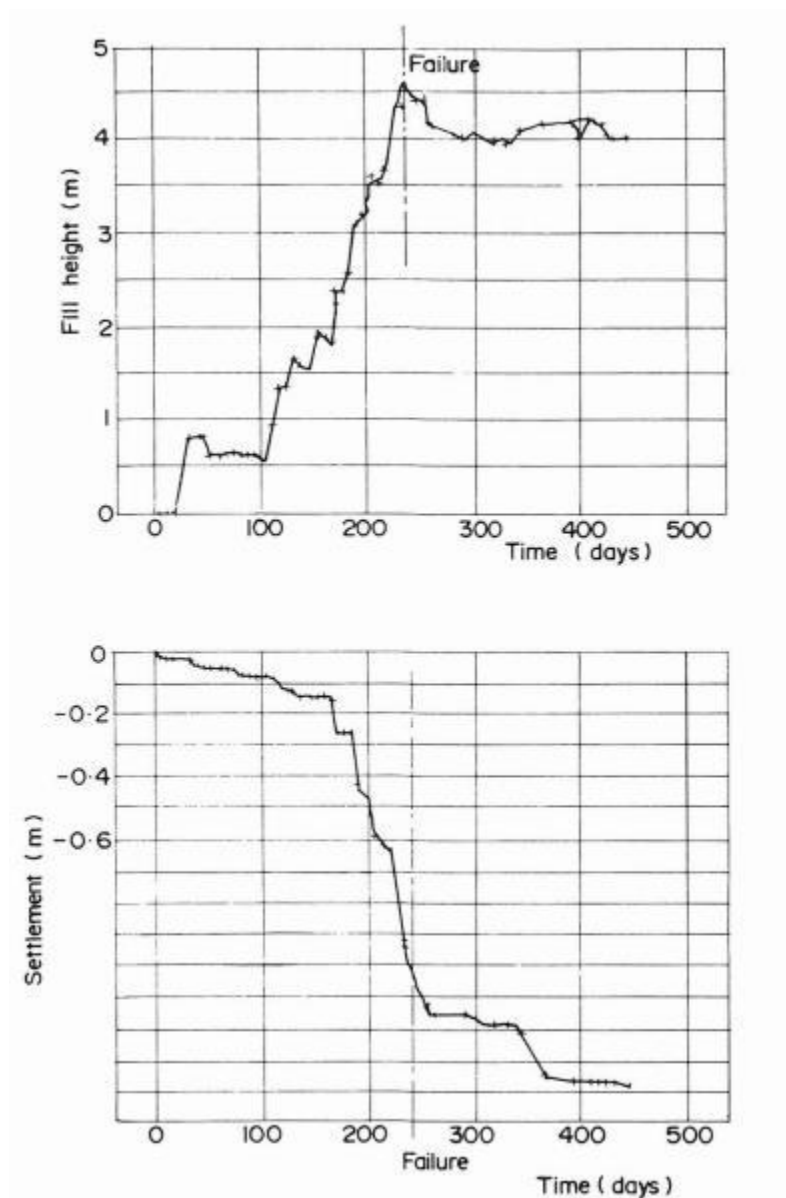
Aterro	Altura de solo acima do nível do terreno original (m)	Coesão (kPa) e Ângulo de atrito (°) – Aterro	*Su (kPa) – solo mole de fundação	Fator de Segurança
1	4,6	17 e 27	16,25	0,91
2	3,6	42 e 26	21,25	1,04
3	3,2	25 e 23	17,5	1,03

Nota: * valor médio ao longo da camada na situação pré-ruptura.

Fonte: Huat (1995).

Nos gráficos da Figura 28 são mostrados o histórico da construção, relativo à altura do aterro, e a evolução do recalque observado no Aterro 2 durante sua construção. É notório o aumento drástico do recalque na iminência da falha da fundação do aterro.

Figura 28 – Evolução da altura e recalque do Aterro 2



Fonte: Huat (1995).

Diante de toda a análise realizada, Huat (1995) concluiu que é possível sim utilizar a abordagem de tensões totais em construções de aterros sobre solos moles, desde que os dados utilizados sejam confiáveis. Além disso, os resultados dos ensaios de Palheta evidenciaram que a ruptura dos três aterros se deu praticamente com um coeficiente de segurança igual a 1, como foi mostrado anteriormente. Por fim, fica claro que a ruptura dos aterros ocorreu após variações medidas de pressão, recalque e deformações laterais.

2.10.3 Souza Neto *et al.* (2022)

Souza Neto et al. (2022) apresentam o caso de ruptura da fundação de um aterro localizado no município de Goiana (PE) que faz parte de um dos 5 aterros da Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE, sendo então o Aterro 5 o estudado, possuindo 320 metros de extensão. A construção deste aterro foi feita por etapas e houve a utilização de geodrenos e, dois anos após o início da sua construção, ele rompeu, como pode ser visto na Figura 29.

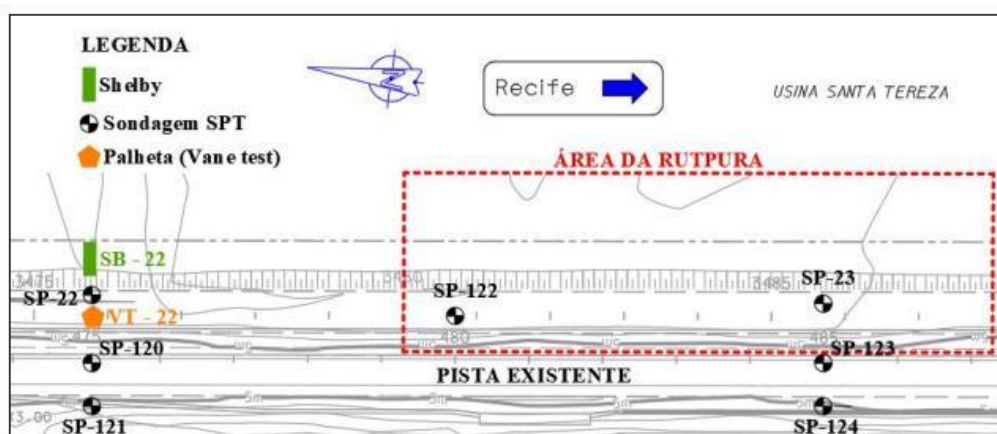
Figura 29 – Ruptura do Aterro 5, rodovia BR-101/PE



Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Sobre a investigação geotécnica do Aterro 5 antes de sua ruptura, foram feitos ensaios de campo, como SPT, ensaio de Palheta e coleta de amostras indeformadas com amostrador do tipo Shelby de paredes finas. Na Figura 30 é mostrado o ponto exato em que cada um desses ensaios foi realizado.

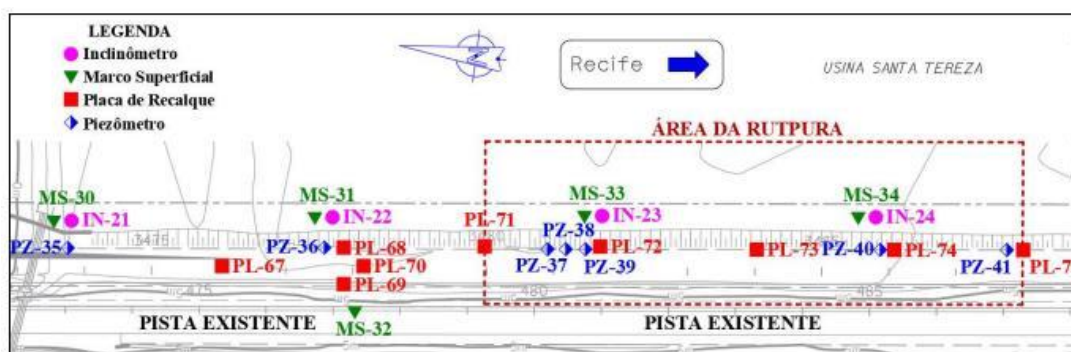
Figura 30 – Localização dos ensaios realizados no Aterro 5



Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Agora com relação à instrumentação, foram instaladas placas de recalque, marcos superficiais, inclinômetros e piezômetros pneumáticos. Na Figura 31 é mostrada a localização da instrumentação no Aterro 5.

Figura 31 – Localização da instrumentação instalada no Aterro 5



Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Com as sondagens SPT, Souza Neto *et al.* (2022) obtiveram o perfil geológico-geotécnico do Aterro 5. Para a região abaixo do aterro em construção, no local da ruptura, foram observadas camadas de argila siltosa, argila siltosa muito mole com matéria orgânica e areia fina cinza parda esverdeada. Já para a região abaixo da pista de rolamento, camadas de areia siltosa, silte argilo-arenoso cinza escuro e areia fina cinza parda esverdeada foram detectadas.

A caracterização física do local foi feita por meio de ensaios de granulometria, limites de Atterberg e massa específica dos grãos. Na Tabela 4 são mostrados os resultados.

Tabela 4 – Resultados da caracterização física do local do Aterro 5

Estaca	Prof. (m)	Composição granulométrica			W_n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	e_0	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)
		C	M	SF								
3475 +14,21	2	62	28	10	99,9	64	39	25	2,6	14,4	7,2	25,9
	6	78	20	2	120,4	65	39	26	3,0	13,8	6,3	25,0
	11	74	20	6	126,3	71	41	30	3,3	14,0	6,2	26,6

C – Argila; M – Silte; SF – Areia fina; W_n – teor de umidade natural; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; e_0 – índice de vazios inicial; γ_{nat} – peso específico aparente natural; γ_d – peso específico aparente seco; γ_s – peso específico dos grãos.

Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Uma questão interessante levantada por Souza Neto *et al.* (2022) é relacionada à qualidade das amostras coletadas, visto que é possível obter dados equivocados caso a qualidade da amostra não seja satisfatória. Após a análise dos dados disponíveis, os autores perceberam que as amostras coletadas eram classificadas como “muito pobres” (Coutinho, 2007 *apud* Souza Neto *et al.*, 2022) e, por meio de uma correlação, foi possível melhorar a classificação do material (Schmertman, 1995; Oliveira, 2002 *apud* Souza Neto *et al.*, 2022).

Na Tabela 5 são reunidos os resultados de resistência não drenada para os ensaios de Palheta e Triaxial UU, além dos valores de resistência não drenada corrigidos para os ensaios de campo de palheta.

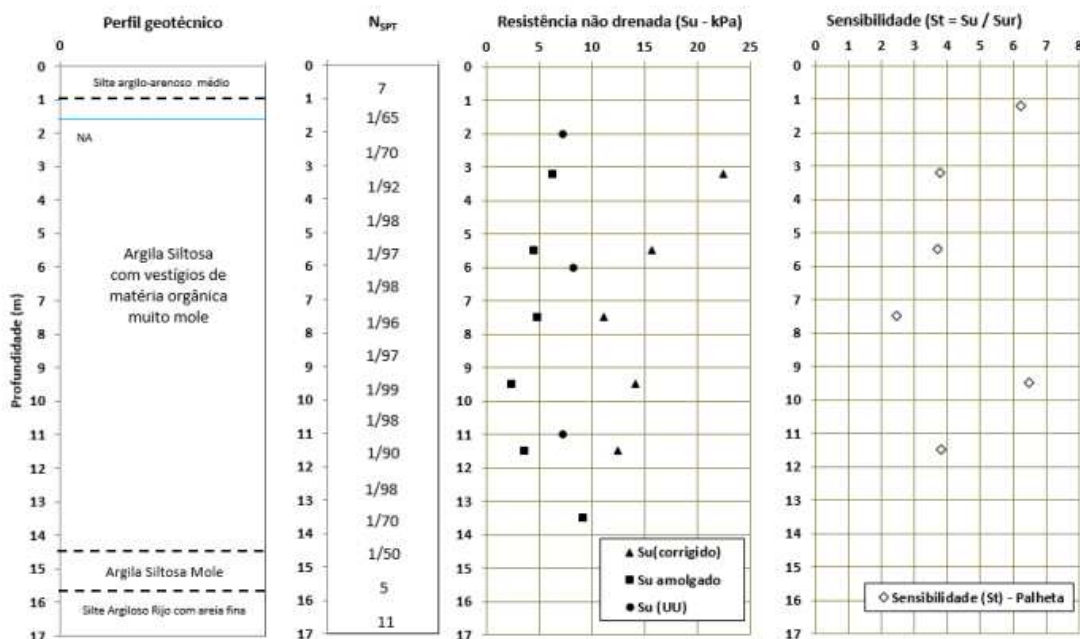
Tabela 5 – Valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) – palheta e triaxial UU e valores de sensibilidade

Prof. (m)	Solo indeformado		Solo amolgado		Sensibilidade S_t	Correção Bjerrum (1973)			Triaxial UU S_u (UU)
	Torque (kg.cm)	$S_{u(palheta)}$ (kPa)	Torque (kg.cm)	$S_{u(palheta)}$ (kPa)		IP	μ	$S_{u(corrigido)}$ (kPa)	
1,22	1866,56	116,9	300,52	18,8	6,22	25	0,95	111,0	-
2,0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,3
3,22	378,24	23,7	101,04	6,3	3,76	25	0,95	22,5	-
5,5	266,84	16,7	72,54	4,5	3,71	26	0,94	15,7	-
6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	8,3
7,5	189,12	11,8	76,42	4,8	2,46	26	0,94	11,1	-
9,5	247,41	15,5	37,56	2,4	6,46	30	0,91	14,1	-
11,0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,3
11,5	218,91	13,7	56,99	3,6	3,81	30	0,91	12,5	-
13,5	-	-	145,08	9,1	-	-	-	-	-

Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Já na Figura 32 são mostrados os resultados de resistência não drenada para os ensaios de Palheta e Triaxial (UU), juntamente com os valores de sensibilidade ao longo da profundidade.

Figura 32 – Resultados de resistência não drenada (S_u) e sensibilidade (S_t)



Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

Com relação à análise da instrumentação, Kawamura (1985); Coutinho e Bello (2011) *apud* Souza Neto *et al.* (2022) evidenciam que a ruptura de um aterro está associada a um “comportamento divergente na evolução dos deslocamentos ao longo do tempo”. Já Almeida *et al.* (2000) *apud* Souza Neto *et al.* (2022, p. 12) relacionam a estabilidade do maciço com a velocidade de distorção medida. A análise da estabilidade do Aterro 5 foi feita por meio do inclinômetro 23, através dos deslocamentos horizontais medidos e, foi possível concluir que as deformações horizontais eram, de fato, significativas e causaram a ruptura do trecho.

3 METODOLOGIA

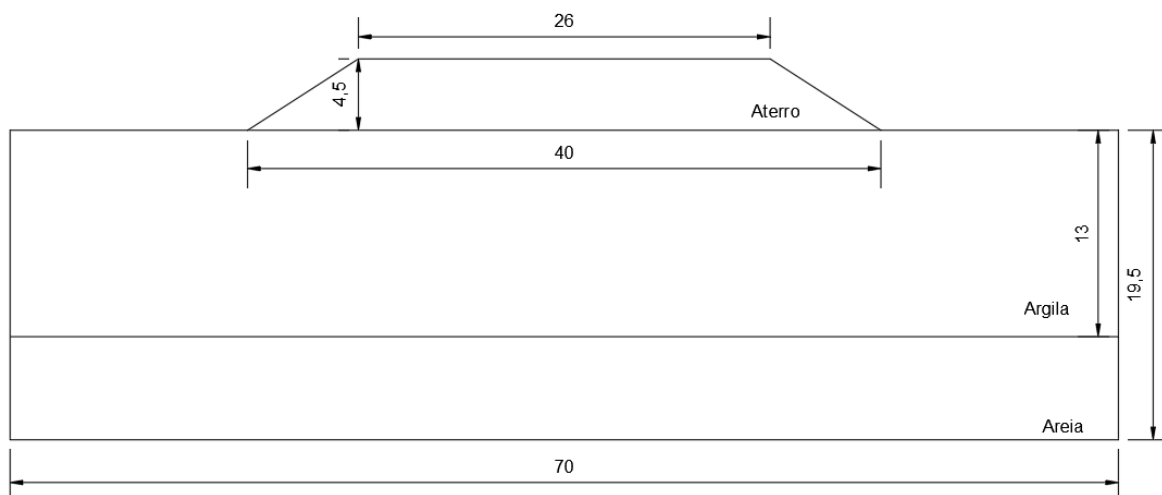
Neste capítulo, encontra-se a metodologia adotada neste trabalho. A metodologia empregada nas análises relativas ao aterro estudado contemplou análises do tipo equilíbrio limite (*software* Slide) e análises por meio de elementos finitos (*software* Plaxis). As análises por meio do Método do Equilíbrio Limite (MEL) foram subsidiadas pelo método analítico de Rowe e Soderman (1985) e, em um caso específico, pelo método analítico de Hinchberger e Rowe (2003). Também é abordada a metodologia empregada para calibração (validação) do modelo numérico utilizado. Esta validação foi efetuada por meio da modelagem do aterro experimental AE 2 instrumentado e levado à ruptura por Magnani *et al.* (2009).

3.1 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

O problema que se analisa é a comparação dos resultados da análise de um aterro construído sobre solo mole por meio de um programa baseado no Método do Equilíbrio Limite (MEL), subsidiado pelo método analítico de Rowe e Soderman (1985), e outro baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Como os dois métodos apresentam tratamentos diferentes para se obter os resultados das análises, comparar os dados de saída obtidos pelo MEL e pelo MEF possibilita a verificação do impacto de cada uma das abordagens estudadas no resultado final. Para atingir tal objetivo, seguiu-se a metodologia apresentada a seguir, em linhas gerais.

O trabalho se desenvolveu através da utilização de dois *softwares*, Slide 5.0 e Plaxis 2D 8.2, com a intenção de representar o Aterro 2 apresentado por Huat (1995) e analisar como a variação da espessura da camada de argila, a inserção de geogrelhas com diferentes módulos de rigidez (J), o local de aplicação do reforço e a utilização de mais de uma camada de reforço poderiam influenciar no fator de segurança (FS) na ruptura do aterro. Além disso, avaliou-se também o impacto dessas variáveis no recalque previsto via MEF. A geometria do aterro é mostrada na Figura 33, sendo as dimensões apresentadas em metros.

Figura 33 – Geometria do Aterro 2



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Por meio do método de Rowe e Soderman (1985), baseado na utilização da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) como sendo fixa ao longo da camada de argila, foi possível considerar a tração mobilizada no reforço como dado de entrada no programa Slide. Já no programa Plaxis, o reforço é caracterizado diretamente pela introdução do seu módulo de rigidez.

Em seguida, foi feita a comparação entre o FS obtido por meio de Rowe e Soderman (1985) e o obtido por Hinchberger e Rowe (2003). No caso do método Rowe e Soderman (1985), o valor de S_u (valor médio na camada de solo mole) é considerado constante e, no caso do método Hinchberger e Rowe (2003), este valor é variável ao longo da camada.

Com as análises do Aterro 2 finalizadas, modelou-se o aterro AE 2, instrumentado e analisado por Magnani (2006) e Magnani *et al.* (2009). Este aterro foi instrumentado com inclinômetros, piezômetros, marcos superficiais e células de carga no reforço geossintético e levado à ruptura com a intenção de verificar seu comportamento e principalmente medir a carga de tração mobilizada no reforço para fins de comparação com previsões analíticas e numéricas. Os valores de tração mobilizada e deslocamento horizontal medidos pelo autor são comparados com os valores fornecidos pelo MEF, a fim de validar o tipo de modelagem empregada para estudos de aterros sobre solos moles.

3.2 ROWE E SODERMAN (1985)

O método de Rowe e Soderman (1985) foi utilizado para tornar possível a comparação dos fatores de segurança (FS) obtidos pelos *softwares* Slide (Método do Equilíbrio Limite –

MEL) e Plaxis (Método dos Elementos Finitos – MEF). A inserção do reforço geossintético no Plaxis é feita de forma direta pelo seu módulo de rigidez. Para efetuar as análises, foi escolhido o Aterro 2 descrito em Huat (1995). Este aterro serviu de base para a grande maioria das análises efetuadas neste trabalho, excetuando-se a calibração/validação do modelo que foi efetuada com base no aterro experimental AE2 (Magnani, 2006; Magnani *et al.* 2009).

De acordo com Huat (1995), o Aterro 2, que possuía a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) variável com a profundidade, apresentou um FS de 1,04 na condição de ruptura. Dessa forma, fez-se uma retroanálise. O ajuste foi feito com relação aos valores de S_u e E_u (módulo de elasticidade não drenado) levando-se em conta o FS contra a ruptura e os recalques com o tempo. Assim, ajustou-se ao modelo um valor de S_u constante e representativo da condição de campo que fornecesse um FS $\approx 1,04$. Isto foi necessário devido ao fato de que a metodologia de Rowe e Soderman (1985) considera a S_u constante, como explicado anteriormente. Por outro lado, para as análises pelo MEF, houve a necessidade de se determinar um valor de E_u representativo para o Aterro 2, já que este parâmetro não foi apresentado por Huat (1995). Isto foi feito por meio de retroanálise, variando-se o valor de E_u até encontrar o recalque associado ao momento da ruptura.

Um resumo da metodologia empregada no ajuste do modelo a ser utilizado posteriormente é apresentado a seguir:

1) Inicialmente, foram elaborados dois modelos, um no Slide e um no Plaxis 2D, considerando a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) crescente com a profundidade, ou seja, variável ao longo da camada de fundação de argila. Nesta configuração, os fatores de segurança obtidos pelos dois *softwares* ficaram próximos de 1,00;

2) Como no método de Rowe e Soderman (1985) o valor de S_u é constante, então este valor foi redefinido nos dois modelos (MEL e MEF). Por meio de uma retroanálise, obteve-se um valor de S_u constante igual a 15,5 kPa, obtido pelo Plaxis, que conduziu a um fator de segurança próximo de 1,00 utilizando tanto o Slide quanto o Plaxis;

3) Em paralelo, foi ajustado o valor de E_u no Plaxis, já que utilizando o MEF é necessário definir o módulo de elasticidade do solo mole, o que não é necessário no Slide (MEL). O ajuste do E_u foi feito de tal forma que o recalque máximo, ao longo da largura do aterro, calculado pelo MEF, ficasse o mais próximo possível do recalque monitorado por Huat

(1995) para a altura de aterro correspondente ao momento da ruptura. O valor de E_u encontrado foi 600 kPa;

4) Estando os dois modelos ajustados, tanto o modelo do aterro sobre solo mole do Slide quanto o modelo do Plaxis, procedeu-se às análises paramétricas;

5) A forma de modelagem implementada no *software* Plaxis não adotou elemento de interface entre o reforço geossintético e o solo em contato acima e abaixo deste elemento, considerando perfeita aderência no ponto de tração máxima atuante no reforço. Este tipo de aderência irá ocorrer em condição de trabalho (antes da ruptura), de acordo com Dyer e Miligan (1984);

6) A modelagem do aterro AE2 (Magnani, 2006; Magnani *et al.*, 2009) por meio do Plaxis 2D foi efetuada de forma a se verificar a confiabilidade da forma de modelagem adotada aqui. Esta verificação foi feita por meio da comparação entre valores medidos e calculados, pelo MEF, relativos à deslocamentos horizontais e carga no reforço geossintético.

3.2.1 Análise de Estabilidade por meio do MEL (Equilíbrio Limite)

Inicialmente, foi necessário representar o aterro estudado com as ferramentas disponibilizadas pelo programa Slide. Os dados referentes ao Aterro 2 são apresentados na Tabela 6, conforme documentado por Huat (1995). Os valores da resistência não drenada (S_u) para cada camada de argila foram obtidos por meio do gráfico da Figura 27 (tópico 2.10.2), sendo considerados os valores de resistência antes da ruptura corrigidos pela correção de Bjerrum (1973), com seu valor inicial igual a 7,5 kPa. Pelo gráfico, é perceptível que o valor de S_u varia com a profundidade, sendo então necessário fazer a análise da resistência não drenada por camadas. Considerando camadas de 2 metros e, como a taxa de variação da resistência não drenada é de 2 kPa/m, o valor de S_u no meio da primeira camada seria de 9,5 kPa. A partir deste valor, foi possível calcular a S_u equivalente para cada camada de argila. Assim tem-se para a resistência não drenada $S_u = 7,5 + 2 \cdot z$, sendo z a profundidade.

Tabela 6 – Dados do Aterro 2: aterro, camada de argila e de areia utilizados no Slide pelo método de Rowe e Soderman (1985)

Aterro	
Espessura do aterro (h)	4,5 metros
Peso específico aparente saturado e insaturado (γ_{sat} e γ_{unsat})	18 kN/m ³ **
Coesão (c)	42 kN/m ²
Ângulo de atrito (φ)	26°
Largura da crista do aterro (B)	26 metros
Inclinação do talude do aterro	1,6H:1V
Argila	
Espessura da camada de argila (D)	13 metros
Peso específico aparente saturado e insaturado (γ_{sat} e γ_{unsat})	14 kN/m ³ **
S_u primeira camada	9,5 kN/m ²
S_u segunda camada	13,5 kN/m ²
S_u terceira camada	17,5 kN/m ²
S_u quarta camada	21,5 kN/m ²
S_u quinta camada	25,5 kN/m ²
S_u sexta camada	29,5 kN/m ²
S_u sétima camada	33,5 kN/m ²
Areia	
Espessura da camada de areia	6,5 metros
Peso específico aparente insaturado (γ_{unsat})	20 kN/m ³ **
Peso específico aparente saturado (γ_{sat})	22 kN/m ³ **
Coesão (c)	0**
Ângulo de atrito (φ)	40°**

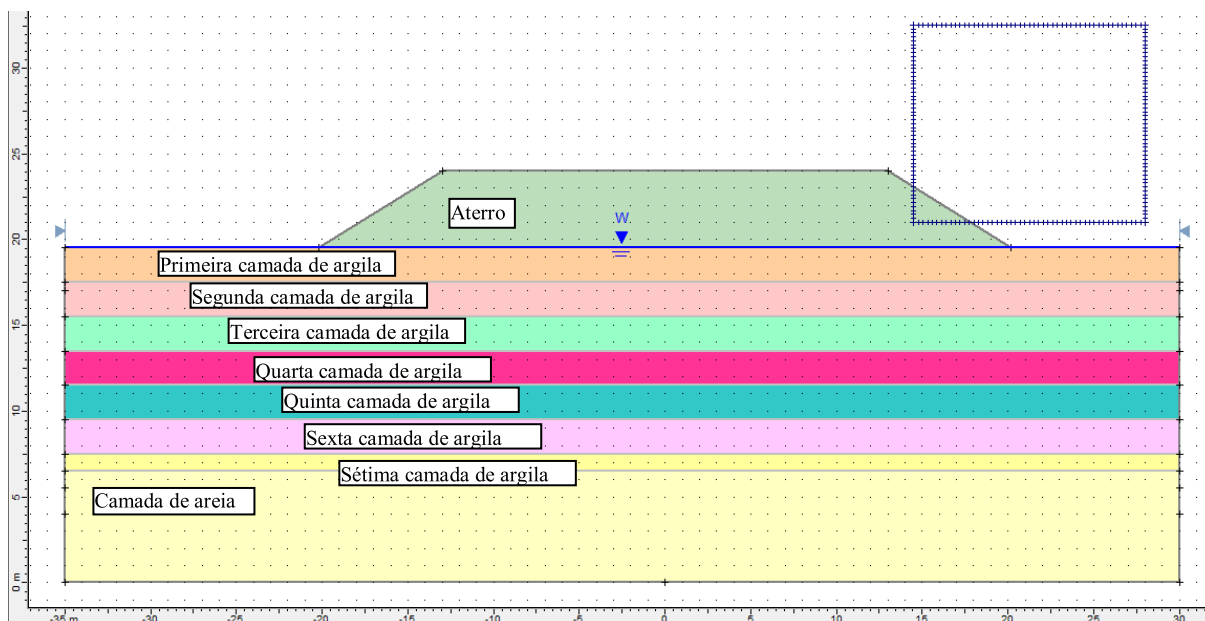
Nota: ** Parâmetros determinados no presente estudo.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Na Figura 34, é possível ver a representação gráfica do aterro analisado no *software* Slide. A camada inferior de maior espessura representa a areia e as camadas subsequentes representam as camadas de argila. Observa-se que o nível d'água encontra-se na base do aterro, por toda a sua extensão. O talude do aterro possui inclinação de 1,6H:1V, a espessura

de argila mole (D) possui 13 m e a largura do aterro (B), medida da crista esquerda à crista direita, possui 26 m.

Figura 34 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) no Slide

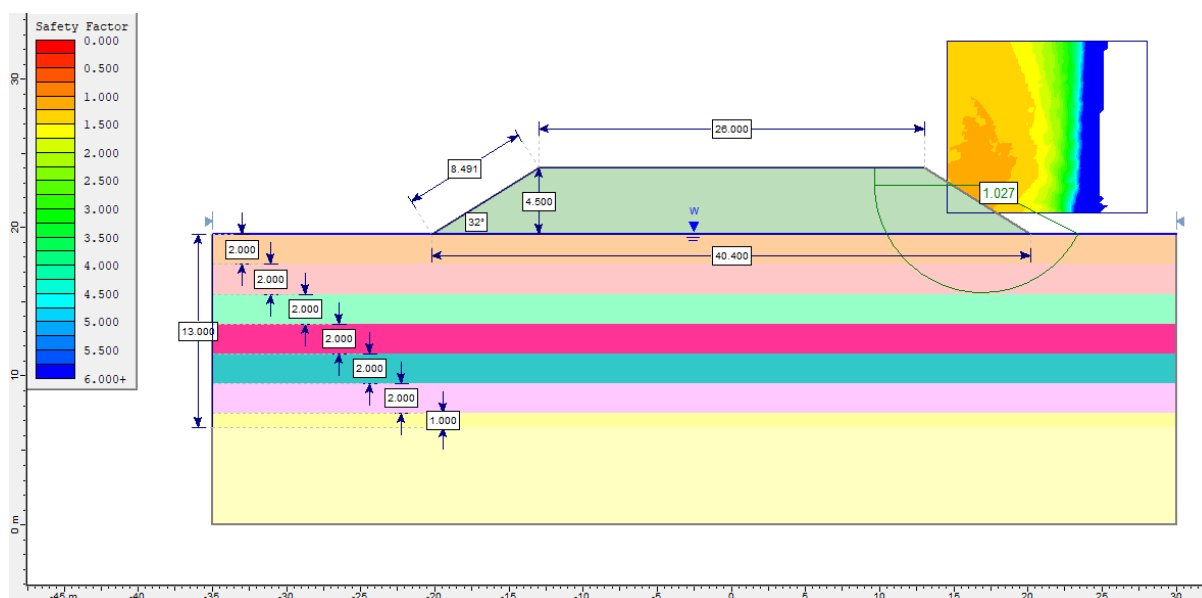


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Com a modelagem concluída, foi possível calcular o fator de segurança (FS) desse aterro modelado inicialmente com uma espessura total de argila de 13 metros e a S_u variando a cada camada, usado apenas para ajustar o modelo, ou seja, utilizando o S_u variável foi possível obter um $FS \approx 1,00$.

O método considerado na obtenção do FS foi Bishop simplificado e a superfície de ruptura considerada foi a circular. Um FS de 1,027 foi obtido para esta condição, como pode ser visto na Figura 35.

Figura 35 – FS com S_u variando e espessura de argila mole de 13 metros no Slide

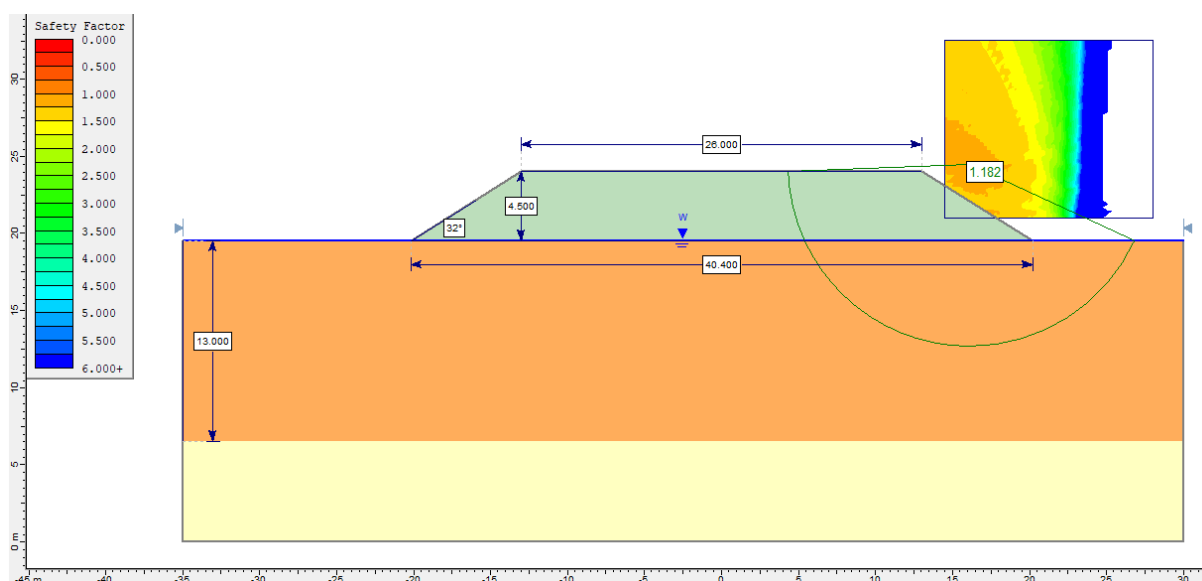


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Porém, para comparar os FS obtidos pelo Slide com os obtidos posteriormente pelo Plaxis, foi necessário considerar um valor fixo de S_u que representasse adequadamente toda a camada de argila. Houve a necessidade de substituir os valores de S_u por um valor fixo devido ao fato de que no método de Rowe e Soderman (1985) a S_u assume um valor único. Desse modo, foi obtido, por retroanálise, o valor de $15,5 \text{ kN/m}^2$, pois, com este valor, os FS calculados no Plaxis 2D e no Slide eram praticamente iguais ao FS real apresentado em Huat (1995), próximos da unidade. Em resumo, o valor de S_u fixo de $15,5 \text{ kN/m}^2$ e os valores de S_u variável ao longo da camada apresentados na Tabela 6 conduzem a um mesmo resultado de FS.

Assim, utilizando os mesmos parâmetros apresentados na Tabela 6, exceto o valor da resistência não drenada, agora $15,5 \text{ kPa}$, foi possível calcular o FS do aterro, como pode ser visto na Figura 36. O valor obtido foi de $1,182$, valor razoavelmente próximo de $\text{FS} = 1,00$. Não foi possível utilizar um valor de S_u fixo menor que $15,5 \text{ kPa}$, pois um valor menor que este resultaria em um FS menor que $1,00$ ao se analisar o problema no Plaxis 2D. Estas análises iniciais foram conduzidas de forma a representar o aterro original, sem o uso de reforço geossintético. A metodologia empregada para avaliação da influência do reforço via sua implementação hipotética é apresentada no item seguinte.

Figura 36 – FS com S_u fixo e igual a 15,5 kPa e espessura de argila mole de 13 metros no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.1.1 Geossintético

Em seguida, a inserção do reforço geossintético foi analisada. A fim de verificar o módulo de rigidez (J) típico de geogrelhas disponíveis no mercado, foram analisados alguns catálogos de fabricantes de geossintéticos. Foi possível perceber que o módulo de rigidez de geossintéticos normalmente utilizados como reforço em aterros construídos sobre solos moles varia de 125 kN/m a 8000 kN/m. Dessa forma, optou-se por simular no presente trabalho a utilização das geogrelhas cujos módulos fossem de 500, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 5000, 6000, 7000 e 8000 kN/m.

No programa Slide, foi introduzido o reforço geossintético na base do aterro e por toda a sua extensão. Porém, o programa não utiliza o módulo de rigidez para calcular o FS e sim a tração mobilizada (T) pelo reforço geossintético. Para obter a tração mobilizada foi necessário utilizar o método de Rowe e Soderman (1985).

O primeiro passo consistiu no cálculo da razão entre a altura de argila (D), de 13 metros, e a largura do topo do aterro (B), como pode ser visto abaixo.

$$\frac{D}{B} = \frac{13}{26} = 0,5$$

Em que:

D: espessura da camada de argila (m);

B: largura da crista do aterro (m).

Dependendo do resultado obtido para a razão entre D/B, é feita uma segunda aproximação com base nas recomendações apresentadas na Figura 8 e reapresentadas a seguir na Figura 37:

Figura 37 – Relações D/B para cálculo de $(D/B)_e$

$(D/B)_e = 0.2$	for	$D/B < 0.2$
$(D/B)_e = D/B$	for	$0.2 \leq D/B \leq 0.42$
$(D/B)_e = 0.84 - D/B$	for	$0.42 < D/B \leq 0.84$
$(D/B)_e = 0$	for	$0.84 < D/B$

Fonte: Rowe e Soderman (1985)

Como o valor obtido de D/B ficou compreendido entre 0,42 e 0,84, Rowe e Soderman (1985) apontam que o valor real da razão deve ser uma subtração entre 0,84 e o valor calculado anteriormente. O cálculo é mostrado abaixo.

$$\left(\frac{D}{B}\right)_e = 0,84 - 0,5 = 0,34$$

Em seguida, calcula-se o valor de Ω , o parâmetro definido por Rowe e Soderman (1985) e já mencionado anteriormente (tópico 2.8). Na Equação 4 é mostrado o cálculo da altura crítica (H_c), enquanto na Equação 5, o cálculo de Ω .

$$H_c = \frac{N_c S_u}{\gamma_{at}} = \frac{5,14 * 15,5}{18} = 4,426 \text{ metros}$$

(4)

Em que:

N_c : fator de capacidade de carga (=5,14);

S_u : resistência não drenada (kN/m^2);

γ_{at} : peso específico aparente do aterro compactado (kN/m^3).

$$\Omega = \left(\frac{\gamma_{at} H_c}{S_u} \right) \left(\frac{S_u}{E_u} \right) \left(\frac{D}{B} \right)_e^2 = \left(\frac{18 * 4,426}{15,5} \right) \left(\frac{15,5}{600} \right) (0,34)^2 = 0,01535 \quad (5)$$

Em que:

γ_{at} : peso específico aparente natural do aterro (kN/m³);

H_c : altura do aterro na ruptura (m);

S_u : resistência ao cisalhamento não drenado (kN/m²);

E_u : módulo de elasticidade não drenado do solo (kN/m²);

D : espessura da camada de argila (m);

B : largura da crista do aterro (m).

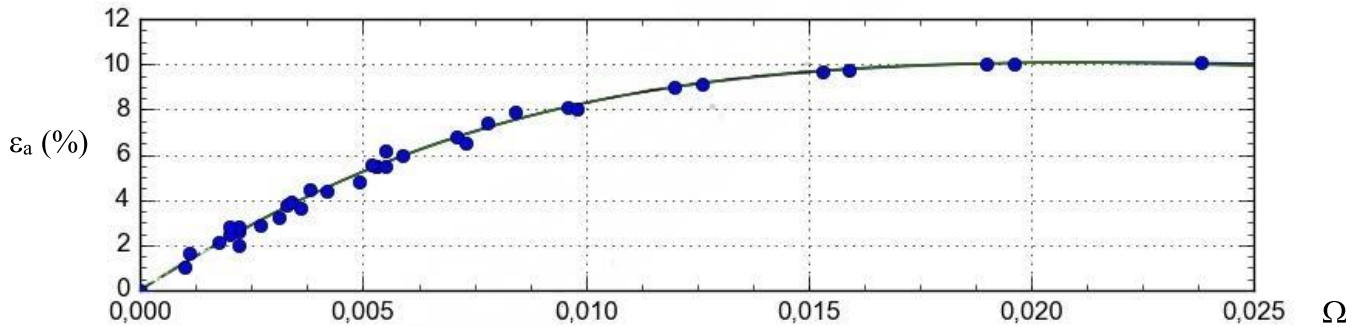
Com o valor de Ω calculado, o próximo passo seria encontrar o valor da deformação compatível admissível (ϵ_a) pelo ábaco de Rowe e Soderman (1985), que pode ser visto na Figura 8 (tópico 2.8). Porém, o valor de $\Omega = 0,01535$ não é contemplado no gráfico construído pelos autores. Dessa forma, foi preciso extrapolar os valores do ábaco original, a fim de obter o valor de ϵ_a correspondente ao Ω encontrado.

É importante salientar que o gráfico foi construído utilizando-se os pontos já apresentados no ábaco original, tanto os referentes à inclinação de 2H:1V quanto à inclinação de 4H:1V. A partir dos pontos originais do gráfico $\epsilon_a \times \Omega$ (Figura 8) foi possível extrapolar a curva inicial por meio do programa CurvesExpert Basic 2.2. O programa forneceu a melhor equação (modelo de regressão) disponível em seu banco de dados para representação da curva extrapolada para inclinação 1V:2H. Embora a inclinação do aterro estudado seja de 1,6H:1V, optou-se por utilizar o gráfico obtido de forma aproximada. No caso dos pontos plotados, o melhor método disponibilizado pelo programa foi o de Farazdaghi-Harris-YD, cuja curva é descrita na Equação 6.

$$y = \frac{x}{(a + bx^\gamma)} = \frac{x}{(8,299 * 10^{-4} + 6,642 * 10^{-1,624})} \quad (6)$$

Na Figura 38 é mostrado o novo gráfico obtido com base nos pares de valores (ϵ_a , Ω) originais encontrados na Figura 8 e pontos adicionais, como o ponto $\Omega = 0,01535$, calculado na Equação 5.

Figura 38 – Extrapolação da curva Rowe e Soderman (1985)

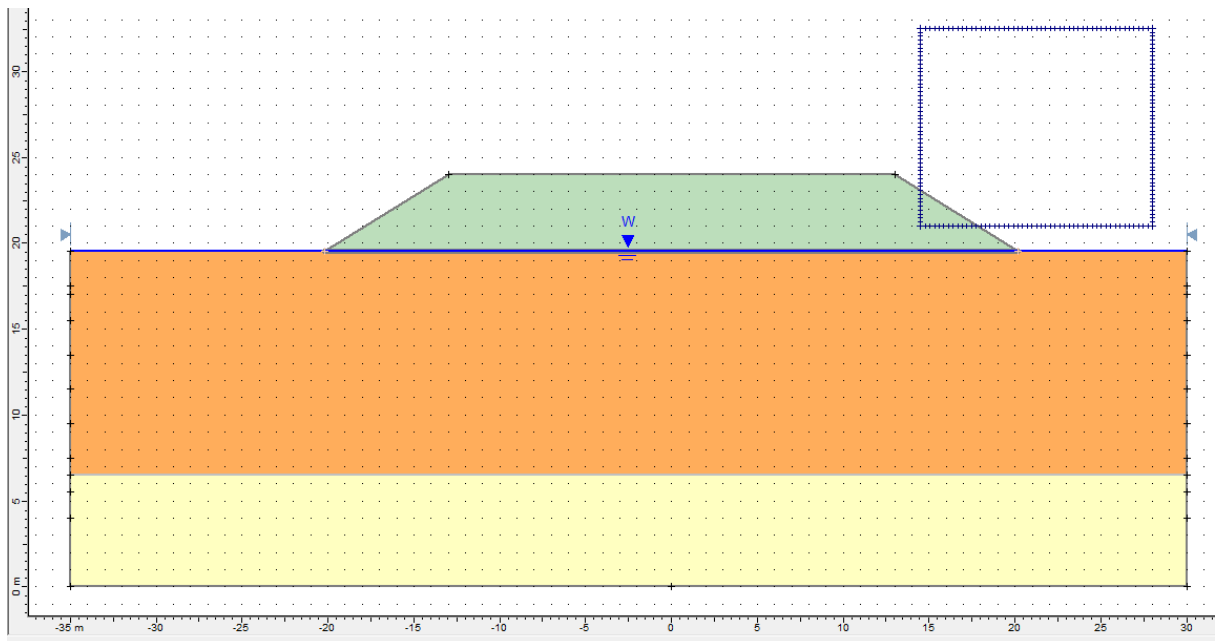


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Assim, por meio deste novo gráfico foi possível encontrar um valor de 9,69% de deformação compatível admissível para $\Omega = 0,01535$ e assim calcular o valor da tração mobilizada, por meio da Equação 3 já apresentada (tópico 2.8). Dessa forma, foram calculadas trações mobilizadas equivalentes a cada módulo de rigidez estudado, de 500, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 5000, 6000, 7000 e 8000 kN/m e, posteriormente, obteve-se os fatores de segurança para cada uma das análises.

Na Figura 39 é mostrado o modelo do aterro com o reforço, representado pela linha azul.

Figura 39 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Slide



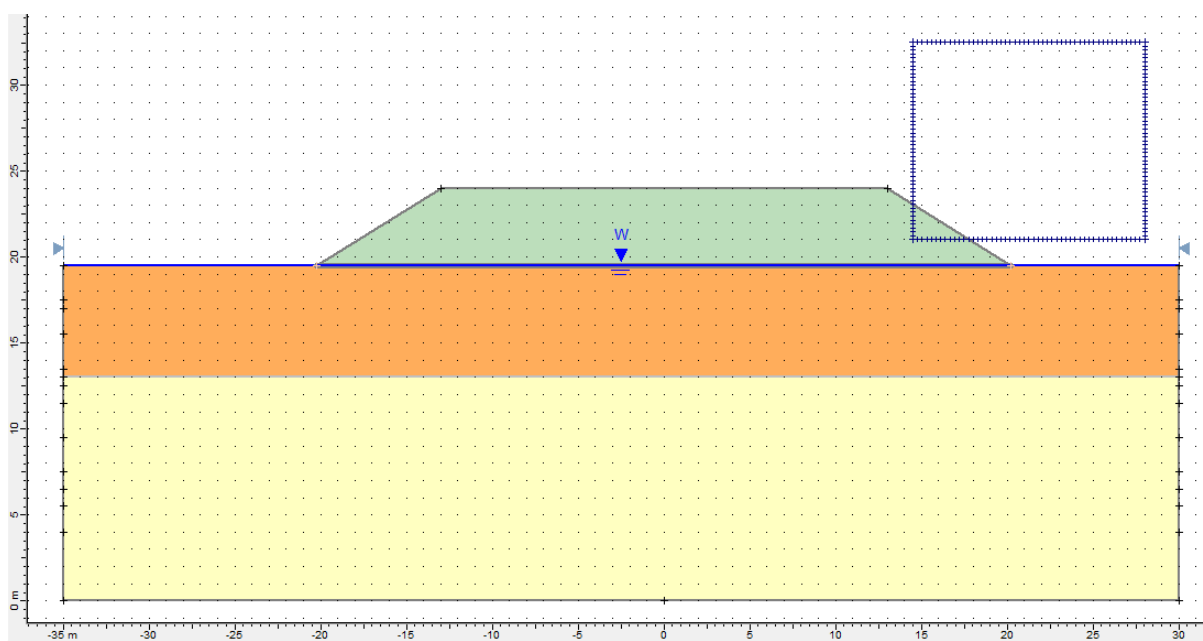
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.1.2 Variação de D/B

Além das simulações para uma espessura de argila de 13 metros, que resulta em uma relação D/B de 0,5, optou-se por fazer esta análise também para uma relação de D/B de 0,25, ou seja, para uma espessura de argila de 6,5 metros. Essa análise foi feita com a intenção de avaliar se a mudança na espessura da camada de argila mole abaixo do aterro iria impactar significativamente nos resultados obtidos. Foram feitas análises para cada valor de módulo de rigidez estudado, de 500 a 8000 kN/m.

Na Figura 40 é mostrada a configuração do aterro com apenas 6,5 metros na camada de argila da fundação do aterro, sendo toda a camada inferior (em amarelo) constituída de areia.

Figura 40 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 6,5 metros ($D = 6,5$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

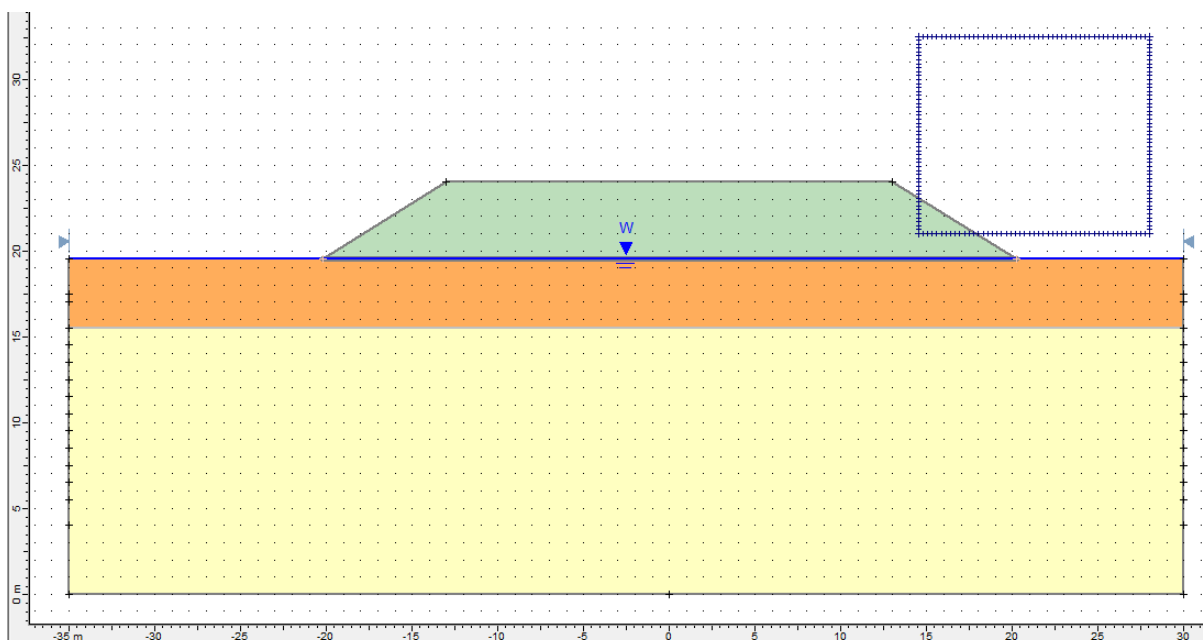
3.2.1.3 Espessura da camada de argila

Dando prosseguimento às análises, a fim de verificar o impacto da espessura da camada de argila na mudança do fator de segurança do aterro, optou-se por fixar o módulo de rigidez do geossintético e variar a espessura de argila abaixo do aterro. Dessa forma, variou-se a espessura da camada de argila de um em um metro de 12 até 4 metros para os geossintéticos de 500, 4000 e 8000 kN/m, ou seja, analisou-se o FS para camadas de argila de 12, 11, 10, 9,

8, 7, 6, 5 e 4 metros de espessura. Como o cálculo da tração mobilizada depende do valor de ϵ_a encontrado, que por sua vez depende do valor de Ω , parâmetro este que depende da espessura de argila para a sua obtenção, fica claro que a mudança da espessura vai impactar diretamente na tração mobilizada. Com as trações mobilizadas calculadas, foi possível obter os fatores de segurança para os respectivos módulos de rigidez estudados.

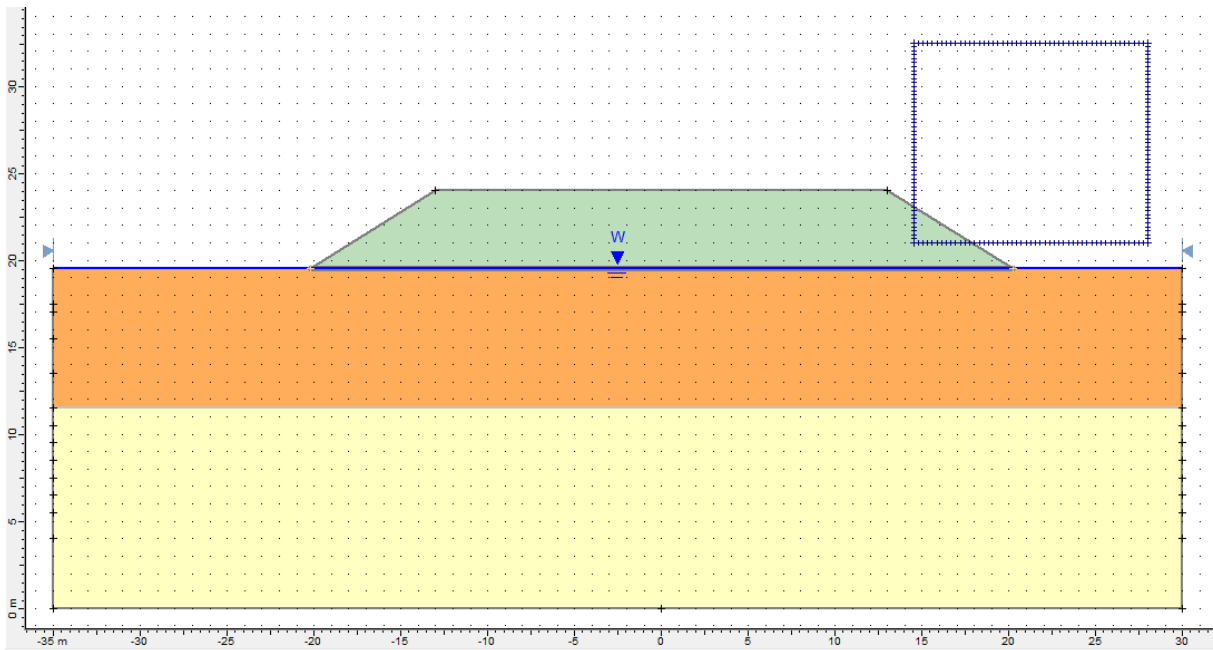
Nas Figuras 41, 42 e 43 são mostradas as modelagens feitas para as espessuras (D) de 4, 8 e 12 metros de argila para o reforço de 500 kN/m.

Figura 41 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 4 metros e $J = 500$ kN/m no Slide



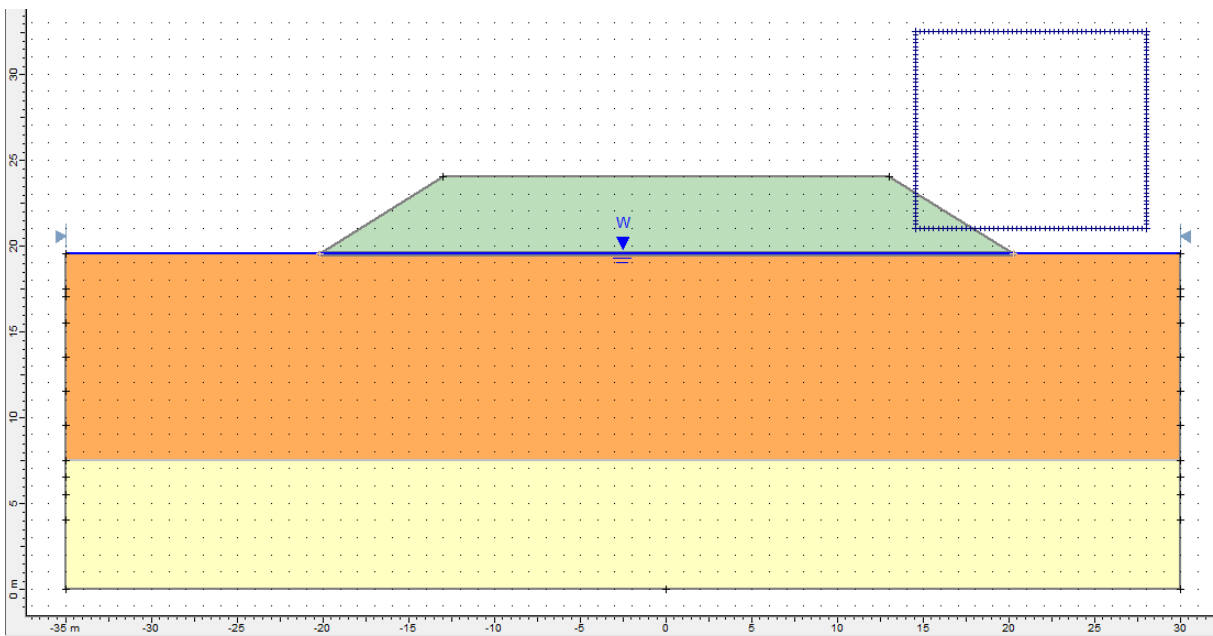
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 42 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 8 metros e $J = 500$ kN/m no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 43 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 12 metros e $J = 500$ kN/m no Slide

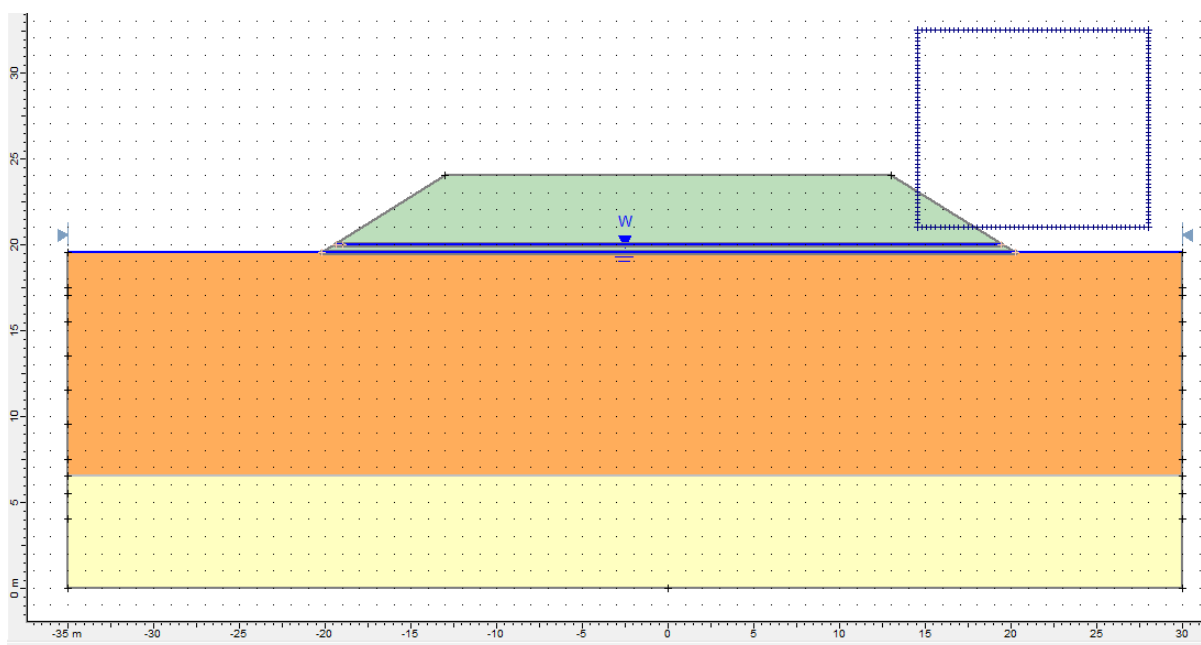


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.1.4 Reforço duplo

Simulações relativas à aplicação de reforços duplos também foram realizadas no aterro estudado, aplicando-os com uma distância de 50 centímetros entre as camadas de geossintético. Comparou-se assim a influência da inserção de duas camadas de reforço de módulo de rigidez (J) de 500 kN/m com apenas uma camada de módulo de 1000 kN/m, duas camadas de $J = 1000$ kN/m com uma camada de $J = 2000$ kN/m e duas camadas de $J = 2000$ kN/m com uma camada de $J = 4000$ kN/m. Buscou-se verificar o impacto da camada dupla no fator de segurança contra a ruptura. Na Figura 44 é mostrado o posicionamento das duas camadas de geogrelha aplicadas no Slide, para um aterro de 13 metros de espessura de argila, ou seja, $D/B = 0,5$.

Figura 44 – Posição do reforço duplo no Slide



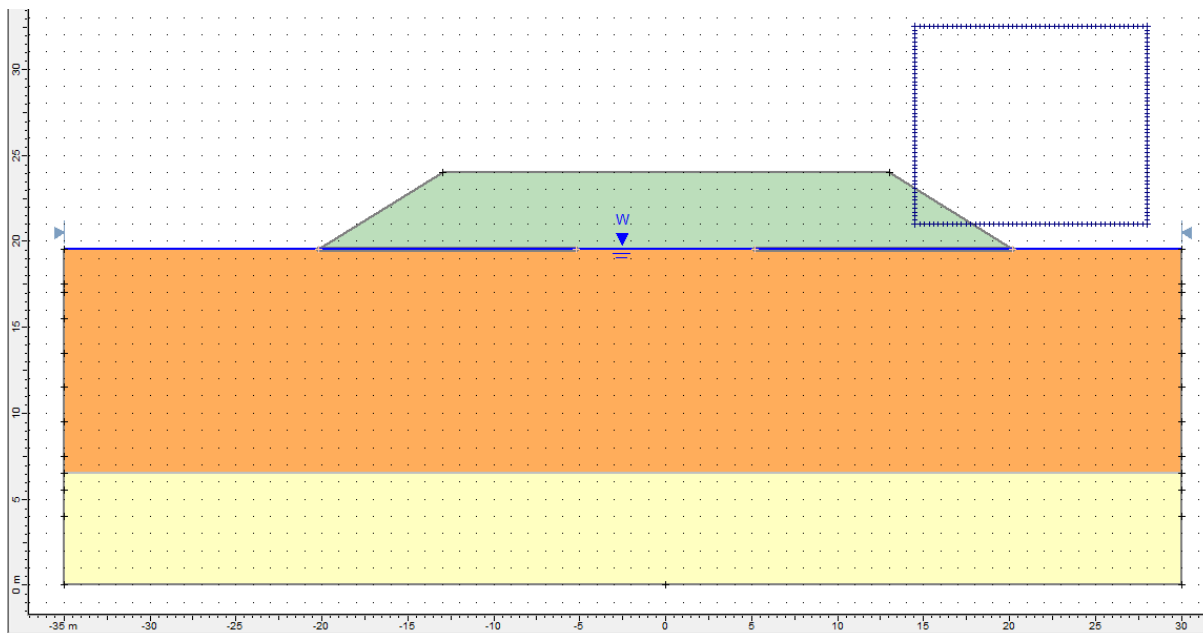
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.1.5 Reforço descontínuo

Com a intenção de analisar a influência da aplicação do reforço de forma descontínua, ou seja, apenas no início e no final do aterro, locais mais propensos à ruptura, novas simulações foram realizadas no aterro estudado, aplicando o reforço por uma extensão de 15 metros a partir de cada extremidade. As comparações feitas foram relativas aos módulos de 2000 kN/m, 4000 kN/m e 8000 kN/m, ou seja, verificou-se a mudança no fator de segurança para um aterro reforçado em sua totalidade e para um aterro reforçado de forma parcial,

apenas no início e no fim do talude. Na Figura 45 é mostrado como ficou o posicionamento do reforço neste caso, para um aterro de 13 metros de espessura de argila, ou seja, $D/B = 0,5$.

Figura 45 – Posição do reforço descontínuo no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2 Análise de Estabilidade por meio do MEF (Análise Numérica)

As mesmas análises efetuadas no Slide foram também realizadas no Plaxis 2D, a fim de comparar os resultados obtidos pelos dois programas, ou seja, pelo MEL e pelo MEF. Assim, o aterro foi também modelado e os mesmos parâmetros encontrados na Tabela 6 foram utilizados. Porém como dado de entrada no Plaxis 2D, tem-se adicionalmente o módulo de elasticidade dos materiais e o coeficiente de Poisson, por exemplo. Esses parâmetros podem ser encontrados na Tabela 7.

Tabela 7 – Dados do Aterro 2: aterro, camada de argila e de areia utilizados no Plaxis pelo método de Rowe e Soderman (1985)

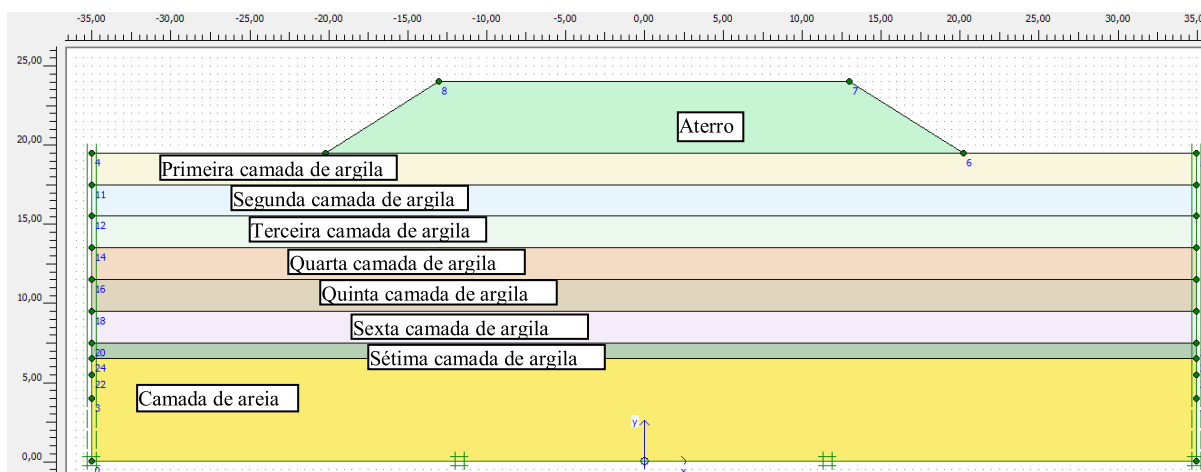
Aterro	
Módulo de elasticidade (E)	40.000 kN/m ² **
Coefficiente de Poisson (ν)	0,300**
Coefficiente de permeabilidade (k _x e k _y)	1 m/dia**
Dilatância (ψ)	0°**
Ângulo de atrito (φ)	26°
Coesão (c)	42 kN/m ²
Modelo	Elastoplástico*
Argila	
Módulo de elasticidade não drenado (E _u)	600 kN/m ² **
Coefficiente de Poisson (ν)	0,350**
Coefficiente de permeabilidade (k _x e k _y)	8,640E-04 m/dia**
Dilatância (ψ)	0°**
Ângulo de Atrito (φ)	0°
S _u primeira camada	9,5 kN/m ²
S _u segunda camada	13,5 kN/m ²
S _u terceira camada	17,5 kN/m ²
S _u quarta camada	21,5 kN/m ²
S _u quinta camada	25,5 kN/m ²
S _u sexta camada	29,5 kN/m ²
S _u sétima camada	33,5 kN/m ²
Modelo	Elastoplástico*
Areia	
Módulo de elasticidade (E)	30.000 kN/m ² **
Coefficiente de Poisson (ν)	0,300**
Coefficiente de permeabilidade (k _x e k _y)	1 m/dia**
Dilatância (ψ)	0°**
Ângulo de Atrito (φ)	40°**
Coesão (c)	0,1 kN/m ² **
Modelo	Elastoplástico*

Nota:* Com critério de falha de Mohr-Coulomb, ** Parâmetros determinados no presente estudo.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Na Figura 46 é apresentada a geometria do modelo de aterro sobre solo mole estudado no *software* Plaxis 2D.

Figura 46 – Modelagem do Aterro 2 com camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) no Plaxis



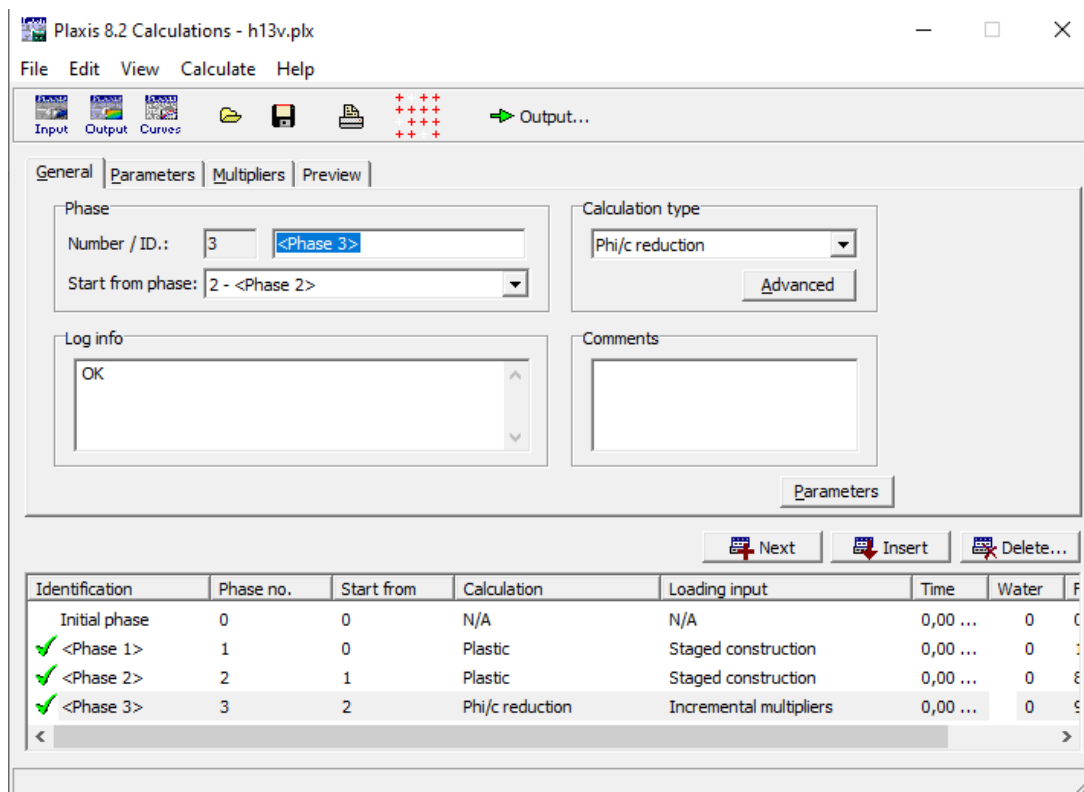
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Após a conclusão da inserção dos dados da geometria e dos materiais de cada camada, é necessário ir para a aba “*Initial conditions*” no programa, a fim de continuar a definição das condições de contorno do aterro estudado. Nessa aba, é possível posicionar o nível d’água presente no local, gerar as “pressões de água” no maciço e gerar as tensões iniciais no aterro, todos estes procedimentos necessários de serem realizados antes do início dos cálculos.

Dessa forma, é possível prosseguir selecionando a opção “*Calculation*”, etapa em que são efetuados os cálculos das tensões e deformações e do fator de segurança (FS). Três fases de cálculo foram definidas, sendo que na primeira, a construção do aterro não é considerada, apenas as camadas de areia e argila participam do cálculo neste momento. Na segunda fase, o aterro é considerado no cálculo e na terceira fase é possível obter o fator de segurança do aterro estudado. Após a definição das fases, é necessário selecionar pontos do aterro em que o operador deseja analisar. Foram escolhidos três pontos na base do aterro, um próximo a extremidade esquerda, outro no centro e o último próximo a extremidade direita. Por fim, é possível iniciar o cálculo pela tecla “*Calculate*”.

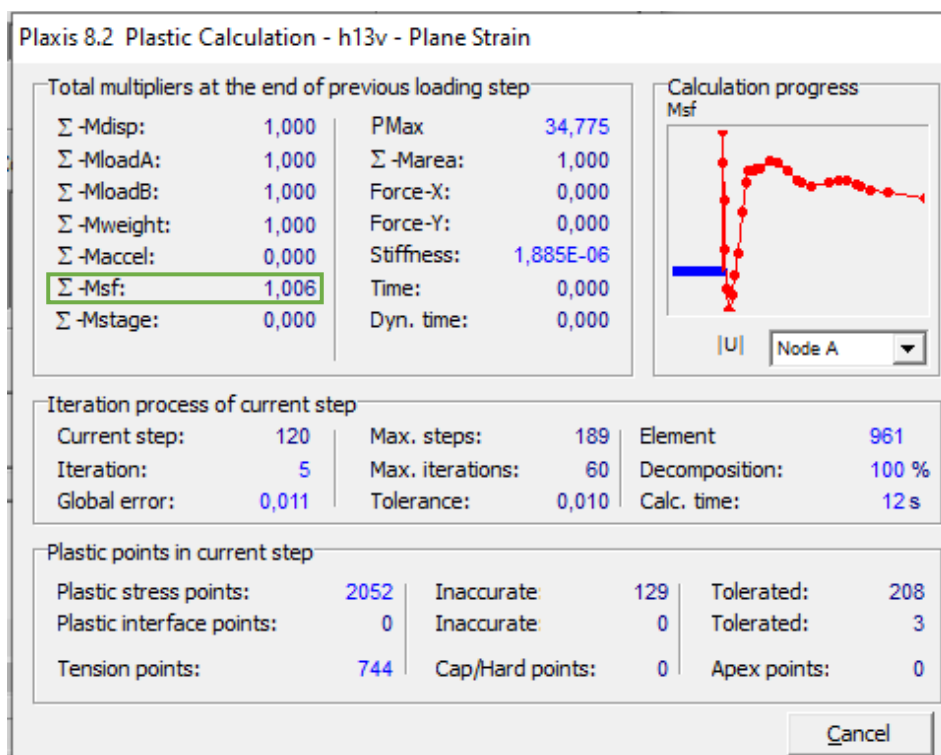
Na Figura 47 é apresentada a interface do programa após finalizado o cálculo das três fases.

Figura 47 – Etapa "Calculation" do Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

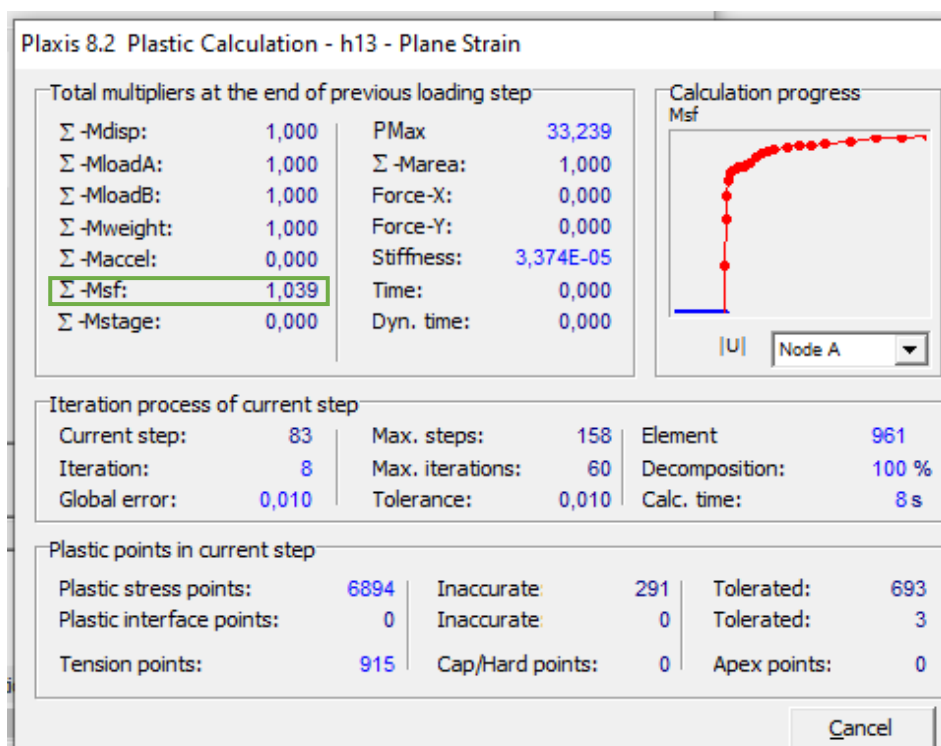
Durante o cálculo da fase três já é possível visualizar o FS do aterro, que também pode ser encontrado na aba "Output" do programa. Dessa forma, na Figura 48 é mostrado o fator de segurança para o aterro estudado com a S_u variando a cada camada e com espessura de argila de 13 metros, assim como foi calculado inicialmente pelo Slide.

Figura 48 – FS com S_u variando e espessura de argila mole de 13 metros no Plaxis

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Assim, foi necessário fixar um valor de S_u , já que o método de cálculo de Rowe e Soderman (1985) considera um único valor de resistência não drenada no cálculo de Ω . Dessa forma, foi escolhido o valor de $S_u = 15,5$ kPa, e o correspondente FS pode ser visto na Figura 49. Vale ressaltar aqui que o valor de 15,5 kPa da resistência não drenada foi ajustado exatamente neste momento, já que o valor encontrado de 1,039 ficou muito próximo ao fator de segurança real apresentado pelo artigo estudado, de 1,04.

Figura 49 – FS com S_u fixo e igual a 15,5 kPa e espessura de argila mole de 13 metros no Plaxis



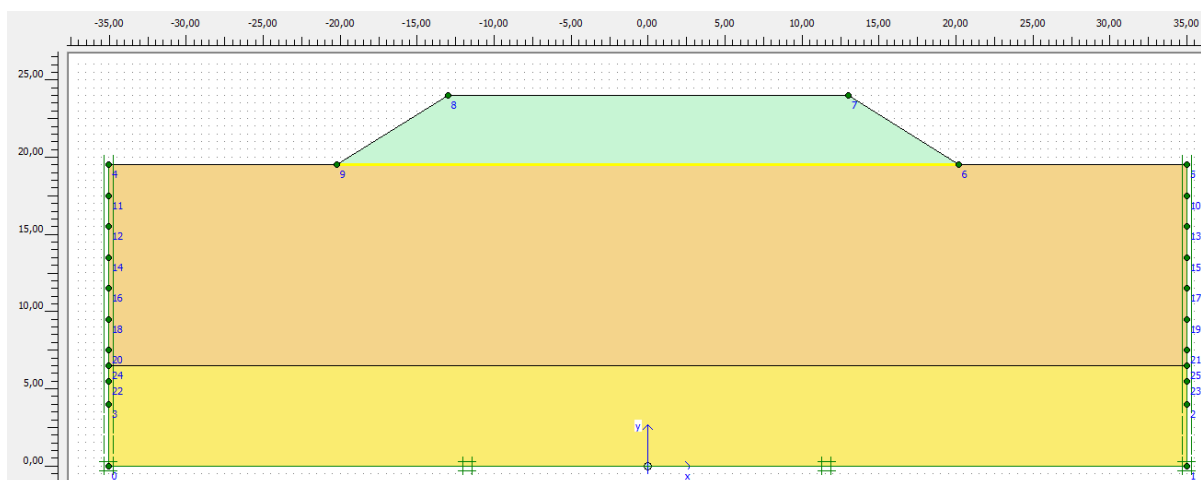
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.1 Geossintético

Da mesma forma feita no *software* Slide, foi estudado o efeito da inserção do reforço geossintético com módulos de rigidez (J) diferentes para a espessura de argila de 13 metros com a intenção de verificar a variação do FS do aterro na ruptura, do recalque e também de comparar os valores obtidos no Slide com os obtidos no Plaxis 2D. Assim, modelou-se o aterro com 13 metros de coluna de argila e resistência não drenada de 15,5 kPa para todos os módulos de rigidez estudados. Os fatores de segurança para cada valor de módulo de rigidez diferente e as respectivas trações mobilizadas foram obtidos.

No Plaxis 2D, a inserção do reforço é mais simples, basta posicionar o reforço geossintético no local desejado e informar o módulo de rigidez (J) deste. Na Figura 50 é mostrado o modelo do aterro com o reforço, representado pela linha amarela.

Figura 50 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 13 metros ($D = 13$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Plaxis

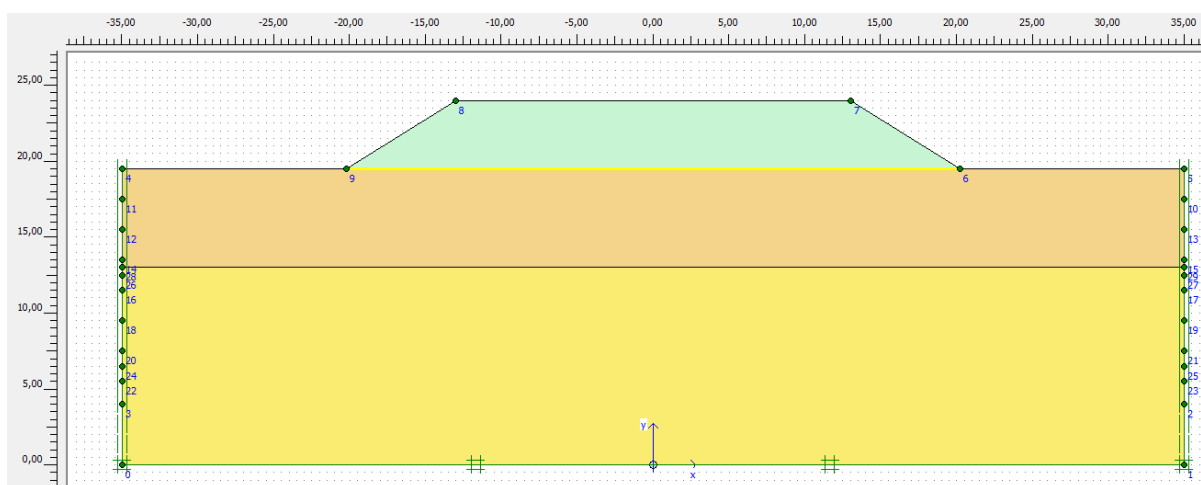


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.2 Variação de D/B

Assim como foi feito no Slide, também se estudou a influência da espessura de argila mole de 6,5 metros na variação na tração mobilizada no reforço e no fator de segurança do aterro. Estes resultados obtidos no *software* Plaxis 2D foram comparados com os resultados obtidos no *software* Slide. Na Figura 51 é apresentada a modelagem.

Figura 51 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 6,5 metros ($D = 6,5$ m) e J variando de 500 a 8000 kN/m no Plaxis



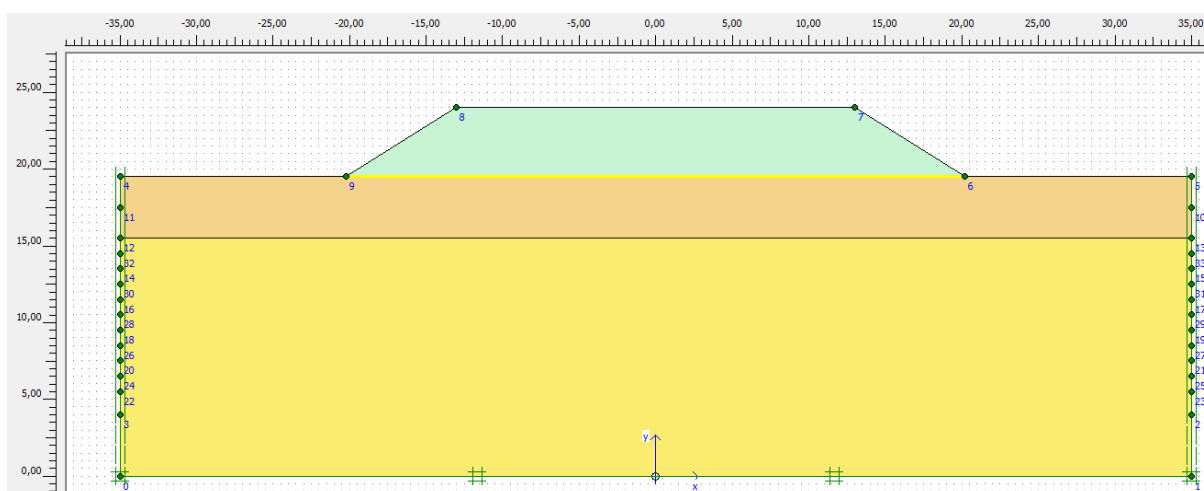
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.3 Espessura da camada de argila

Em seguida, foi analisada a variação da espessura de argila para os geossintéticos de módulos de rigidez de 500, 4000 e 8000 kN/m. Da mesma forma que foi realizada no Slide, avaliou-se o FS, para os três módulos de rigidez fixos, variando-se a espessura da camada de argila em 12, 11, 10, 9, 8, 7, 6, 5 e 4 metros. Após o cálculo dos respectivos fatores de segurança, foi possível também verificar a tração mobilizada pelos geossintéticos para cada espessura de argila estudada.

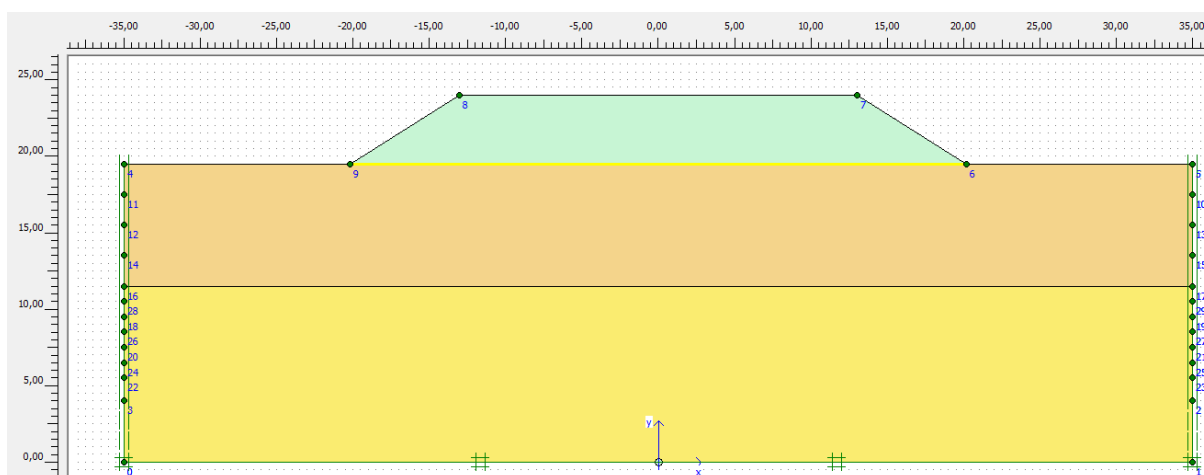
Nas Figuras 52, 53 e 54 são mostradas, respectivamente, as modelagens no Plaxis para as espessuras de 4, 8 e 12 metros de argila para o geossintético de $J = 500$ kN/m.

Figura 52 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 4 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis



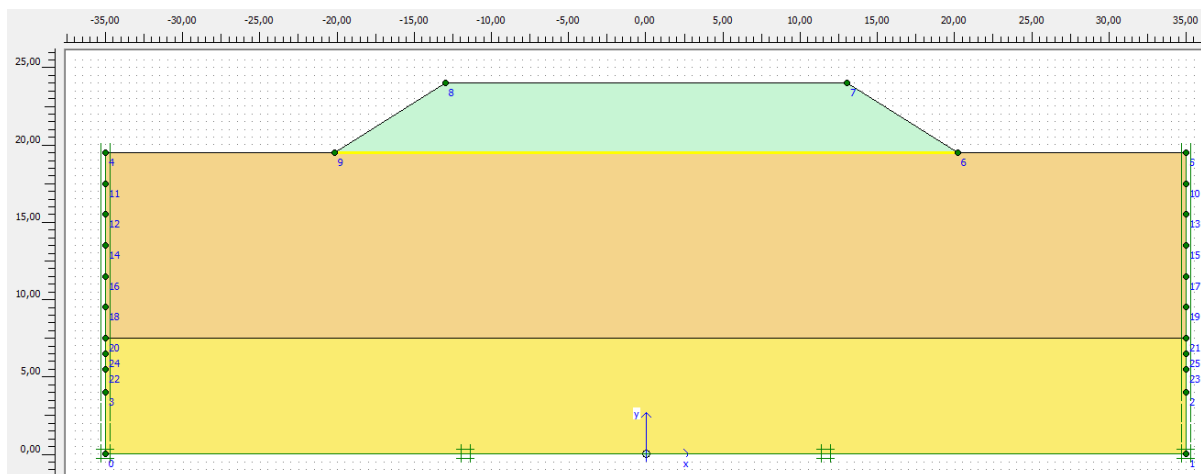
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 53 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 8 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 54 – Modelagem do Aterro 2 com a camada de argila de 12 metros e $J = 500$ kN/m no Plaxis

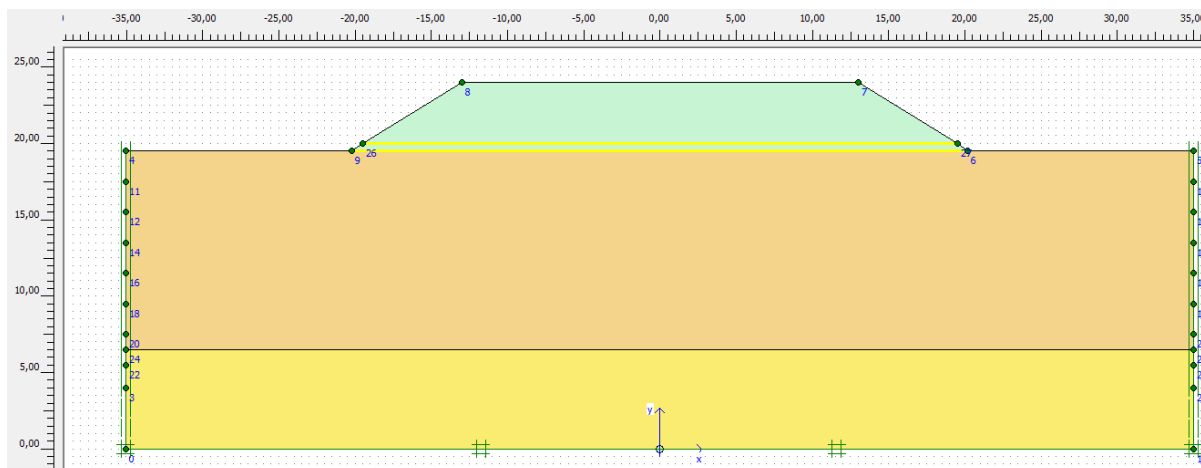


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.4 Reforço duplo

De maneira análoga às feitas no Slide, simulações com duas camadas de reforço foram realizadas no Plaxis. A influência de duas camadas de reforço de módulo de rigidez de 500 kN/m foi comparada com a influência de apenas uma camada de módulo de 1000 kN/m, duas camadas de $J = 1000$ kN/m com uma camada de $J = 2000$ kN/m e duas camadas de $J = 2000$ kN/m com uma camada de $J = 4000$ kN/m na mudança do fator de segurança. Na Figura 55 é exibida a posição do reforço duplo no *software* Plaxis, para um aterro de 13 metros de espessura de argila, ou seja, $D/B = 0,5$. As duas camadas de reforço também foram espaçadas de 50 centímetros na análise pelo Plaxis.

Figura 55 – Posição do reforço duplo no Plaxis

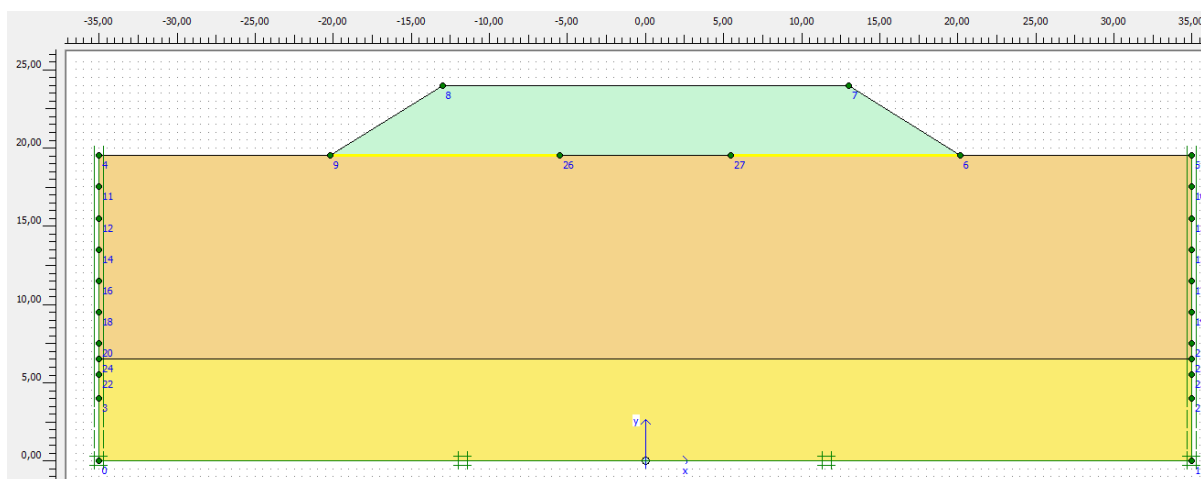


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.5 Reforço descontínuo

Sobre a aplicação do reforço de forma descontínua, comparou-se a aplicação das geogrelhas de módulos de 2000 kN/m, 4000 kN/m e 8000 kN/m em todo o aterro e apenas no início e no fim do talude, e verificou-se de que forma essa mudança impactaria no fator de segurança medido. Na Figura 56 é mostrado como se deu a aplicação descontínua do reforço no Plaxis, para um aterro de 13 metros de espessura de argila, ou seja, $D/B = 0,5$.

Figura 56 – Posição do reforço descontínuo no Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.2.2.6 Recalque

Outra análise feita foi relativa ao recalque máximo sofrido pelo aterro analisado, ao longo de sua base, comparando a sua evolução à medida que o módulo de rigidez do geossintético aumentava. O recalque foi medido em toda a base do aterro, clicando no comando “*Vertical Displacements*”, disponível após um clique duplo no reforço geossintético, na aba “*Output*”. As análises no Plaxis foram feitas para a variação do módulo de rigidez de 500 a 8000 kN/m para as espessuras de 13 metros e de 6,5 metros e também para o reforço duplo e descontínuo, ambos no aterro de 13 metros de espessura de argila.

3.3 HINCHBERGER E ROWE (2003)

Após a análise do fator de segurança (FS) pelo método de Rowe e Soderman (1985), que considera o valor da resistência não drenada (S_u) como sendo fixa, optou-se por fazer esta mesma análise, mas agora considerando a S_u variável com a espessura da argila, que é o que acontece na prática. Para isso, o método de Hinchberger e Rowe (2003) foi utilizado.

O método é descrito por Brugger *et al.* (2019) da seguinte maneira:

1) O primeiro passo é identificar as características do aterro estudado. Na Tabela 8 estão reunidas as informações do aterro e da camada de argila mole abaixo dele;

Tabela 8 – Dados do Aterro 2 e da camada de argila utilizados na modelagem pelo método de Hinchberger e Rowe (2003)

Aterro	
Largura da crista do Aterro (B)	26 metros
Altura de projeto (H_p)	4,8 metros**
Altura crítica (H_c)	4,4 metros
Peso específico aparente natural (γ_{at})	18 kN/m ³ **
Coesão (c)	42 kN/m ²
Ângulo de atrito (ϕ)	26 °
Inclinação do talude do aterro	1,6H:1V
Argila	
Espessura (D)	13 metros
Peso específico aparente saturado (γ_{sat})	14 kN/m ³ **
S_u inicial	7,5 kPa
Taxa de variação do S_u (ρS_u)	2 kPa/m

Nota: ** Parâmetros determinados no presente estudo.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

2) Em seguida, o método considera que se deve minorar tanto a resistência ao cisalhamento não drenado inicial quanto a taxa de variação da mesma dividindo-se ambas por 1,3. A primeira relação mostra o cálculo da fatoração da S_u e a segunda relação mostra o cálculo da fatoração da sua taxa de variação;

$$S_{u0} = \frac{7,5}{1,3} = 5,77 \text{ kPa}$$

Onde:

S_{u0} : resistência ao cisalhamento não drenado fatorada (kPa);

$$\rho S_u = \frac{2}{1,3} = 1,54 \text{ kPa/m}$$

Onde:

ρS_u : taxa de variação da resistência ao cisalhamento não drenado fatorada (kPa/m);

3) A altura crítica considerada aqui foi de $H_c = 4,4$ metros, valor calculado pelo método de Rowe e Soderman (1985) e que forneceu fatores de segurança pelos dois softwares utilizados próximos da unidade para o aterro estudado;

4) Depois, é necessário calcular o valor da altura crítica para um aterro perfeitamente rígido (H_u). Para isto, deve-se seguir os passos mostrados nas Equações 7, 8, 9 e 10;

$$B^* = 2 * H_p * H + B = 2 * 4,8 * 1,6 + 26 = 41,36 \text{ metros} \quad (7)$$

Em que:

B^* : Base do aterro, medida no pé do aterro (m);

H_p : Altura de projeto do aterro (m);

H : Altura correspondente à inclinação de 1,6H:1V (m);

B : Base do aterro, medida na crista do aterro (m).

$$\frac{\rho S_u * B^*}{S_{u0}} = \frac{1,54 * 41,36}{5,77} = 11,04 \quad (8)$$

Em que:

ρS_u : Taxa de variação da resistência não drenada (kPa/m);

S_{u0} : Resistência não drenada inicial (kPa).

$$N_c \cong 11,3 + 0,384 * \left(\frac{\rho S_u * B^*}{S_{u0}} \right) \cong 11,3 + 0,384 * 11,04 \cong 15,54 \quad (9)$$

Em que:

N_c : Fator de capacidade de carga.

Assim:

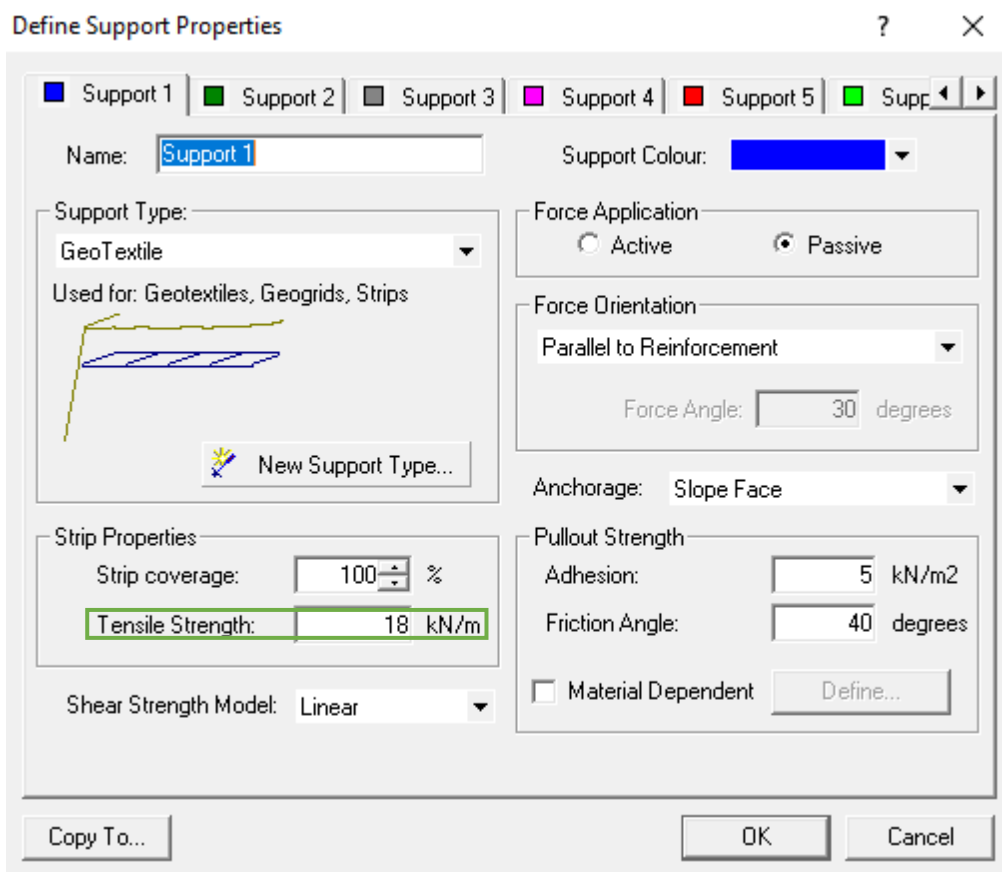
$$H_u = \frac{N_c * S_{u0}}{\gamma} = \frac{15,54 * 5,77}{18} = 4,98 \text{ metros} \quad (10)$$

5) Visando obter uma altura de projeto que fosse superior à altura crítica, mas que não ultrapassasse a altura do aterro perfeitamente rígido, foi determinado o valor de 4,8 metros. Assim, como a altura de projeto, 4,8 metros, é superior à altura crítica, 4,4 metros, entende-se que este aterro necessita de reforço. Além disso, a altura de projeto, 4,8 metros, é menor que a altura do aterro perfeitamente rígido, 4,98 metros, o que demonstra que a utilização do geossintético como reforço é suficiente;

6) Em seguida, modela-se o aterro, com 4,8 metros, no *software* Slide e com a resistência ao cisalhamento não drenada variando com a espessura da camada de argila. Os valores da S_u em cada camada são os mesmos utilizados anteriormente no ajuste do modelo e podem ser encontrados na Tabela 7. Depois, posiciona-se o geossintético na base do aterro e procura-se um valor de tração mobilizada que forneça um fator de segurança próximo ao encontrado para o aterro sem reforço modelado com a altura crítica, ou seja, um FS próximo de 1. O valor de 1,052 foi o parâmetro utilizado já que este foi o FS do aterro sem reforço para a altura crítica de 4,4 metros. O valor encontrado para T foi de 18 kN/m, mostrado na Figura 57, e o FS de 1,052 pode ser visto na Figura 58. Embora o método permita a utilização

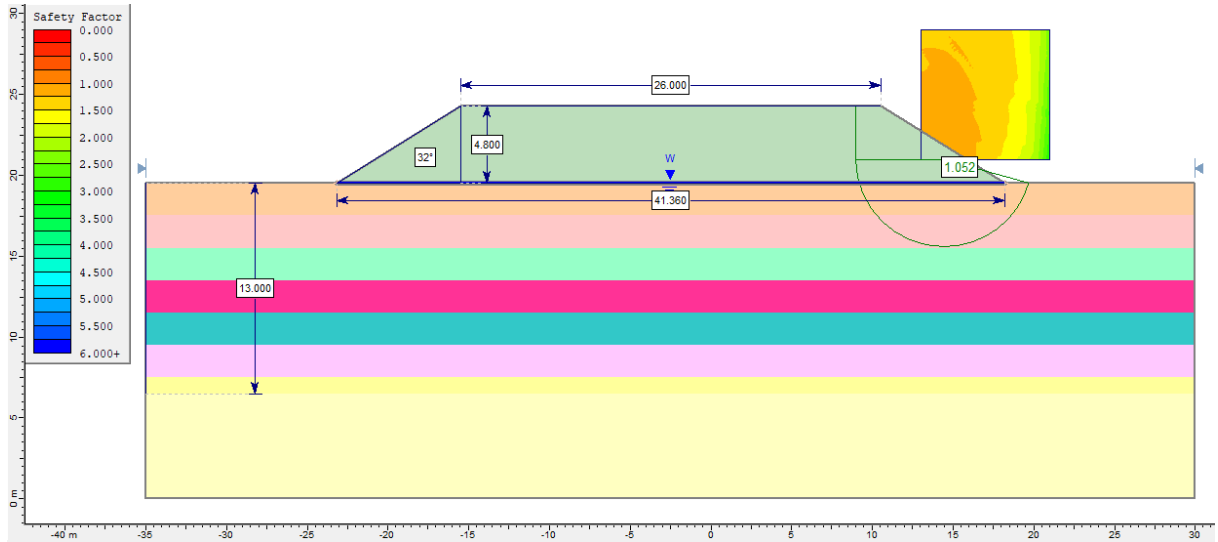
de fatores de redução, como estes não foram utilizados nas análises feitas pelo método de Rowe e Soderman (1985), aqui também não serão;

Figura 57 – Tração mobilizada que forneceu um FS = 1,052 pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

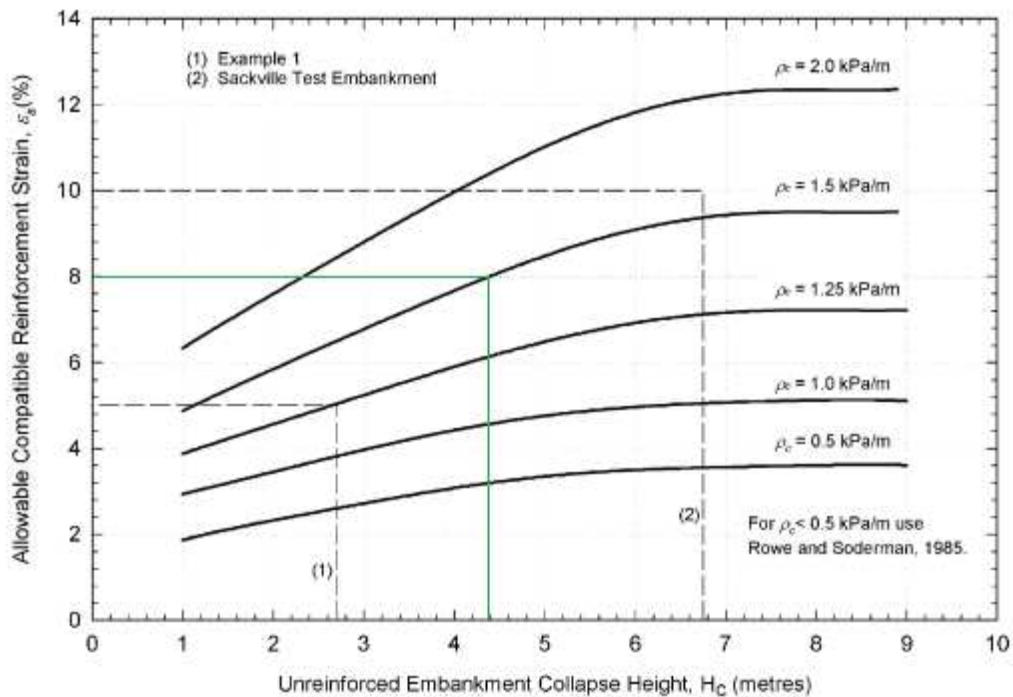
Figura 58 – FS pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Slide



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

7) Por meio do gráfico apresentado por Hinchberger e Rowe (2003) e mostrado na Figura 59 é possível obter o valor de ϵ_a . Com a altura crítica de 4,4 metros e uma taxa de variação de S_u de 1,54 kPa/m, calculada anteriormente, obtém-se um valor de ϵ_a de 8,0%, aproximadamente. A curva utilizada foi a correspondente a $\rho_c = 1,5$ kPa/m;

Figura 59 – Gráfico da relação entre a deformação compatível admissível (ϵ_a) e a altura crítica do aterro sem reforço (H_c)



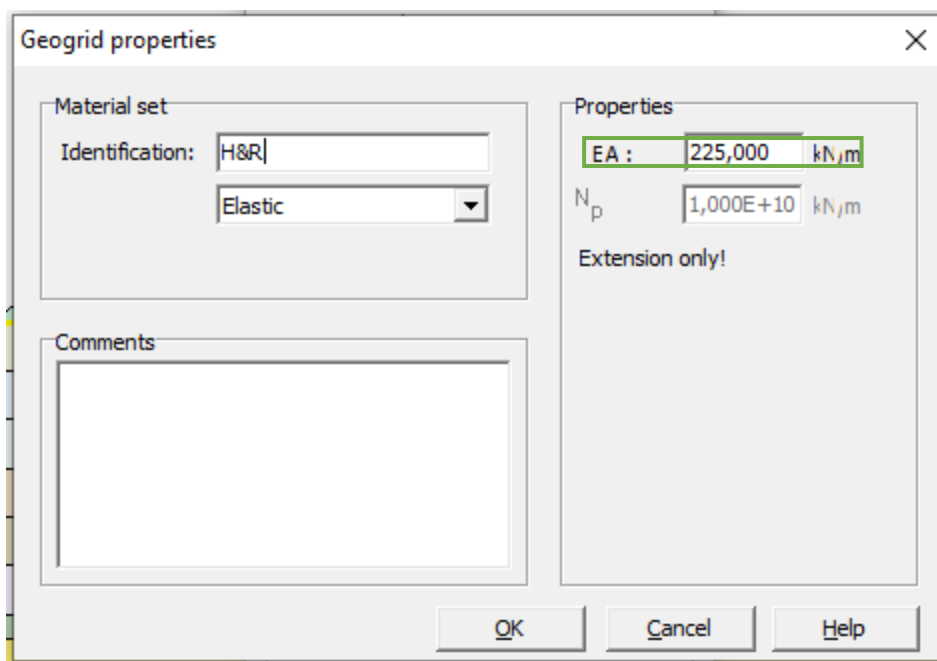
Fonte: Hinchberger e Rowe (2003).

8) Como o valor da razão entre a subtração da altura de projeto e da altura crítica pela subtração da altura do aterro perfeitamente rígido e da altura crítica, baseada na Tabela 1, foi de 0,7, o valor de α_r será 1, ou seja, não é necessário fazer a correção sugerida pelo método;

9) Como a tração mobilizada é dada pelo produto do módulo de rigidez pela deformação compatível admissível, obtém-se um J de 225 kN/m;

10) No Plaxis, insere-se o valor de $J = 225$ kN/m no aterro de 4,8 metros, com S_u variável, mostrado na Figura 60, e obtém-se um FS de 1,333, como pode ser visto na Figura 61;

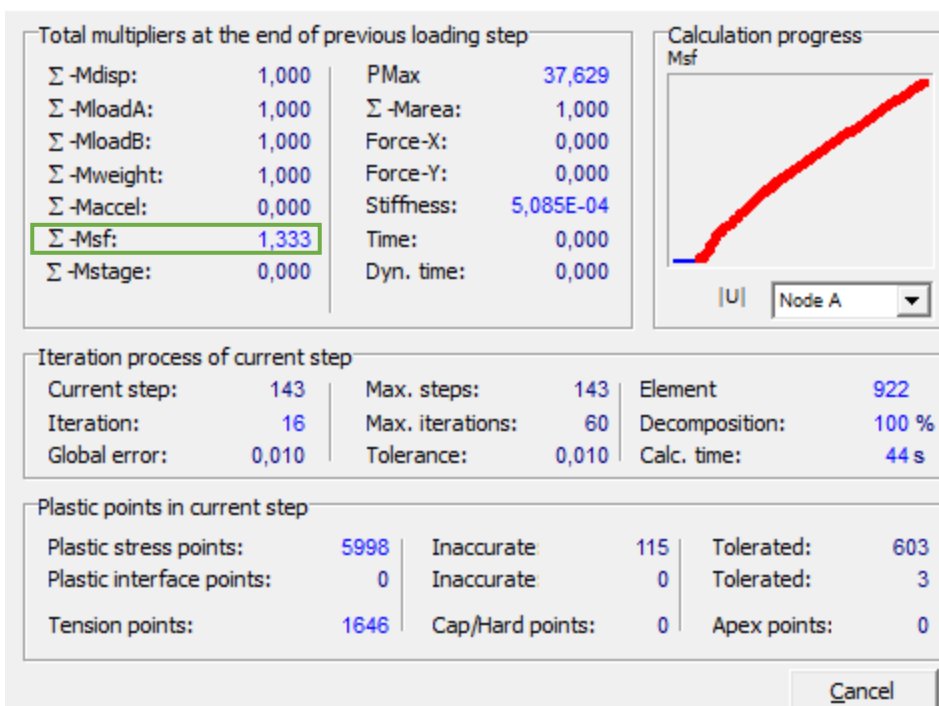
Figura 60 – Módulo de rigidez utilizado no Plaxis considerando o S_u variável (H&R)



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 61 – FS pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) no Plaxis

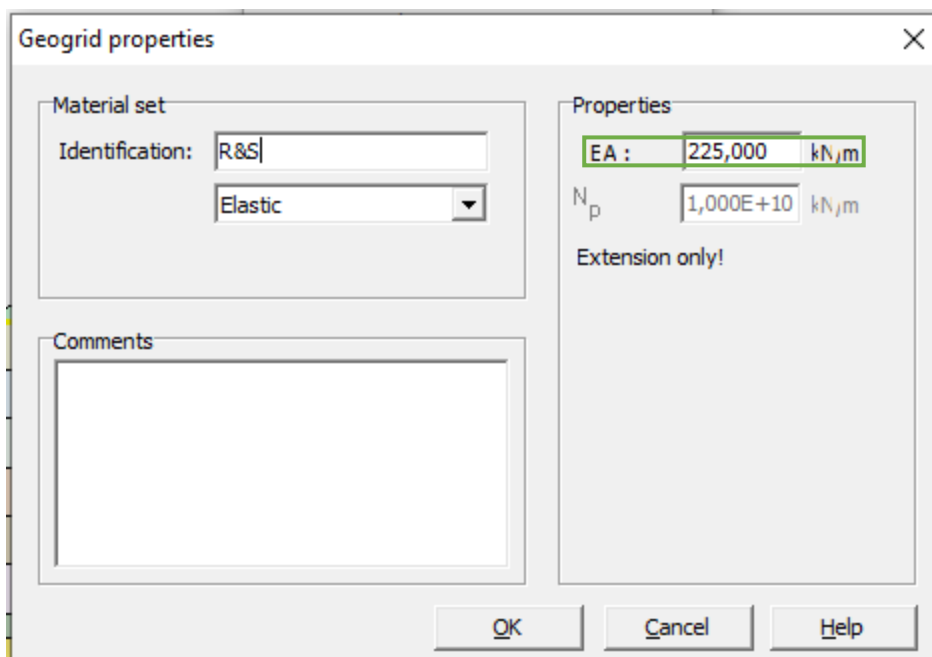
Plaxis 8.2 Plastic Calculation - vh4, - Plane Strain



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

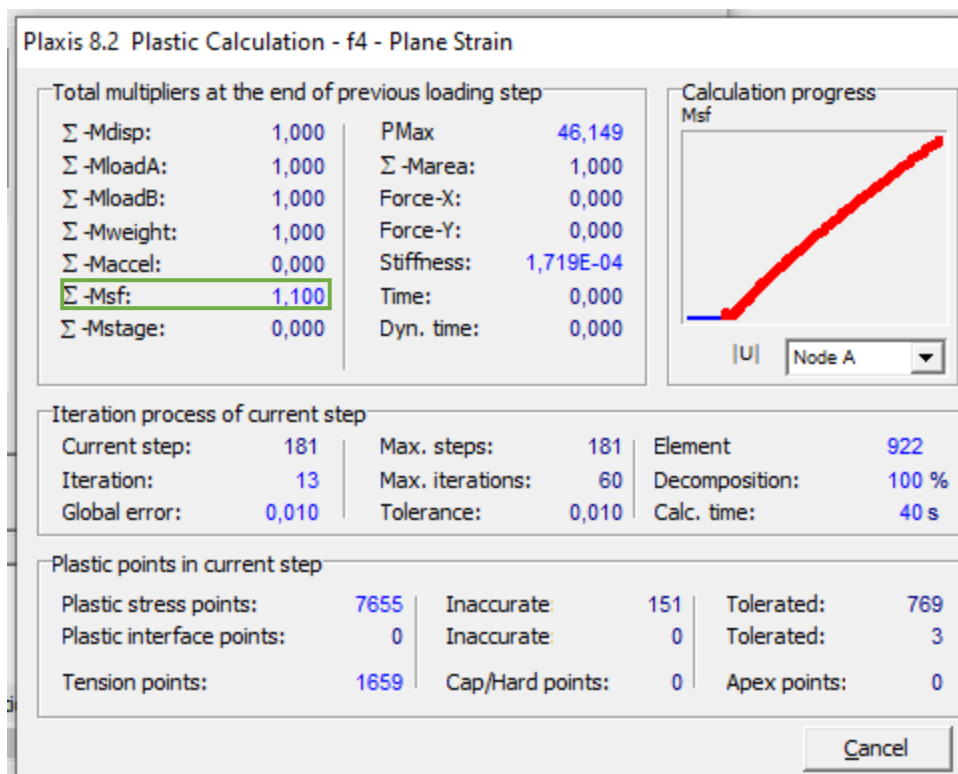
11) Ainda no Plaxis, mas agora considerando o S_u fixo, insere-se o valor de $J = 225$ kN/m, mostrado na Figura 62 e obtém-se um FS de 1,100, que pode ser visto na Figura 63.

Figura 62 – Módulo de rigidez utilizado no Plaxis considerando o S_u fixo (R&S)



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

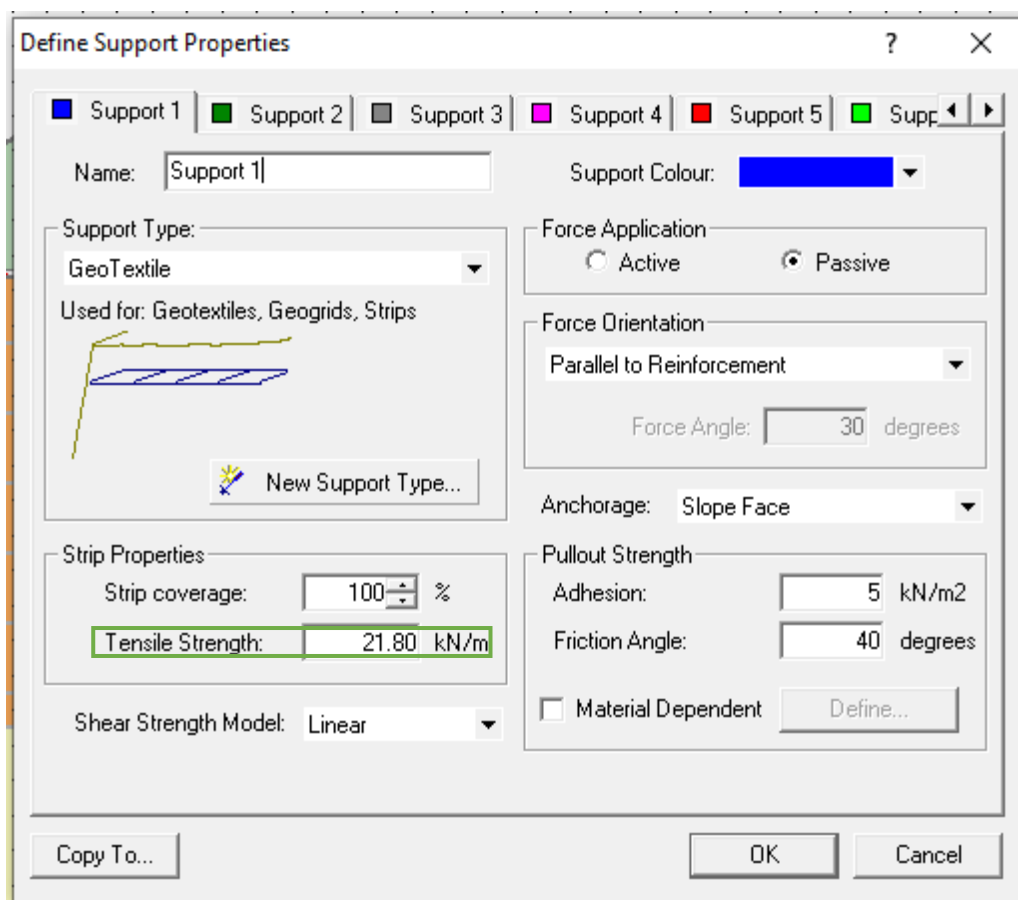
Figura 63 – FS pelo método de Rowe e Soderman (1985) no Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

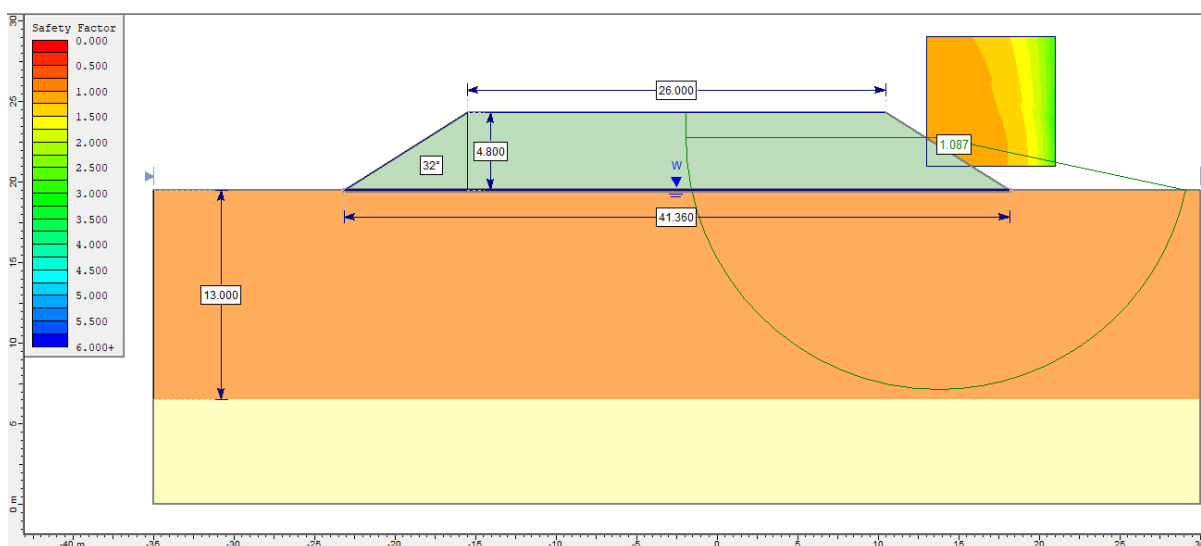
12) Com o valor de $J = 225 \text{ kN/m}$ e um $\varepsilon_a = 9,69\%$, calculado pelo método de Rowe e Soderman (1985) para uma espessura de argila de 13 metros, é possível obter o valor de T correspondente a este método. Dessa forma, o valor encontrado foi de $21,80 \text{ kN/m}$, mostrado na Figura 64. O valor do FS obtido no Slide para esta tração mobilizada foi de $1,087$, como pode ser visto na Figura 65.

Figura 64 – Tração mobilizada utilizada no Slide pelo método de Rowe e Soderman (1985)



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 65 – FS pelo método de Rowe e Soderman (1985) no Slide

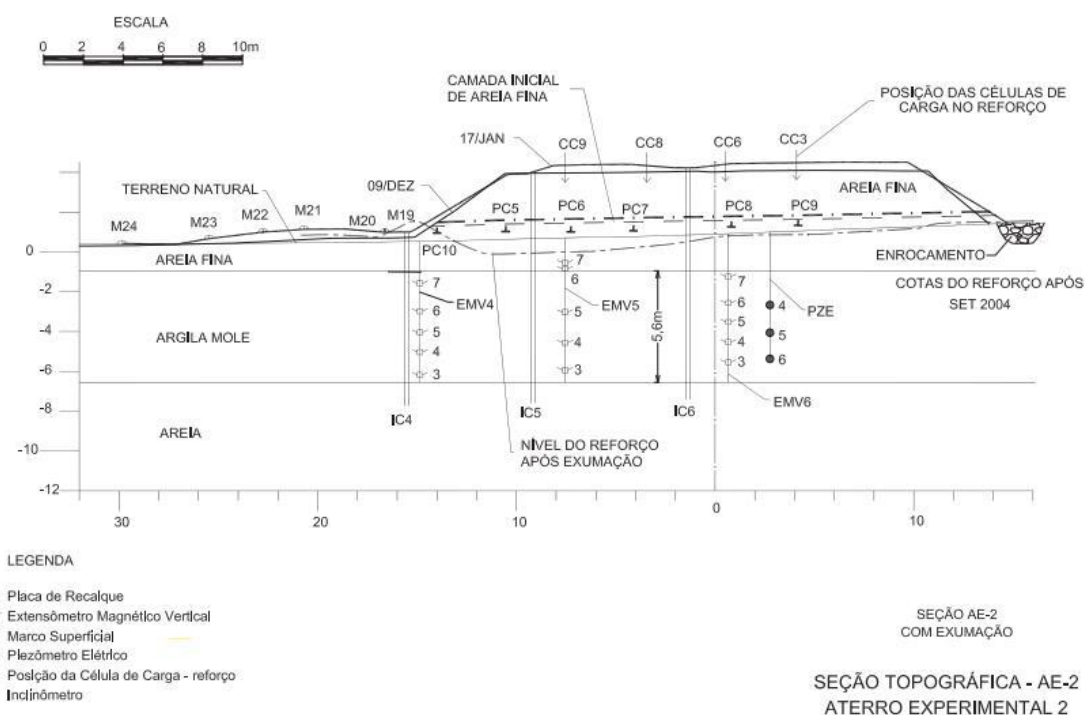


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.4 ATERRO INSTRUMENTADO

Com a intenção de validar o modelo estudado, optou-se por modelar um aterro teste em verdadeira grandeza implementado por Magnani (2006) e Magnani *et al.* (2009) levado a ruptura. O aterro estudado é o AE 2, construído em um terreno de planície costeira localizado em Florianópolis (SC), entre os anos 2002 e 2003. Na Figura 66 é apresentada a geometria do aterro AE 2, a localização das placas de recalque (PC), dos extensômetros magnéticos verticais (EMV), dos marcos superficiais (M), dos piezômetros elétricos (PZE), a posição da célula de carga do reforço (CC) e também o local dos inclinômetros (IC).

Figura 66 – Seção transversal do aterro AE 2

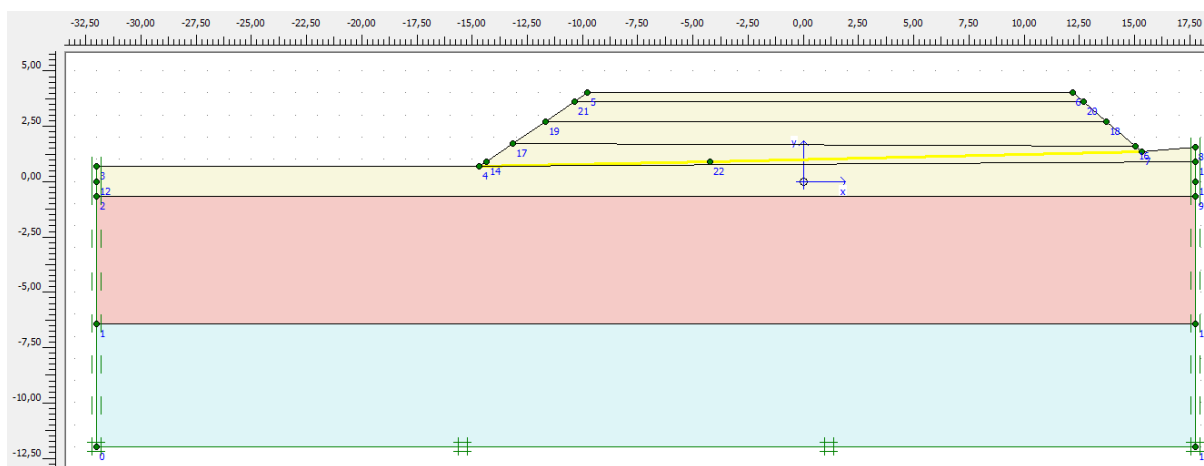


Fonte: Magnani (2006).

É possível perceber que o aterro é constituído de areia fina e assentado numa camada de argila mole. Além disso, este é o único dos três aterros estudados por Magnani (2006) que conta com reforço geossintético na sua base, com módulo de rigidez de 1700 kN/m.

Com os dados do aterro foi possível modelá-lo no *software* Plaxis a fim de comparar o deslocamento horizontal medido pelo programa com os dados obtidos pelos inclinômetros IC4, IC5 e IC6 e também comparar a tração mobilizada no reforço medida com a tração calculada pelo MEF (Plaxis). Na Figura 67 é mostrado o modelo do aterro AE 2 representado no Plaxis 2D.

Figura 67 – Modelo do aterro AE 2 no Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Na Tabela 9 são apresentados os parâmetros geotécnicos e geométricos do aterro AE 2 e na Tabela 10 são mostrados os dados da argila mole e da areia.

Tabela 9 – Dados do AE 2 utilizados no Plaxis

Aterro	
Espessura máxima do aterro	≈ 4,66 metros
Peso específico (γ)	17,5 kN/m ³
Coesão (c)	1 kN/m ²
Ângulo de atrito (φ)	33,8°
Dilatância (ψ)	0°**
Coefficiente de permeabilidade (k_x e k_y)	8,64 m/dia**
Módulo de elasticidade (E_u)	30.000 kPa**
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3**
Largura da crista (B)	30 metros
Inclinação do talude do aterro	1V:1,5H
Modelo	Mohr Coulomb

Nota: ** Parâmetros determinados no presente estudo.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 10 – Dados da argila mole e da areia utilizados no Plaxis

Argila Mole	
Espessura da camada de argila (D)	5,6 metros
Peso específico saturado e insaturado (γ_{sat} e γ_{unsat})	13,7 kN/m ³
Coefficiente de expansão (C_s)	0,162
Coefficiente de compressibilidade (C_c)	1,87
Índice de vazios inicial (e_0)	3,59
Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u)	8,15 kN/m ²
Ângulo de atrito (φ)	0,1°
Dilatância (ψ)	0°**
Coefficiente de permeabilidade (k_x e k_y)	8,64E10 ⁻⁴ m/dia**
OCR	1,3
Modelo	<i>Soft Soil Model</i>
Areia	
Espessura da camada de areia (D)	≈ 5,56 metros
Peso específico saturado e insaturado	14,06 kN/m ³
Coesão (c)	1 kN/m ² **
Ângulo de atrito (φ)	30°**
Dilatância (ψ)	0°**
Coefficiente de permeabilidade (k_x e k_y)	8,64 m/dia**
Módulo de elasticidade (E_u)	30.000 kPa**
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3**
Modelo	Mohr Coulomb

Nota: ** Parâmetros determinados no presente estudo.
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para a camada de argila, como o modelo considerado foi o “*soft soil model*”, um modelo de solo do Plaxis, parâmetros como coeficiente de expansão (C_s) e coeficiente de compressibilidade (C_c) foram utilizados. Além disso, o valor da razão de sobreadensamento (OCR) também foi inserido no modelo. Nas Figuras 68 e 69 é mostrada a inserção desses parâmetros no Plaxis.

Figura 68 – Parâmetros inseridos no “*soft soil model*” para argila mole no Plaxis

Soft soil model - argila mole

General Parameters Interfaces

Stiffness

λ^* (lambda*) 0,161

κ^* (kappa*) 0,028

Strength

c : 8,150 kN/m²

ϕ (phi) : 0,100 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

Use alternatives

C_c : 1,8700

C_s : 0,1620

e_{init} : 4,0600

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 69 – Inserção do valor de OCR no Plaxis

K0-procedure

ΣM-weight : 1,000

Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,500
2	Soft Soil	1,300	0,000	1,245
3	MC	N/A	N/A	0,444
4	MC	N/A	N/A	0,444
5	MC	N/A	N/A	0,444
6	MC	N/A	N/A	0,444

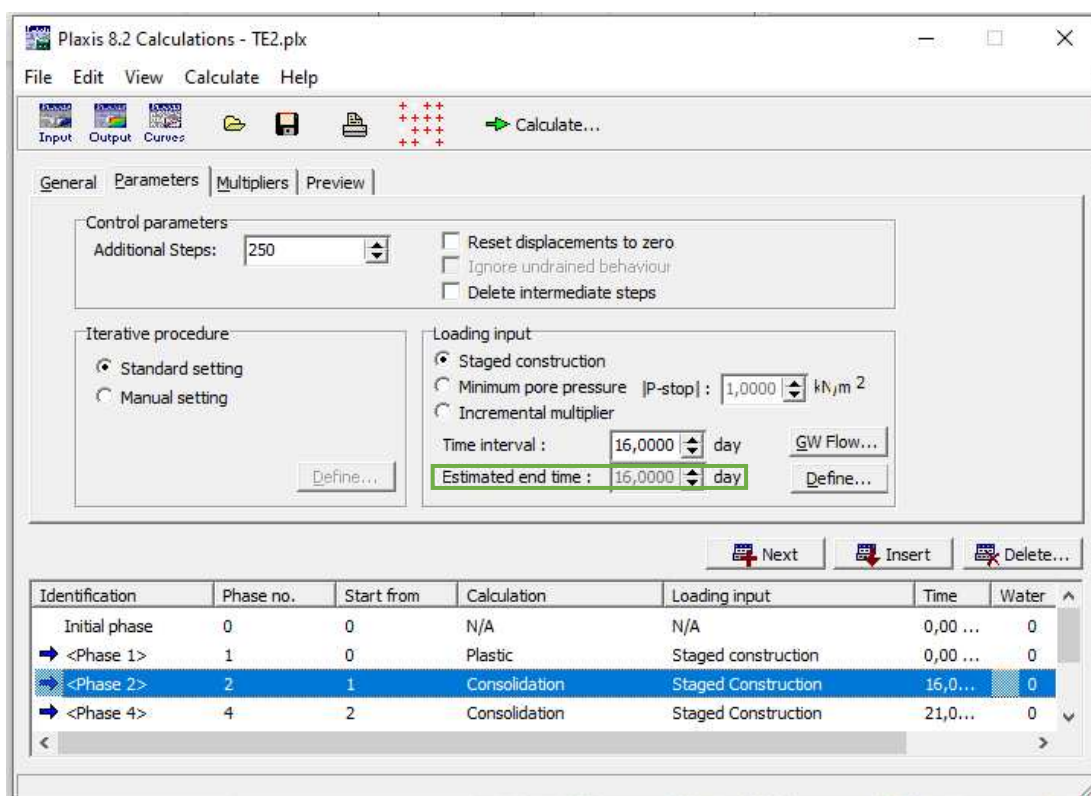
OK Cancel Help

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Com os dados relativos ao avanço do deslocamento horizontal máximo com o tempo de análise, apresentados por Magnani *et al.* (2009), foi possível medir o intervalo de dias correspondente ao deslocamento horizontal máximo de cada camada do aterro. Com esses dados, inseriu-se as informações relativas ao adensamento no Plaxis. Essa inserção é contabilizada na aba “*Calculation*”, por meio da criação de fases de cálculo em que o aterro tem a sua altura aumentada gradativamente com o tempo, que é o que ocorre na realidade.

Magnani (2006) considerou 10 camadas no aterro experimental AE 2, construídas de maneira gradativa, sendo que o aterro rompeu na décima camada. Por uma limitação do Plaxis, que não consegue analisar camadas com espessuras muito pequenas, foi necessário considerar apenas 5 fases de cálculo nesta modelagem. Na Figura 70 é apresentada como exemplo a fase 2 de cálculo, em que o intervalo de tempo de consolidação considerado foi de 16 dias, de acordo com Magnani *et al.* (2009).

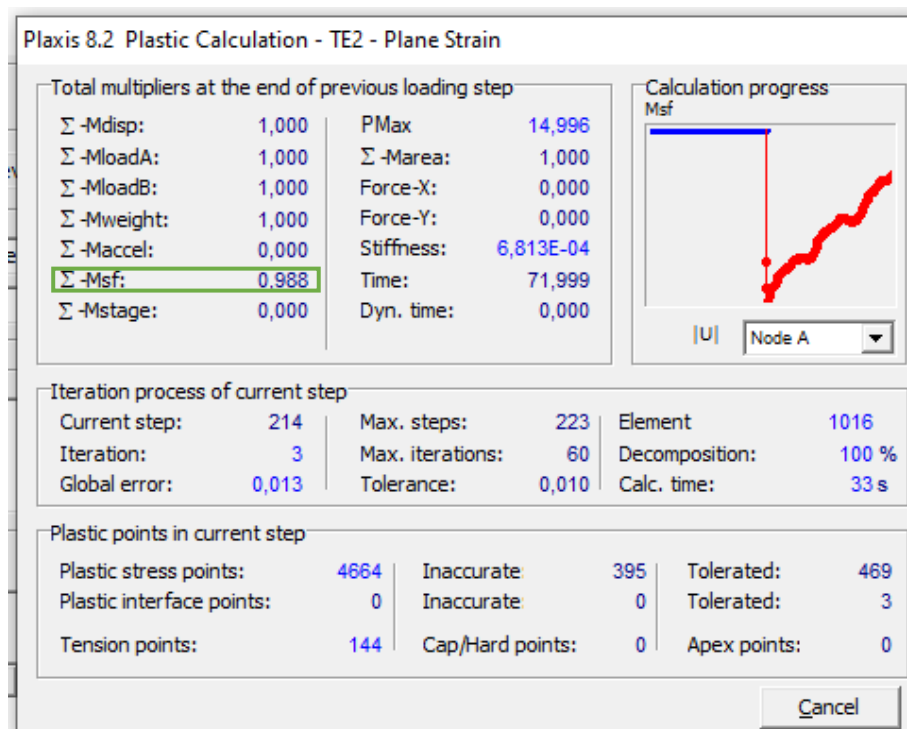
Figura 70 – Fase dois de cálculo do AE 2 no Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os dados inseridos no programa foram sendo ajustados para que o aterro apresentasse um fator de segurança próximo da unidade, já que na situação real, ele rompeu. Assim, como pode ser visto na Figura 71 um FS de 0,988 foi obtido e, a partir daí, as análises puderam ser realizadas.

Figura 71 – FS do AE 2 pelo Plaxis

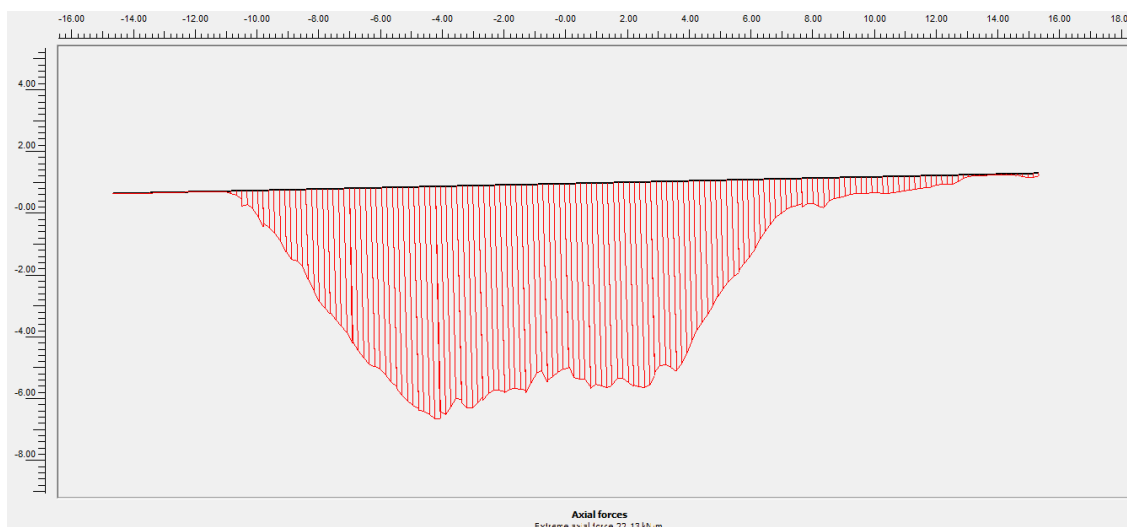


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.4.1 Tração mobilizada

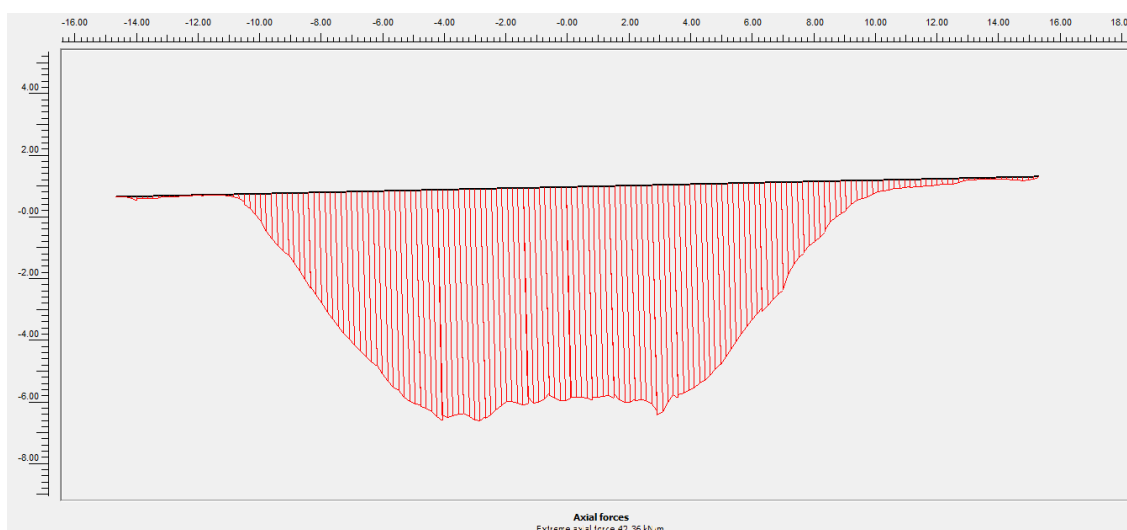
Após o cálculo do fator de segurança, na aba “*Output*” e com um clique duplo no reforço geossintético, foi possível obter a força axial no geossintético, ou seja, a tração mobilizada neste elemento. Na Figura 72 é mostrado o gráfico da “*axial force*” fornecido pelo programa para a nona camada e na Figura 73 é apresentado o gráfico do Plaxis para a décima camada. No eixo horizontal é possível ver o comprimento do aterro, em metros, e no eixo vertical, a profundidade do maciço, também em metros.

Figura 72 – Tração mobilizada na nona camada



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 73 – Tração mobilizada na décima camada

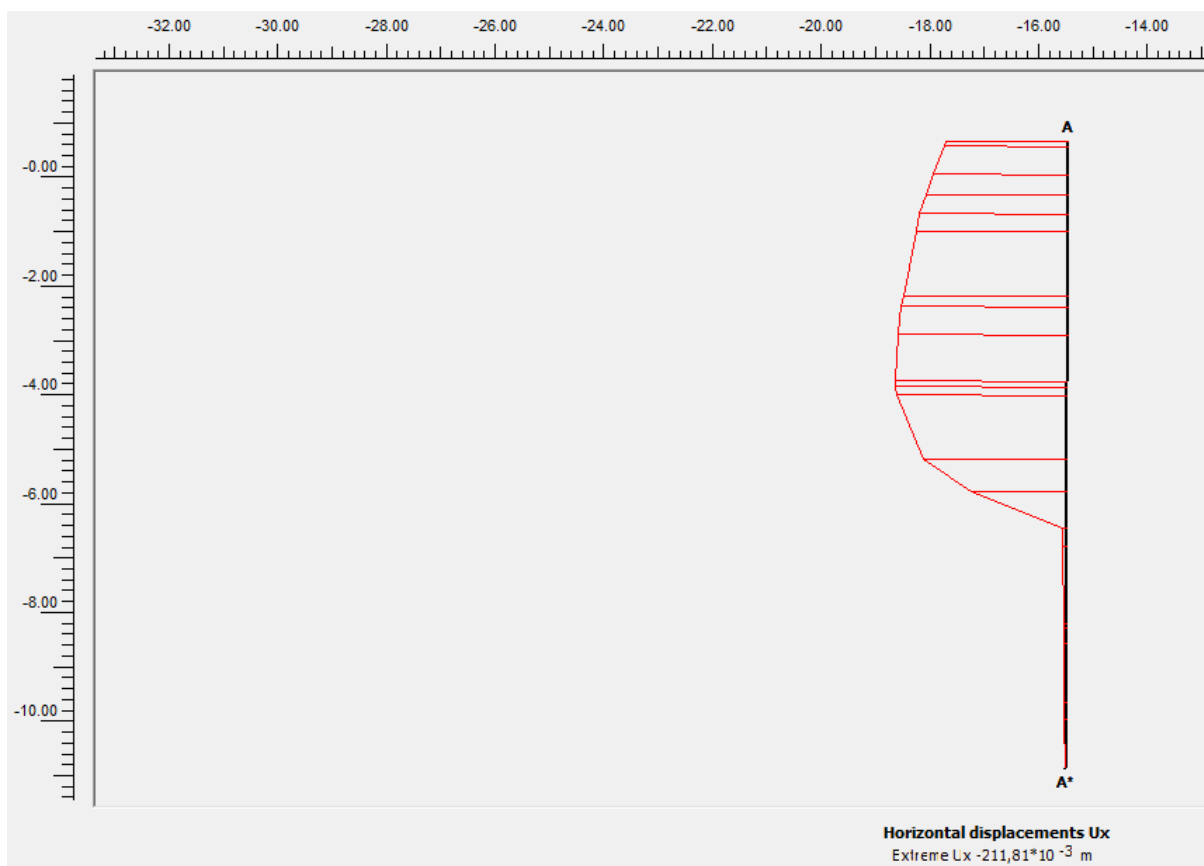


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

3.4.2 Deslocamento horizontal

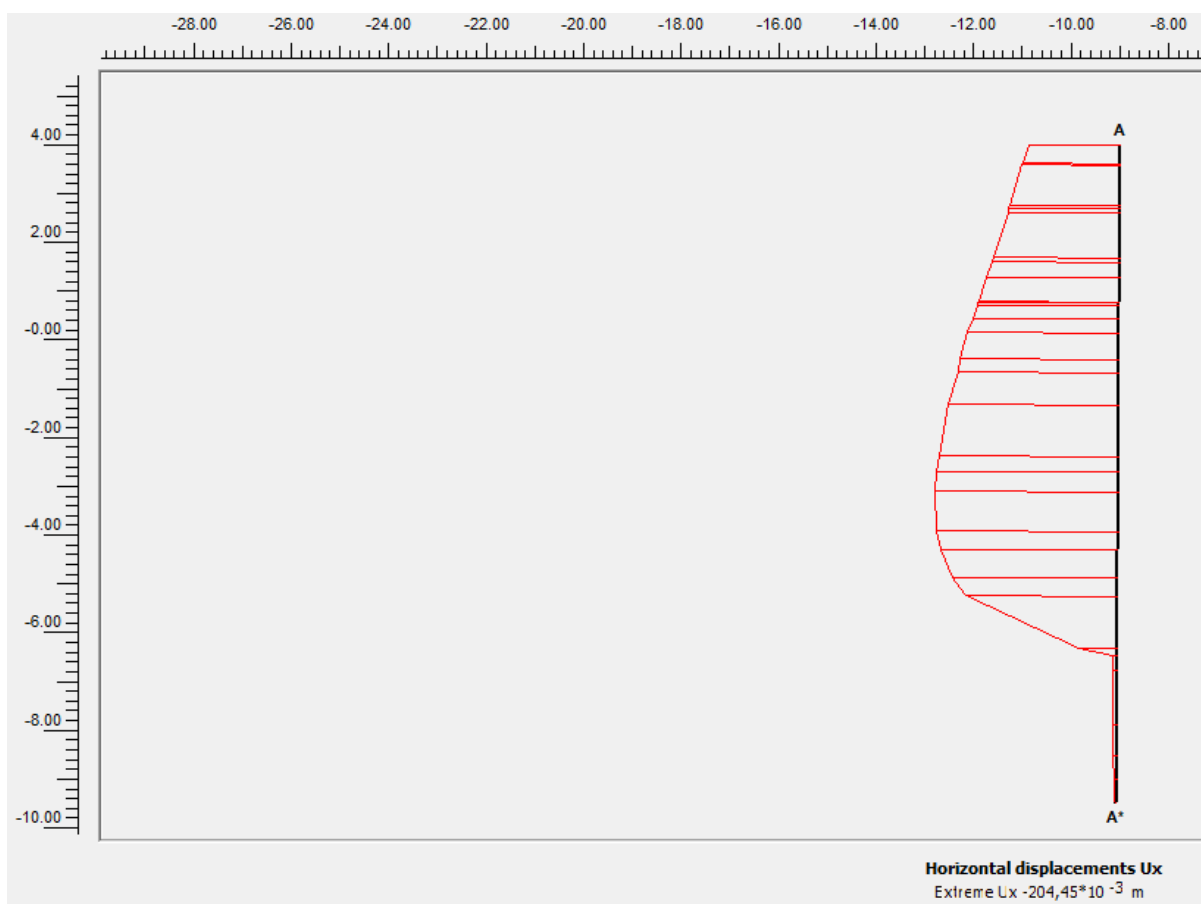
Passando agora para análise dos inclinômetros, Magnani (2006) instrumentou o aterro AE 2 com três inclinômetros, IC4, IC5 e IC6, como pôde ser visto na Figura 66. No Plaxis, a análise de deslocamentos horizontais pode ser obtida após o cálculo do fator de segurança (FS), na aba “*Output*”. Traçando uma vertical no ponto em que o inclinômetro foi posicionado no aterro experimental, é possível visualizar os deslocamentos horizontais ao longo daquela profundidade. Nas Figuras 74, 75 e 76 são mostrados os gráficos fornecidos pelo programa para a posição que representa cada inclinômetro analisado por Magnani (2006).

Figura 74 – Deslocamento horizontal medido no local do IC4



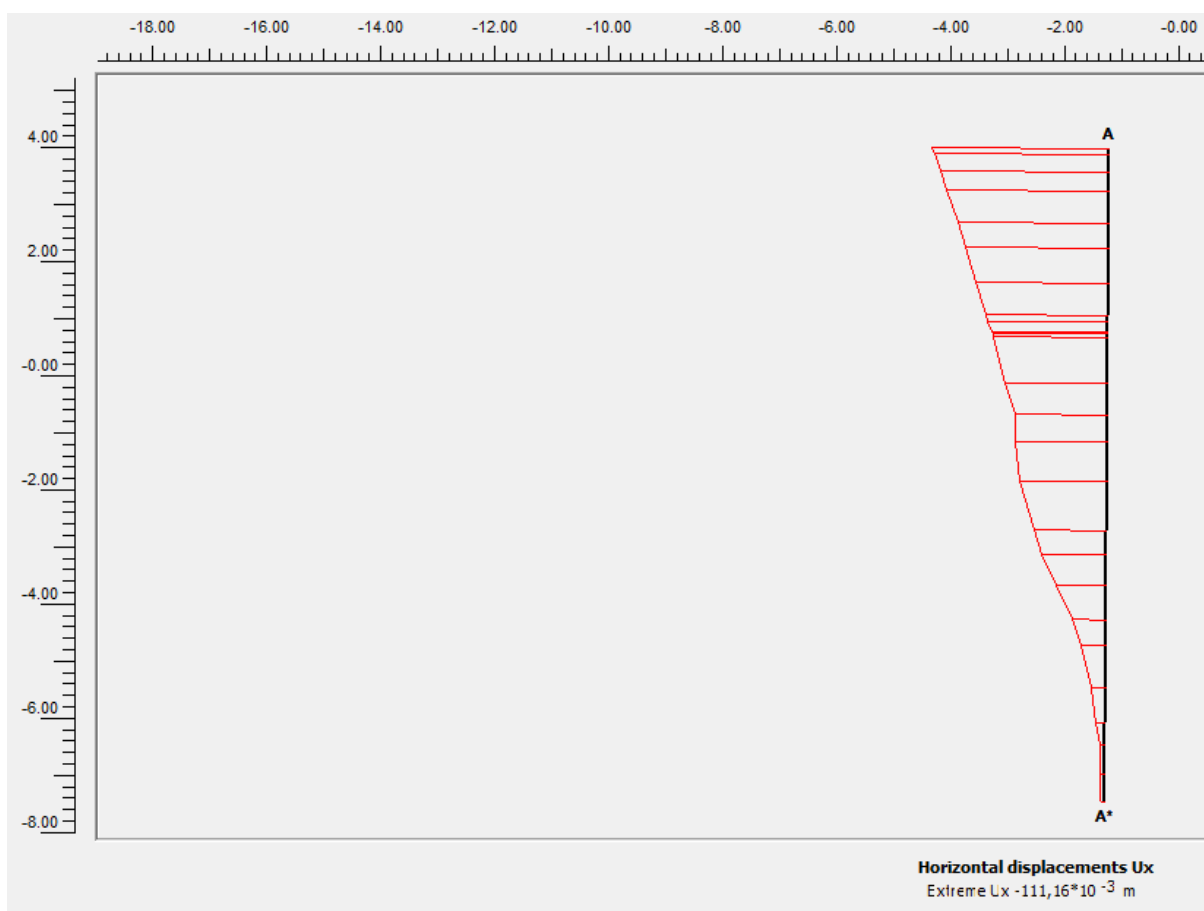
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 75 – Deslocamento horizontal medido no local do IC5



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 76 – Deslocamento horizontal medido no local do IC6



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados resultados das análises paramétricas efetuadas. Os resultados obtidos pelo método de Rowe e Soderman (1985) para a variação do fator de segurança (FS) e da tração mobilizada (T) com o módulo de rigidez (J) do geossintético, para 13,0 e 6,5 m de espessura de argila, bem como os resultados para a variação do FS e da tração mobilizada com a mudança da relação D/B para os três módulos de rigidez estudados serão apresentados na forma de gráficos. Os resultados das análises relativas ao reforço duplo e reforço descontínuo também serão expostos dessa mesma maneira, tanto para o FS quanto para o recalque. Além disso, a variação do recalque com os módulos de rigidez, para 13,0 e 6,5 m de espessura de argila também será apresentada dessa forma.

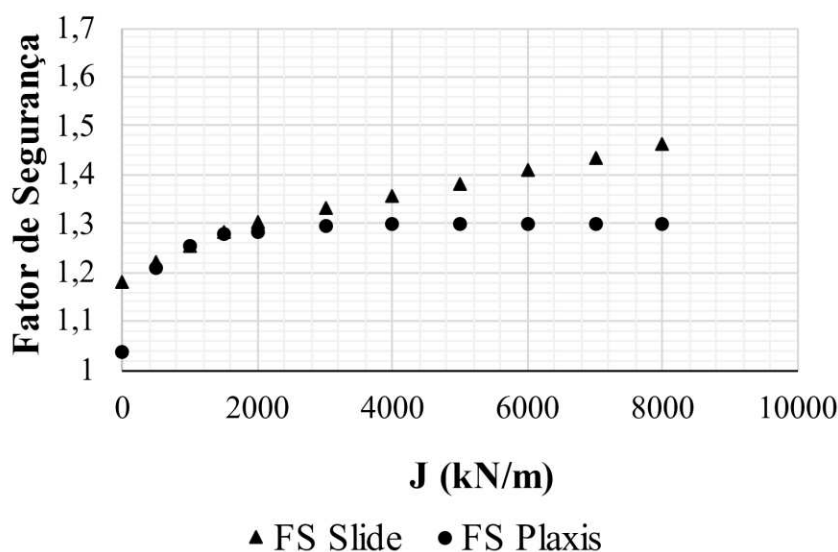
Os resultados relativos às análises realizadas pelo método de Hinchberger e Rowe (2003) e os dados obtidos nas análises do aterro instrumentado construído por Magnani (2006) também serão mostrados neste capítulo.

4.1 VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ (J)

Diante do exposto, foi possível organizar os resultados obtidos em gráficos específicos para cada análise, a fim de facilitar a visualização dos dados e a compreensão do que cada um deles pode significar.

A primeira análise foi relativa à influência do aumento do módulo de rigidez (J) do geossintético analisado no fator de segurança (FS) do aterro na ruptura para uma espessura de argila de 13 metros, equivalente ao encontrado no aterro original. Na Figura 77 é mostrado o gráfico com os FS obtidos tanto pelo *software* Slide quanto pelo Plaxis 2D.

Figura 77 – Variação do FS com o módulo de rigidez em um aterro com espessura de argila mole de 13 metros

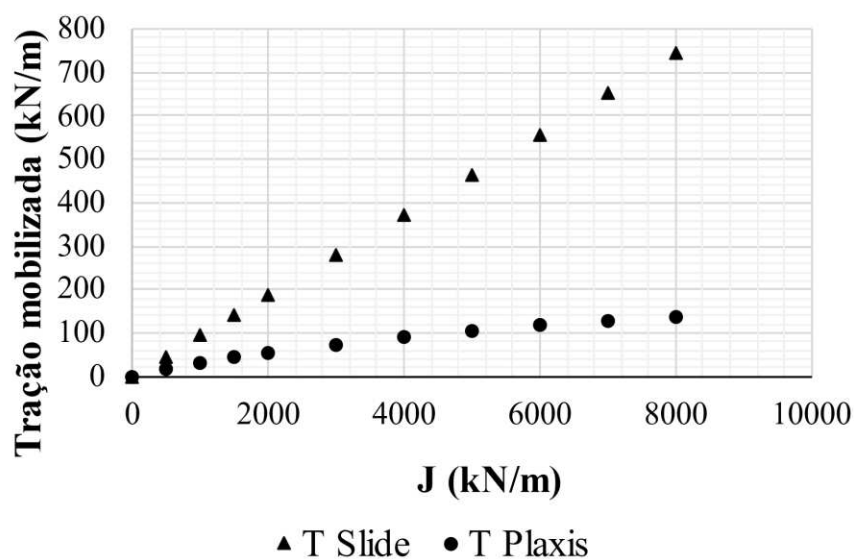


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível perceber que, para um módulo de rigidez nulo, ou seja, para um aterro sem reforço, o FS calculado pelo Slide é quase sempre maior que o calculado pelo Plaxis. Observa-se que até 2000 kN/m, ambos os *softwares* apresentam valores parecidos de FS. Porém, a partir de 3000 kN/m, o FS calculado pelo Plaxis se estabiliza próximo de 1,3 enquanto o fator calculado pelo Slide continua subindo indiscriminadamente até alcançar um valor próximo de 1,46 para um módulo de rigidez de 8000 kN/m. Para a condição de ausência de reforço, o *software* Slide apresentou valor de FS = 1,182 e o *software* Plaxis apresentou um FS = 1,039 devido ao valor inicial de S_u fixo obtido na retroanálise de forma a se chegar a um valor de FS próximo à unidade.

Com relação a tração mobilizada (T), valor calculado através do parâmetro ϵ_a do método de Rowe e Soderman (1985) e utilizado como dado de entrada na inserção do geossintético no Slide e a “axial force”, obtida pelo Plaxis após o cálculo do FS, foi possível perceber como cada um desses parâmetros é influenciado pelo aumento do módulo de rigidez. Na Figura 78 é apresentado então o comportamento para o aterro de 13,0 metros de altura de argila (razão D/B = 0,50).

Figura 78 – Variação da tração mobilizada com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila mole de 13 metros



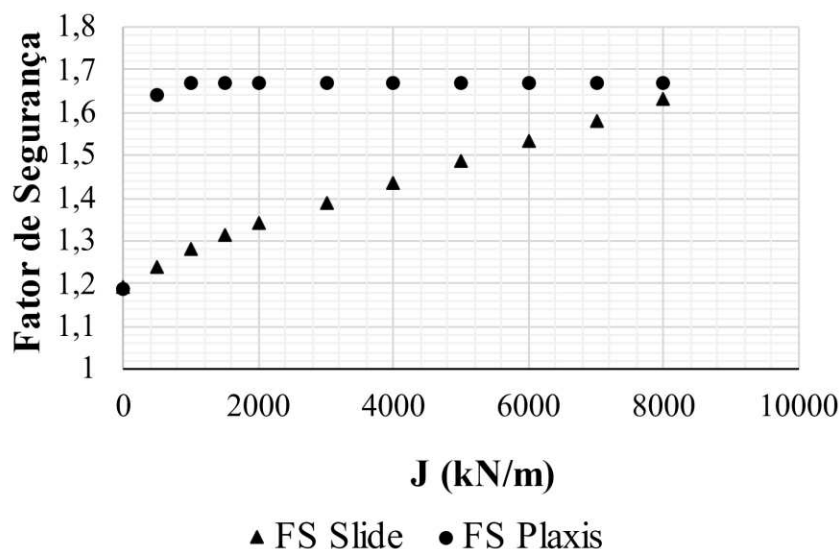
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Embora seja perceptível uma certa semelhança com o gráfico da Figura 77, já que a tração mobilizada pelo geossintético no Slide é sempre maior que a calculada pelo Plaxis 2D, a tendência dos valores é mantida desde o início, sendo que apenas para valores de módulo de rigidez bem baixos a tração mobilizada apresenta valores próximos nos dois *softwares*.

Observa-se que, ao usar o programa Slide, a tração mobilizada pelo geossintético inserida no *software* decorre da formulação de Rowe e Soderman (1985), que não considera o valor de J na fórmula de Ω . Dessa forma a tração mobilizada fica dada por $T = J \cdot \varepsilon$, sendo ε função de Ω . No Método dos Elementos Finitos (MEF), ao contrário do Equilíbrio Limite (MEL), a tração mobilizada no reforço tem um aumento pouco pronunciado com o aumento de J. Esta é uma explicação para valores menores de FS encontrados utilizando o Plaxis em relação aos valores de FS obtidos pelo Slide (Figura 77). Este comportamento é importante para análises de estabilidade de aterros sobre solos moles devido ao fato de que aumentar muito o módulo de rigidez pode acarretar custos maiores e não resultar em um aumento significativo do FS.

Com a intenção de verificar a variação do fator de segurança com o módulo de rigidez do geossintético utilizado e a influência deste na tração mobilizada para uma espessura de camada de argila diferente, optou-se por fazer simulações também com uma espessura de 6,5 metros. Na Figura 79 é mostrado o gráfico da variação do FS com o módulo de rigidez para um aterro de 6,5 metros de coluna de argila.

Figura 79 – Variação do FS com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila mole de 6,5 metros



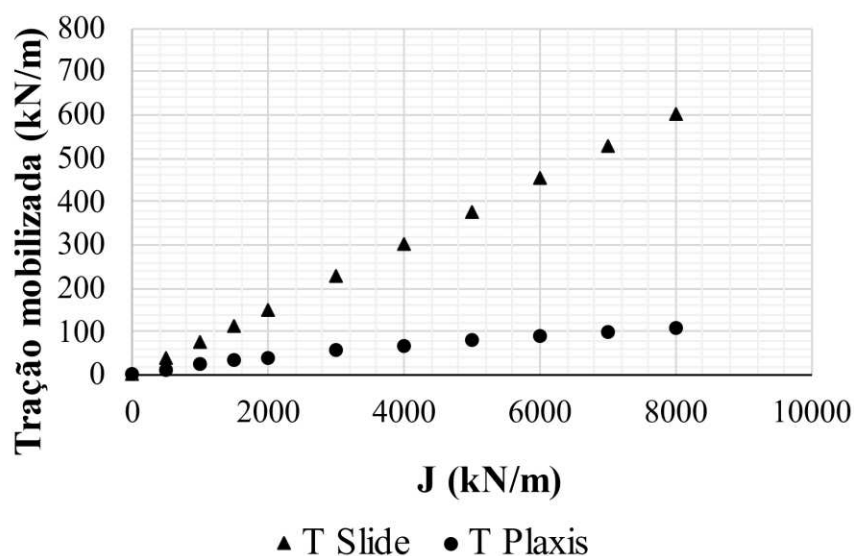
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É interessante notar que, para a espessura de argila de 6,5 metros (Figura 79), o comportamento do FS é bem diferente do comportamento apresentado anteriormente para a espessura de 13,0 metros (Figura 77). Enquanto na Figura 77 ambos os *softwares* apresentaram valores próximos de fatores de segurança para módulos de rigidez baixos, a uma espessura de 6,5 metros, os FS medidos pelo Slide e pelo Plaxis 2D apenas ficaram próximos para módulos maiores, especialmente para $J = 8000$ kN/m.

Além disso, para o aterro de 13,0 metros, os valores do FS variaram de 1,04 a 1,46 ao passo que para 6,5 metros de espessura da coluna de argila, os valores giraram em torno de 1,18 a 1,67. Isso mostra que quanto maior a espessura da camada de argila mole, menor é a influência do geossintético no FS, mesmo que se utilize um geossintético muito rígido. De fato, a formulação de Rowe e Soderman (1985) prevê este comportamento, já que para valores de $D/B \geq 0,84$, ou seja, para espessuras de argila maiores, o uso de reforço não produz um aumento do FS, independentemente do valor do módulo de rigidez (J) do reforço.

Da mesma forma, também se analisou a influência do aumento do módulo de rigidez na tração mobilizada pelo geossintético para um aterro de 6,5 metros. Na Figura 80 são apresentadas essas informações de forma gráfica.

Figura 80 – Variação da tração mobilizada com o módulo de rigidez em um aterro de espessura de argila de 6,5 metros



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

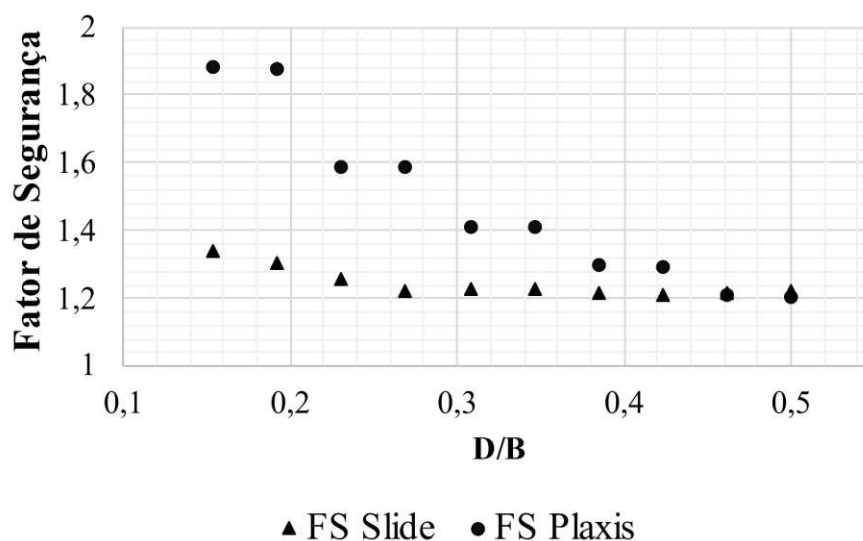
Embora a tração mobilizada seja diretamente influenciada pela variação da espessura de argila (D), a alteração nos valores é muito pequena, o que não impactou significativamente nos resultados obtidos para o caso em que a razão D/B é de 0,25, ficando os resultados próximos aos apresentados na Figura 78, que apresenta as trações mobilizadas para uma razão $D/B = 0,50$.

4.2 VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA RAZÃO (D/B)

A fim de analisar a influência da razão D/B (espessura da camada de argila dividida pela largura da plataforma) no fator de segurança (FS) e na tração mobilizada (T), foram efetuadas novas análises. Nestas análises variou-se D/B , considerando três módulos de rigidez (J) diferentes: 500, 4000 e 8000 kN/m, ou seja, para cada análise fixou-se um valor de J .

Na Figura 81 é exibido o gráfico da variação do FS com a relação D/B para um módulo de rigidez de 500 kN/m.

Figura 81 – Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 500 \text{ kN/m}$

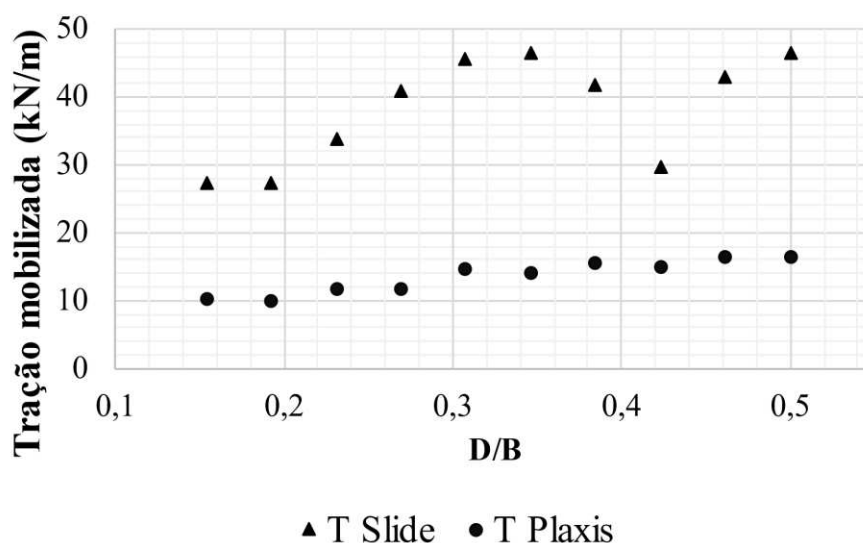


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível perceber uma certa tendência no gráfico, já que à medida que a relação D/B aumenta, ou seja, à medida que a espessura de argila aumenta, o FS diminui. Além disso, os valores de FS medidos por cada um dos programas praticamente se igualam para alturas maiores, enquanto para alturas menores, são bastante diferentes.

Ainda para o módulo de rigidez do geossintético igual a 500 kN/m , mas analisando agora a variação da tração mobilizada com a relação D/B, é possível visualizar na Figura 82 os valores encontrados.

Figura 82 – Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 500 \text{ kN/m}$

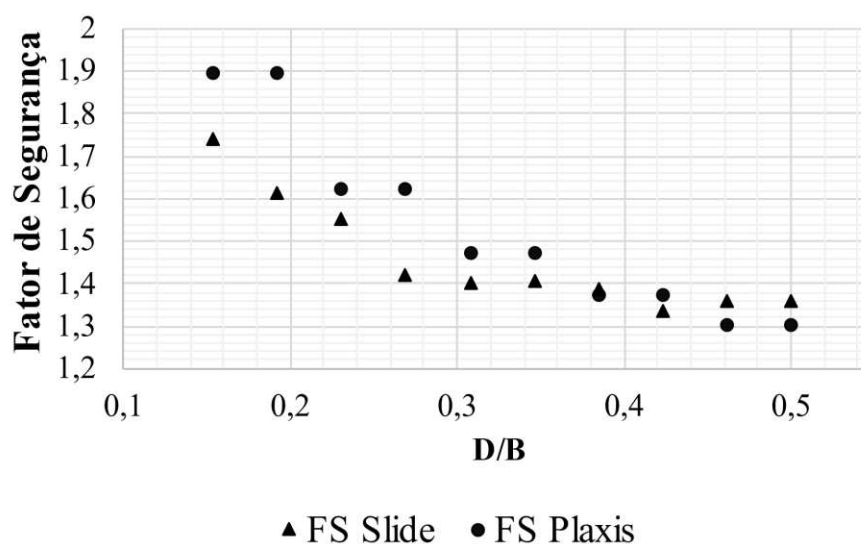


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Percebe-se uma certa tendência nos valores encontrados pelo Plaxis 2D, já que à medida que a relação D/B aumenta, a tração mobilizada também aumenta. Porém, a análise dos dados obtidos pelo Slide não é tão trivial. É importante lembrar que, pelo método de Rowe e Soderman (1985), o cálculo da tração mobilizada começa com a definição da razão D/B. Caso a relação seja inferior a 0,2, o valor real a ser considerado nos cálculos será de 0,2. Para valores entre 0,2 e 0,42, inclusive, o valor real de D/B será o próprio D/B calculado. Já para valores entre 0,42 e 0,84, inclusive, deve-se considerar o resultado obtido da subtração entre 0,84 e D/B calculado como valor real de D/B. Por fim, para valores maiores que 0,84, a relação D/B considerada deverá ser nula. Dessa forma, por causa desta consideração, os valores de tração mobilizada utilizados no Slide e apresentados no gráfico da Figura 82 não seguem uma tendência específica, demonstrando inclusive uma queda abrupta próxima da relação D/B de 0,42.

Da mesma forma, confeccionou-se gráficos semelhantes para um módulo de rigidez de 4000 kN/m. Na Figura 83 é apresentado o gráfico da variação do FS com a relação D/B.

Figura 83 – Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 4000$ kN/m

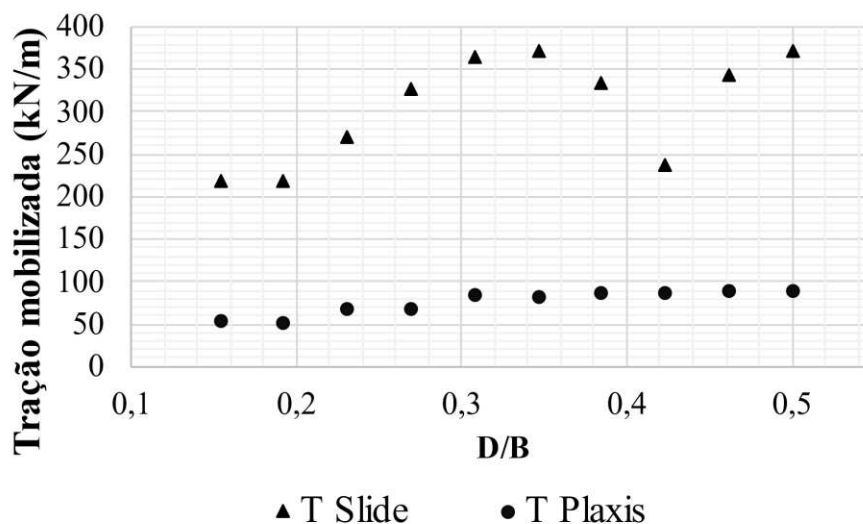


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A tendência do gráfico é bem parecida com a apresentada para o módulo de rigidez de 500 kN/m. A diferença é que os FS calculados pelo Slide e pelo Plaxis se igualam para uma relação D/B de 0,38 e a partir disso, os valores de FS calculados pelo Slide passam a ser maiores que os calculados pelo Plaxis.

Assim como exibido para o módulo de 500 kN/m, é possível ver a variação da tração mobilizada com a relação D/B por meio da Figura 84.

Figura 84 – Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 4000$ kN/m

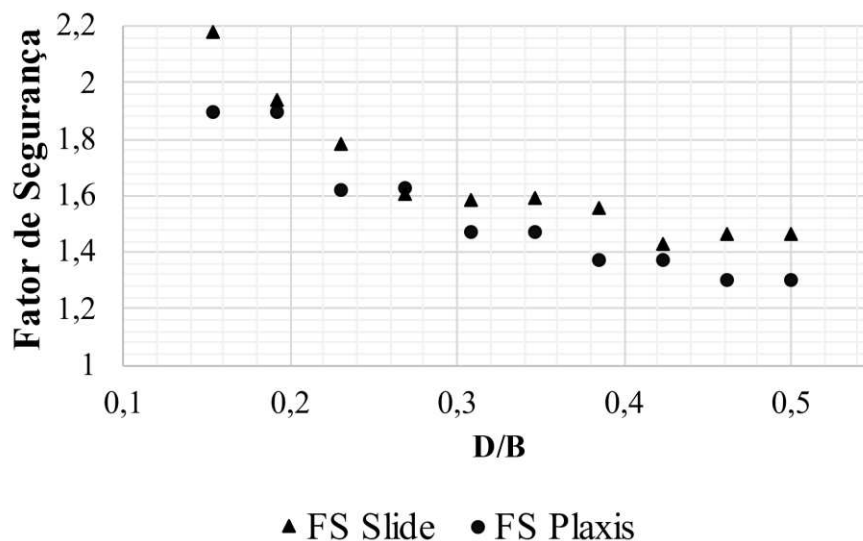


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É perceptível um aumento drástico nos valores de tração mobilizada, que para o módulo de 500 kN/m variavam de 10 a 46 kN/m e que para o módulo de 4000 kN/m variam de 51 a 370 kN/m, aproximadamente. Porém, a tendência dos pontos calculados tanto para o Slide quanto para o Plaxis é exatamente a mesma observada no gráfico da Figura 82.

Por fim, analisou-se a influência da variação da relação D/B sobre o FS e sobre a tração mobilizada para um valor fixo de módulo de rigidez de 8000 kN/m. Na Figura 85 é exibido o gráfico da variação do FS pela influência da relação D/B.

Figura 85 – Influência de D/B no fator de segurança para um módulo $J = 8000 \text{ kN/m}$.

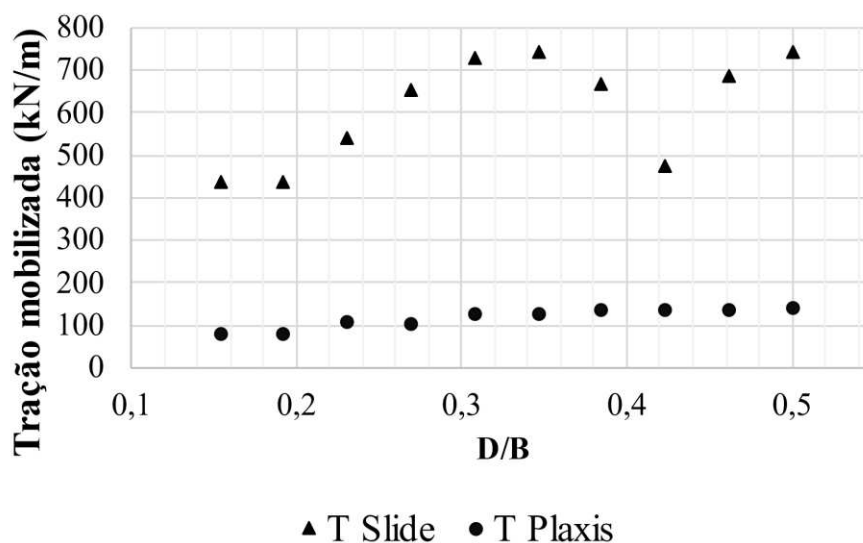


Fonte: Elaborado pela autora (2024)

É possível perceber que, enquanto os outros gráficos apresentavam, em sua maioria, valores de fatores de segurança calculados pelo Plaxis 2D maiores que os calculados pelo Slide, para um módulo de rigidez de 8000 kN/m , essa tendência não se confirma. Apenas para uma relação D/B de 0,27 que o FS calculado pelo Plaxis foi maior que o calculado pelo Slide.

Na Figura 86 é apresentado o gráfico da variação da tração mobilizada com a relação D/B.

Figura 86 – Influência de D/B na tração mobilizada para um módulo $J = 8000 \text{ kN/m}$



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Comparando-se este último gráfico com os apresentados nas Figuras 82 e 84, é perceptível um aumento considerável da tração mobilizada, variando agora de 80 a 740 kN/m, aproximadamente. Porém, uma mesma tendência dos valores obtidos pelo Slide e pelo Plaxis 2D pode ser observada.

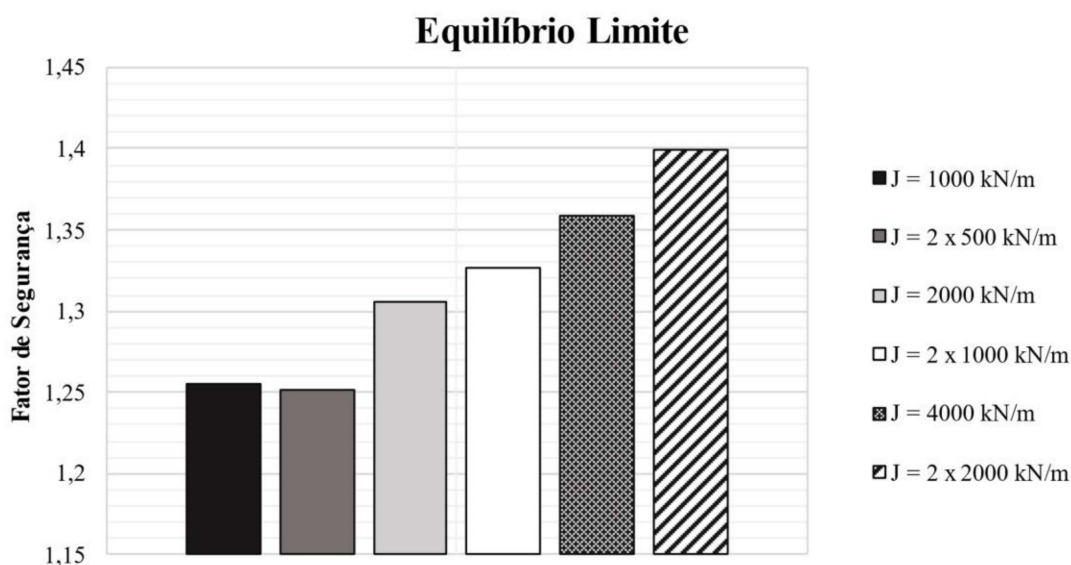
4.3 VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA INSERÇÃO DE DUAS CAMADAS DE GEOSSINTÉTICO

Com a intenção de avaliar a diferença observada no fator de segurança (FS) quando se utiliza uma camada de reforço ou duas camadas de reforço, mas que mantenham o mesmo módulo de rigidez (J) final, analisou-se, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método do Equilíbrio Limite (MEL), três duplas de reforço geossintético. Neste caso uma dupla de reforço equivale a trocar um reforço com módulo de rigidez maior por dois reforços com módulo de rigidez menor. As análises foram feitas para um aterro de 13 metros de espessura de argila, ou seja, $D/B = 0,5$.

4.3.1 Equilíbrio Limite

Comparou-se o impacto da inserção de uma geogrelha de módulo de rigidez de 1000 kN/m com a inserção de duas geogrelhas, cada uma com módulo de rigidez de 500 kN/m, no fator de segurança pelo *software* Slide. Da mesma forma, a aplicação de uma geogrelha de 2000 kN/m foi comparada com a aplicação de duas geogrelhas de 1000 kN/m e a utilização de uma geogrelha de 4000 kN/m, com o uso de duas geogrelhas de 2000 kN/m. No gráfico da Figura 87 é mostrada a mudança observada no FS quando se utiliza um mesmo módulo de rigidez, mas aplicado de formas diferentes.

Figura 87 – Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no FS pelo Slide



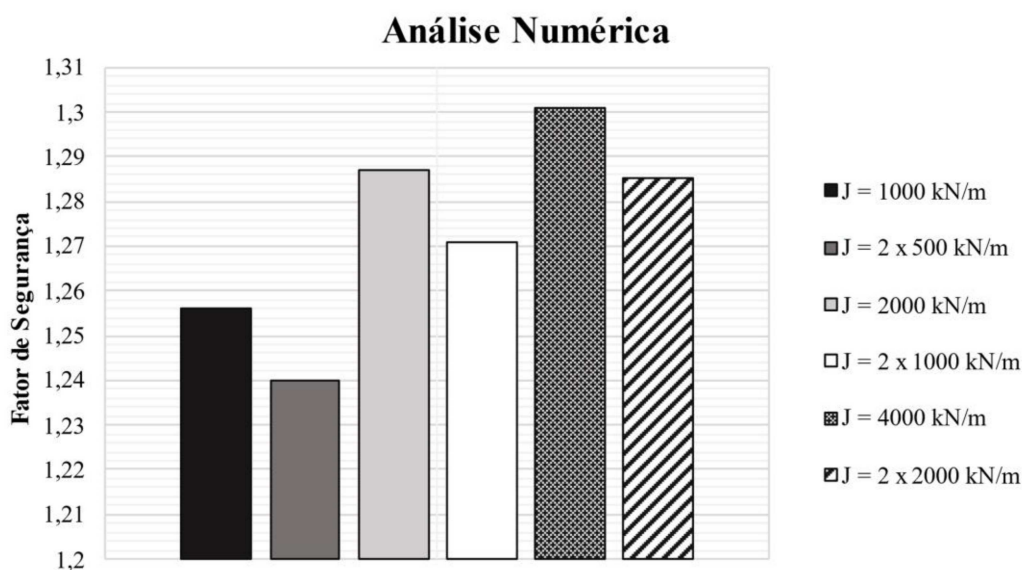
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Com relação as análises feitas no *software* Slide, é perceptível que, para um reforço de 1000 kN/m, seja ele feito em duas camadas de 500 kN/m ou em apenas uma camada de 1000 kN/m, o FS pouco se altera. Porém, para os reforços de 2000 kN/m e 4000 kN/m, analisando apenas o impacto da mudança do fator de segurança, é mais eficaz se utilizar duas camadas de um geossintético menos rígido (duas camadas de $J = 1000$ kN/m e duas camadas de $J = 2000$ kN/m) do que apenas uma camada de um geossintético mais rígido (uma camada de $J = 2000$ kN/m e uma camada de $J = 4000$ kN/m).

4.3.2 Análise Numérica

Da mesma forma, analisou-se a influência da inserção de uma ou de duas camadas do reforço geossintético no FS também pelo *software* Plaxis 2D. Na Figura 88 é mostrado o gráfico comparativo dos resultados obtidos.

Figura 88 – Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no FS pelo Plaxis



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Já com relação aos resultados obtidos pelo Plaxis 2D, percebe-se que é sempre melhor optar pelo reforço com apenas uma camada de um geossintético mais rígido do que com duas camadas de um geossintético menos rígido, mesmo que ambos apresentem o mesmo módulo de rigidez quando seus efeitos são combinados. Os FS medidos para duas camadas de $J = 500$ kN/m, duas camadas de $J = 1000$ kN/m e duas camadas de $J = 2000$ kN/m são menores que os FS encontrados para uma camada de $J = 1000$ kN/m, uma camada de $J = 2000$ kN/m e uma camada de $J = 4000$ kN/m, respectivamente.

4.4 VARIAÇÃO DO FS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DO REFORÇO DE FORMA DESCONTÍNUA

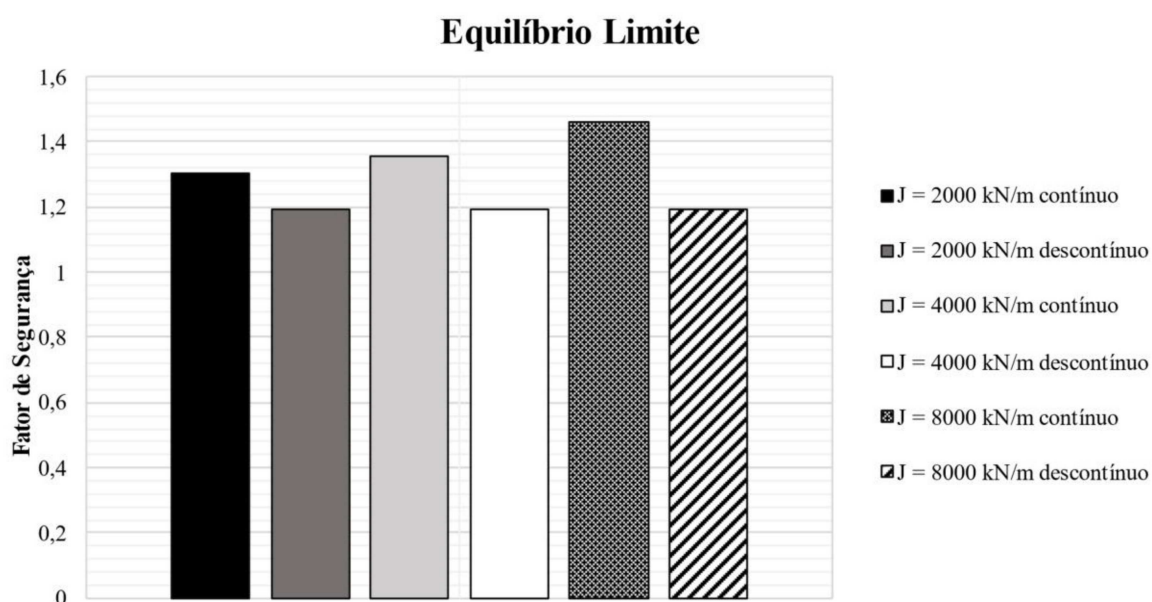
Com a intenção de verificar se a continuidade da aplicação do geossintético ao longo de toda a largura da plataforma do aterro iria interferir no seu fator de segurança (FS), analisou-se, pelos dois *softwares* utilizados (Método dos Elementos Finitos – MEF e Método do Equilíbrio Limite – MEL), a aplicação do geossintético ao longo de toda a largura e apenas nas proximidades dos taludes do aterro. Estas análises buscam verificar se o procedimento de aplicação do reforço ao longo de toda a largura é desnecessário ou não.

Nestas análises se utilizou um modelo com uma razão $D/B = 0,5$, sendo $D = 13,0$ m e $B = 26,0$ m.

4.4.1 Equilíbrio Limite

Assim, avaliou-se, pelo Slide, a diferença entre a aplicação de geossintéticos de $J = 2000$, 4000 e 8000 kN/m por toda a extensão do aterro e somente no seu início e fim. Ressalta-se que no programa Slide o valor do módulo de rigidez (J) não é parâmetro de entrada no *software* e sim a tração mobilizada (T), que foi calculada pelo método de Rowe e Soderman (1985) e que considera o valor de J do reforço em seu cálculo. No gráfico da Figura 89 são mostrados os resultados obtidos.

Figura 89 – Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no FS pelo Slide



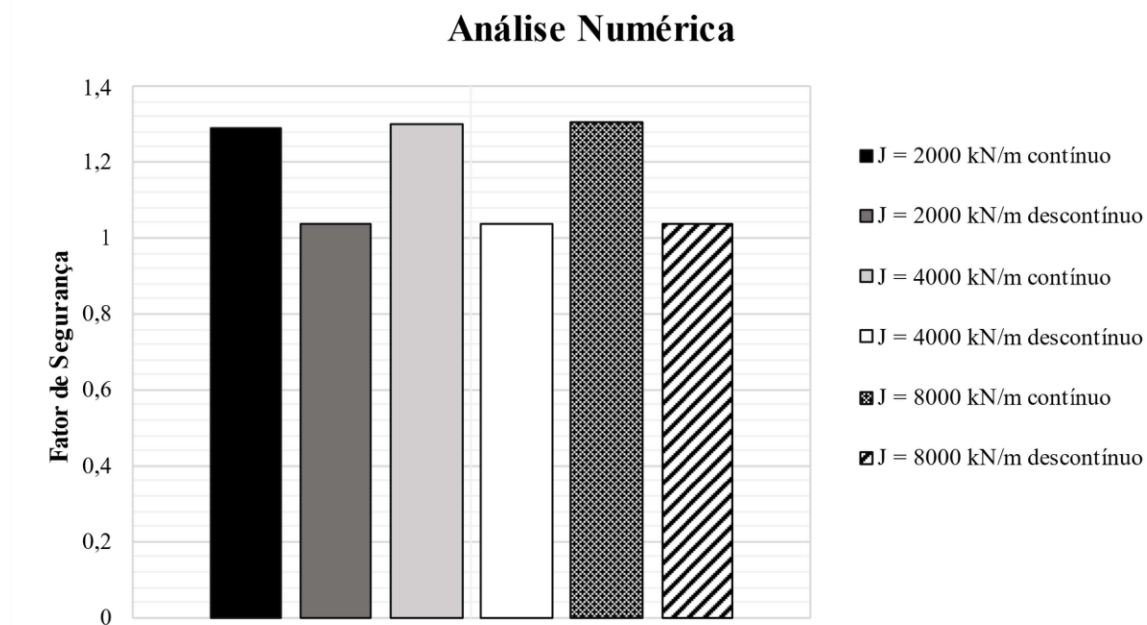
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É perceptível que o FS se mostrou superior, nos três casos, para a aplicação do geossintético de forma contínua, mostrando então que pode não ser vantajoso aplicar o reforço apenas nas extremidades do aterro quando o FS se mostra baixo, embora possa parecer uma solução mais econômica. Uma alternativa para se utilizar o reforço apenas nas extremidades da largura do aterro é adotar reforços com maiores valores de J .

4.4.2 Análise Numérica

Da mesma forma que foi feito pelo *software* Slide, procedeu-se pelo Plaxis. Na Figura 90 é mostrado o gráfico comparativo dos resultados dos FS obtidos quando o reforço foi aplicado de forma contínua e descontínua.

Figura 90 – Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no FS pelo Plaxis



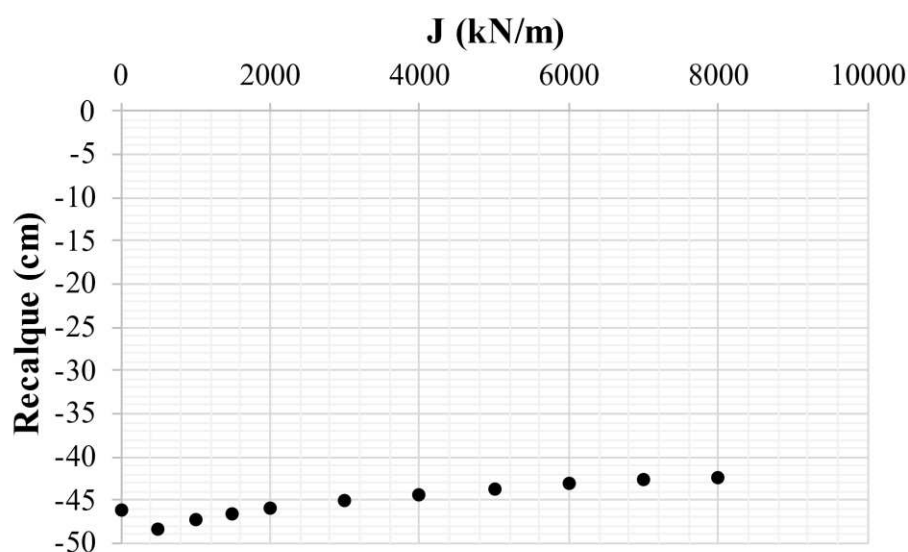
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A análise pelo Plaxis demonstrou o mesmo observado pelo Slide, ou seja, é mais vantajoso aplicar o geossintético por toda a extensão da largura do aterro. Porém, a diferença do FS entre a aplicação contínua e descontínua foi mais exacerbada ainda.

4.5 VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ (J)

Outra análise feita foi relativa ao recalque medido na base do aterro após a sua ruptura, pelo *software* Plaxis, e como este variava com o aumento do módulo de rigidez (J) do geossintético. Na Figura 91 é mostrado o gráfico obtido para uma espessura de argila de 13,0 metros, portanto uma razão $D/B = 0,50$.

Figura 91 – Influência do módulo de rigidez no recalque calculado numericamente para uma espessura de argila mole de 13 m

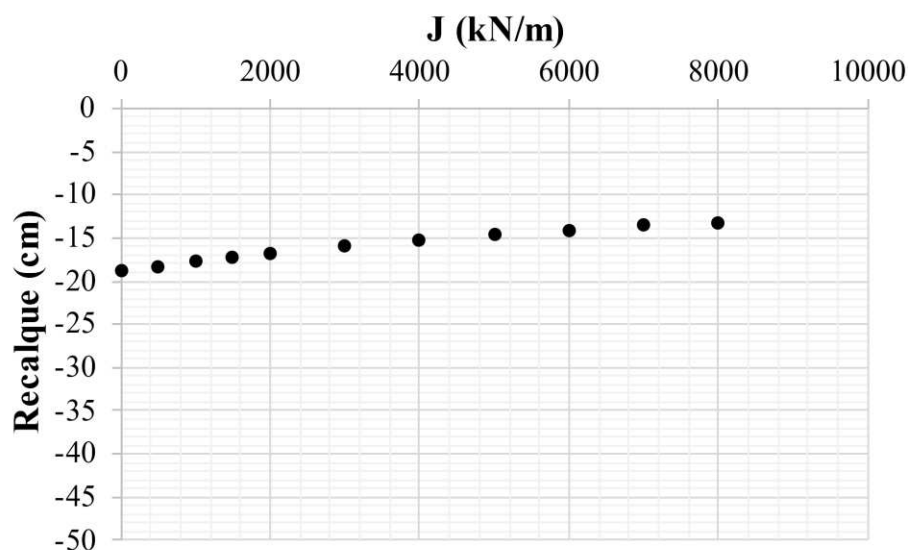


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os resultados mostram que o reforço geossintético influencia pouco no recalque, independentemente do seu módulo de rigidez. Porém, percebe-se que o recalque do aterro sem reforço é menor que o recalque para os geossintéticos de módulo de 500, 1000 e 1500 kN/m. Este comportamento era esperado uma vez que o reforço geossintético apenas possui rigidez à tração e não à flexão.

Da mesma forma, também se analisou a influência do módulo de rigidez no recalque para um aterro com a espessura de argila de 6,5 metros. Na Figura 92 é apresentado o gráfico confeccionado.

Figura 92 – Influência do módulo de rigidez no recalque calculado numericamente para uma espessura de argila mole de 6,5 m



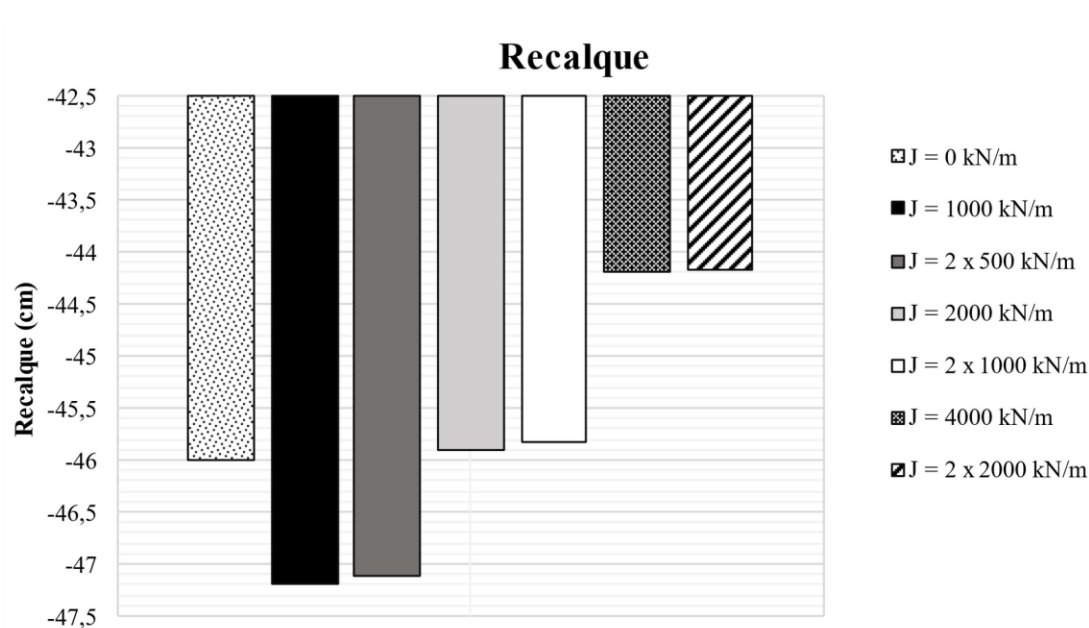
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se que a diminuição da espessura de argila mole de $D = 13,0$ m para $D = 6,5$ m apenas diminuiu a magnitude do recalque. Não se observou redução significativa no recalque com o aumento do módulo de rigidez do reforço, mesmo utilizando-se um J da ordem de 8000 kN/m. Em linhas gerais o comportamento para $D = 6,5$ m é similar ao comportamento para $D = 13,0$ m, porém a magnitude dos recalques é menor, conforme esperado devido à menor espessura de argila mole.

4.6 VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DA INSERÇÃO DE DUAS CAMADAS DE GEOSSINTÉTICO

Sendo possível obter o valor do recalque pelo *software* Plaxis, fez-se também a análise da influência da inserção de uma ou de duas camadas de geossintético com o mesmo módulo de rigidez (J) quando combinados no recalque medido. O gráfico da Figura 93 mostra então o valor observado para o aterro sem reforço, ou seja, com $J = 0$ kN/m, para uma camada de $J = 1000$ kN/m e duas camadas de $J = 500$ kN/m, para uma camada de $J = 2000$ kN/m e duas camadas de $J = 1000$ kN/m e, por fim, para uma camada de $J = 4000$ kN/m e duas camadas de $J = 2000$ kN/m. Estas análises foram conduzidas para uma razão $D/B = 0,5$, sendo $D = 13,0$ m.

Figura 93 – Influência da utilização de uma ou duas camadas de reforço no recalque



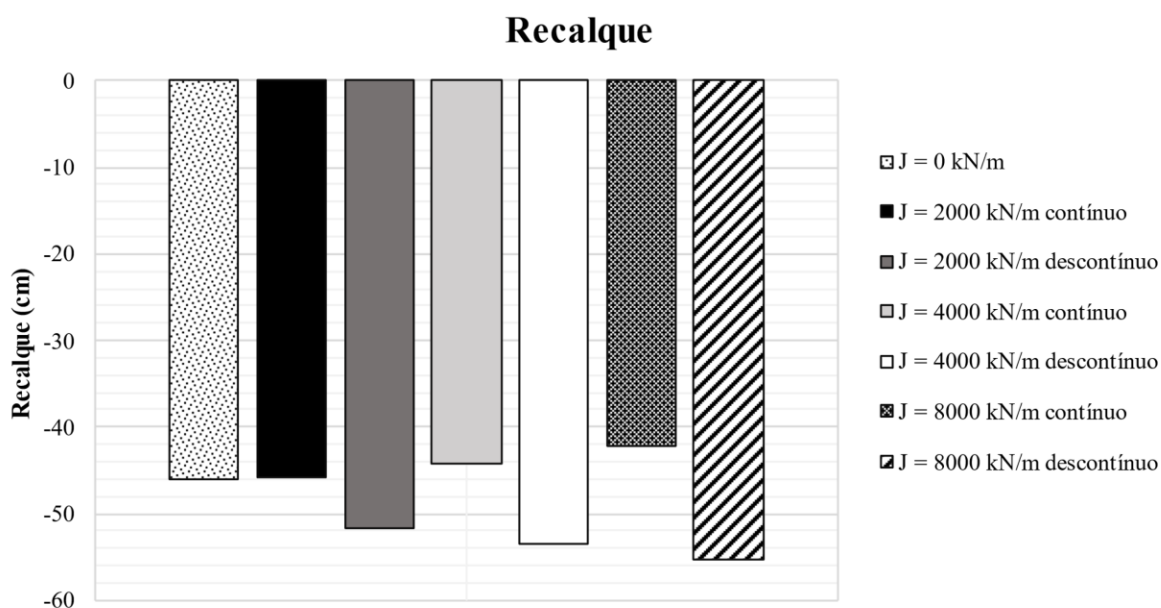
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Sobre o recalque medido, percebe-se que recalques menores foram obtidos para o reforço em duas camadas, porém, a diferença percebida é praticamente nula. Além disso, pelo gráfico é possível comparar os recalques medidos nos aterros reforçados e no aterro sem reforço, demonstrando que apenas os aterros reforçados com uma camada de $J = 1000 \text{ kN/m}$ e com duas camadas de $J = 500 \text{ kN/m}$ apresentaram recalque maior que o aterro sem reforço, sendo que a diferença entre o não reforçado e o reforçado pode ser considerada nula para fins práticos de engenharia.

4.7 VARIAÇÃO DO RECALQUE EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DO REFORÇO DE FORMA DESCONTÍNUA

Da mesma forma, analisou-se o impacto da inserção do reforço geossintético de forma contínua e descontínua ao longo do aterro. No gráfico da Figura 94 é mostrado os resultados obtidos. Estas análises foram conduzidas para uma razão $D/B = 0,5$, sendo $D = 13,0 \text{ m}$.

Figura 94 – Influência da aplicação do reforço de forma contínua ou descontínua no recalque



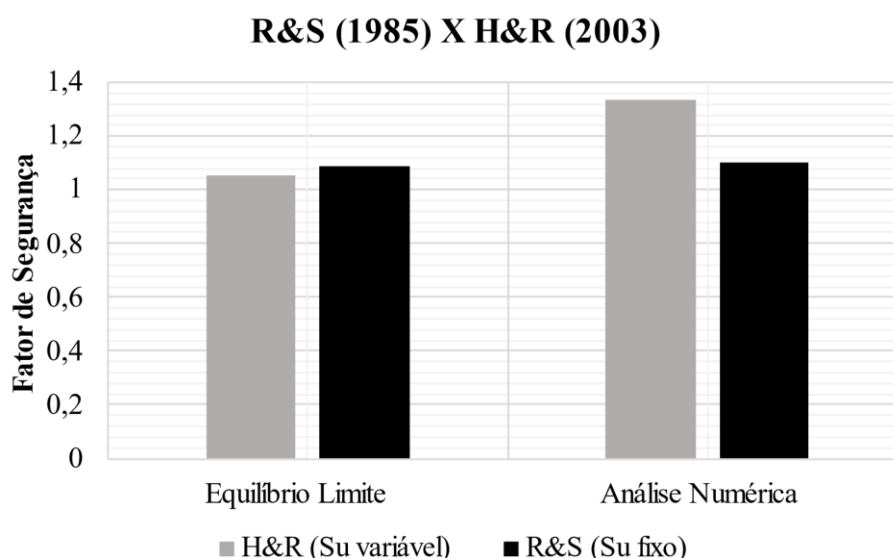
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Com relação ao recalque medido, fica nítido que a escolha de aplicação do geossintético de forma descontínua também não é benéfica. Essa aplicação, inclusive, apresenta um recalque maior que o recalque observado no aterro sem reforço para o caso de $J = 2000, 4000$ e 8000 kN/m.

4.8 HINCHBERGER E ROWE (2003)

A comparação dos fatores de segurança (FS) obtidos pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL) e pela Análise Numérica, tanto utilizando a metodologia de Rowe e Soderman (1985) quanto pela metodologia de Hinchberger e Rowe (2003) é apresentada na Figura 95. Estas análises foram conduzidas para uma razão $D/B = 0,5$, sendo $D = 13,0$ m.

Figura 95 – Comparação entre os métodos Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003)



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É perceptível que os valores medidos pelo Slide são praticamente iguais, enquanto houve uma pequena diferença entre os valores medidos pelo Plaxis, embora ainda sejam bem próximos. Isso demonstra que a utilização do método de Rowe e Soderman (1985), mais difundido e mais simples de ser aplicado é bem realista, mesmo considerando a resistência ao cisalhamento não drenado como um parâmetro fixo, o que não é o que sempre acontece na realidade.

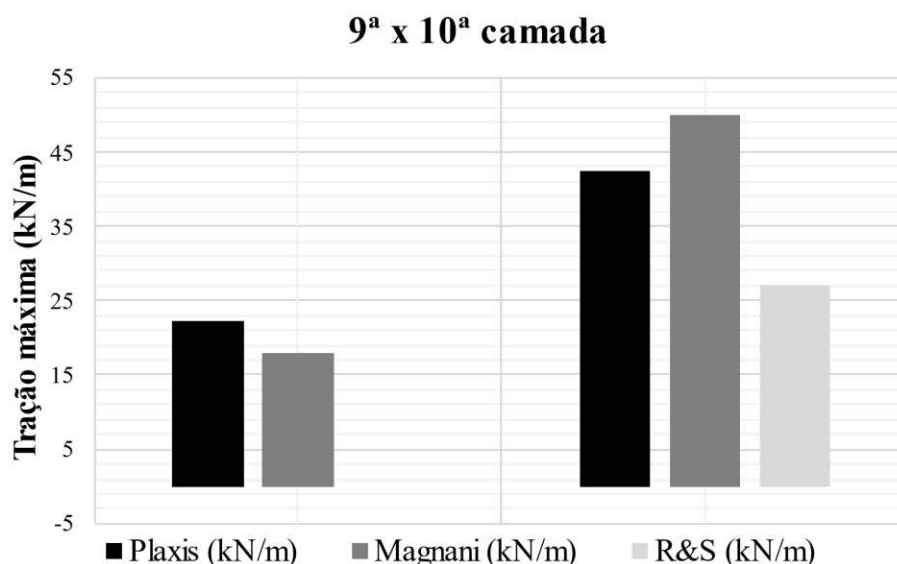
4.9 ATERRO INSTRUMENTADO

A fim de se verificar a aplicabilidade da modelagem numérica utilizada neste trabalho, foi analisado numericamente o aterro experimental AE 2 instrumentado por Magnani (2006), com resultados também apresentados em Magnani *et al.* (2009). Para fins de comparação entre os valores obtidos pelo modelo numérico e os medidos por Magnani (2006) foram utilizadas as medições de tração no reforço e deslocamentos horizontais obtidos por inclinômetros. O aterro foi levado à ruptura propositalmente, sendo que este rompeu ao se construir a décima camada de terraplenagem do aterro. Os detalhes do aterro AE 2 instrumentado, bem como os parâmetros utilizados na modelagem encontram-se no item 3.4.

4.9.1 Tração mobilizada

Na Figura 96 é mostrado o gráfico comparativo entre os valores de tração mobilizada (T) na nona e décima camada, medidos pelo Plaxis, por Magnani (2006) e também o valor obtido por Magnani (2006) pelo método de Rowe e Soderman (1985), sendo que este valor só foi apresentado para a décima camada. Para a nona camada, anterior a ruptura, foi obtida uma tração de 22,13 kN/m pelo Plaxis, enquanto o valor medido por Magnani (2006) foi de 18 kN/m. Já para a décima camada, ou seja, após a ruptura, a tração mobilizada medida pelo Plaxis foi de 42,36 kN/m e o valor apresentado por Magnani (2006) foi de 50 kN/m.

Figura 96 – Tração máxima medida e calculada na nona e décima camada do aterro instrumentado por Magnani (2006)



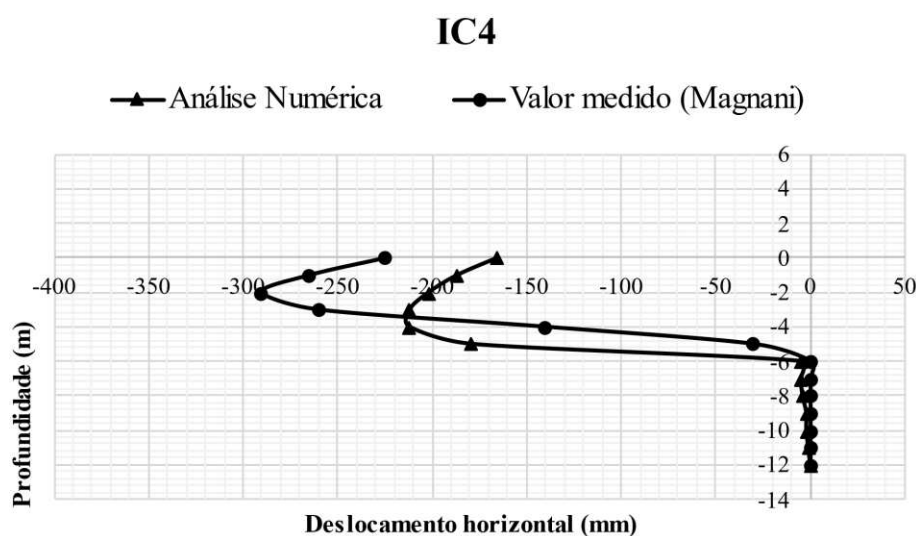
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se que os valores medidos (Magnani, 2006) de tração mobilizada no reforço geossintético mostram-se bem próximos dos valores de tração obtidos via Método dos Elementos Finitos (MEF), tanto para a nona quanto para a décima camada. O valor apresentado por Magnani (2006) como sendo a tração mobilizada calculada com base no método de Rowe e Soderman (1985) acabou ficando um pouco diferentes dos valores medidos. Isso pode ser explicado pelo fato de que o aterro não possuía uma plataforma de trabalho típica, normalmente variando entre 0,50 e 1,0 m. No caso deste aterro a plataforma de trabalho possuía 1,7 m de espessura e este fato não é levado em conta na consideração dos parâmetros geométricos de entrada no método de Rowe e Soderman (1985).

4.9.2 Deslocamento horizontal

Com os dados obtidos por Magnani (2006) e com os valores fornecidos pelo Plaxis, foi possível comparar os deslocamentos horizontais em cada profundidade do maciço. Na Figura 97 é mostrado o gráfico que compara os valores do inclinômetro IC4 expostos por Magnani (2006) e medidos pelo Plaxis, para a nona camada.

Figura 97 – Deslocamentos horizontais para o IC4 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada

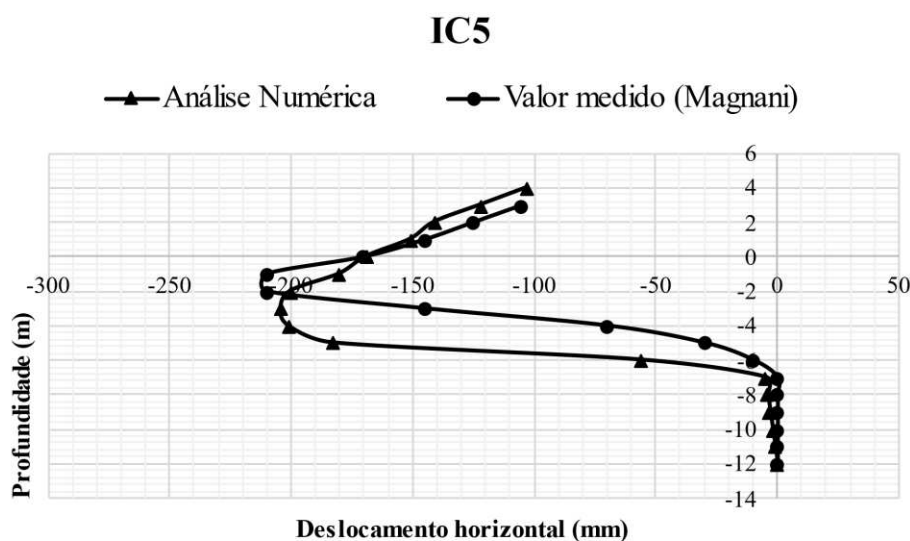


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível perceber que os valores medidos entre as profundidades de zero até -5 metros ficaram um pouco distantes, embora apresentem a mesma tendência de aumento e posterior diminuição. A partir da profundidade -6 até -12 metros os valores praticamente se igualam a zero milímetro de deslocamento devido a presença da camada de solo resistente.

Na Figura 98 é mostrado o gráfico comparativo dos valores do inclinômetro IC5 medidos por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada.

Figura 98 – Deslocamentos horizontais para o IC5 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada

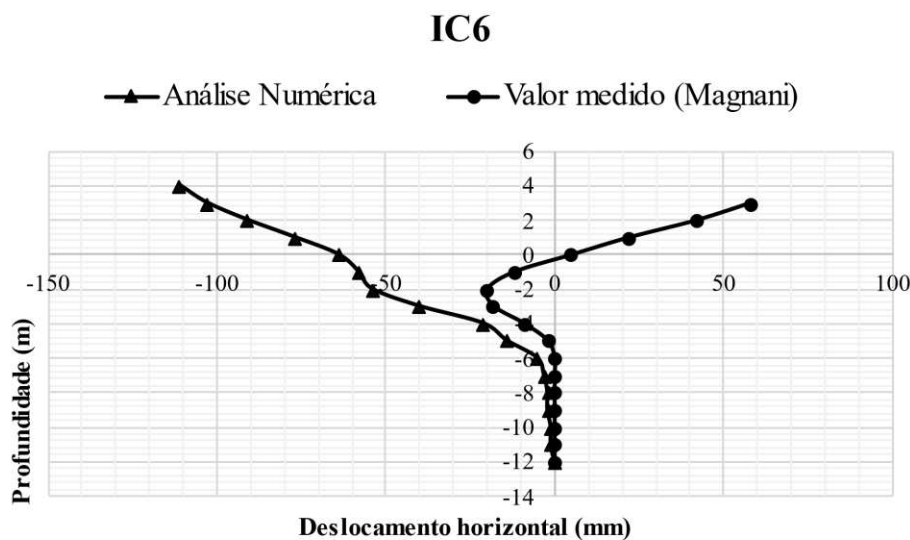


Fonte: Elaborado pela autora (2024).

No caso do inclinômetro IC5, existe uma similaridade maior nos valores medidos, principalmente na parte acima da profundidade zero. De zero a -6 metros os deslocamentos acabaram ficando um pouco discrepantes, enquanto de -7 a -12 metros eles praticamente se igualaram a zero, mostrando deslocamentos nulos na camada resistente.

Na Figura 99 é exposto o gráfico comparativo dos valores do IC6 medidos por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada.

Figura 99 – Deslocamentos horizontais para o IC6 por Magnani (2006) e pelo Plaxis para a nona camada



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para o inclinômetro IC6 foi constatado um comportamento bem peculiar. Os valores medidos por Magnani (2006) e pelo Plaxis ficaram bem diferentes nas profundidades iniciais, se aproximando à medida que profundidades maiores eram alcançadas.

A comparação entre dados de campo e Análise Numérica mostrou que o modelo numérico é eficaz em reproduzir o comportamento em campo e por este motivo as análises apresentadas são consideradas válidas. No comparativo, apenas o inclinômetro IC6 não mostrou bons resultados entre medido e calculado.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho foram analisadas diversas situações envolvendo a variação do módulo de rigidez (J) do geossintético, a espessura de solo mole abaixo do aterro estudado (D), a forma de aplicação do reforço utilizado e de que forma essas variáveis impactariam no fator de segurança (FS) na ruptura do aterro, na tração no geossintético (T) e também no recalque do aterro. As análises foram conduzidas utilizando dois métodos de análise (elementos finitos e equilíbrio limite). O modelo numérico foi validado por meio da simulação de um aterro real instrumentado.

Foi percebido que, tanto para espessura de argila de 13,0 metros quanto para 6,5 metros, o aumento do módulo de rigidez impactou no aumento do FS do aterro. Porém, o aumento da espessura de argila mole abaixo do aterro acaba diminuindo a influência do geossintético no FS , ou seja, para um maior valor de D , observou-se uma diminuição do FS para um mesmo valor de J ;

O aumento do módulo de rigidez também impacta no aumento da tração mobilizada pelo reforço. O impacto do aumento do módulo de rigidez no valor do fator de segurança do aterro contra a ruptura foi avaliado pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL), por meio do método de Rowe e Soderman (1985), e via Método dos Elementos Finitos (MEF). Observou-se que no caso das análises via MEL (com T mobilizado determinado por Rowe e Soderman, 1985) há um expressivo aumento do FS com o aumento de J , o que não se verifica ao se utilizar o MEF. Neste ponto os métodos divergem;

A variação da espessura de argila abaixo do aterro estudado para módulos de rigidez fixados e constantes mostrou que, à medida que a relação D/B aumenta, o fator de segurança diminui. Isso foi verificado tanto ao se utilizar o Método do Equilíbrio Limite (com T determinado por Rowe e Soderman, 1985) quanto pelo Método dos Elementos Finitos. Nesse sentido o método de Rowe e Soderman (1985) responde de forma satisfatória ao considerar o MEF como resultado de referência;

Com relação à comparação entre o uso de dois reforços com $J = X$ kN/m ou um reforço com $J = 2X$ kN/m foram obtidos os seguintes comportamentos em relação ao fator de segurança: utilizando o Método do Equilíbrio Limite, observou-se que, em geral, usar dois reforços com $J = X$ conduz a um fator de segurança (FS) ligeiramente superior ao uso de um único reforço com $J = 2X$. Já a análise numérica, mostrou um comportamento inverso, ou seja, o FS maior ocorreu no caso do uso de um reforço com $J = 2X$. Tomando-se por base a

análise numérica como referência, conclui-se que há um ganho na magnitude de FS em se utilizar um sistema de uma camada de reforço;

Com relação a aplicação do reforço de forma descontínua, ou seja, o reforço não cobre toda a plataforma do aterro (do pé do talude direito ao pé do talude esquerdo), observou-se que a utilização do geossintético de forma descontínua resulta em um FS menor quando comparado ao uso do geossintético de forma contínua. Este comportamento foi observado tanto pelo MEL quanto pelo MEF;

O recalque medido em função da variação do módulo de rigidez mostrou um comportamento bem parecido para as duas relações D/B estudadas, ou seja, o recalque diminuiu com o aumento de J, porém diminuiu de forma insignificante, sem resultado prático. Este resultado já era esperado, já que o reforço só possui rigidez axial significativa. A magnitude do recalque diminuiu com a diminuição da espessura de argila mole abaixo do aterro, conforme esperado, então os recalques também diminuem com a diminuição da razão D/B, conforme mostrado pelas análises numéricas;

A aplicação de duas camadas de geossintéticos ou uma camada com módulo (J) duas vezes maior, mostrou que as diferenças em termos de recalque são mínimas e desprezíveis com relação a uma situação prática. Este resultado já era esperado, pois o reforço só possui rigidez significativa na direção axial. Já para a aplicação do geossintético de forma contínua ou descontínua, a primeira maneira se mostrou mais favorável, conduzindo a menores recalques. As diferenças encontradas, porém, são de magnitude muito pequena;

Foram efetuadas comparações dos resultados dos fatores de segurança calculados pelos dois *softwares* utilizados, Slide (MEL) e Plaxis (MEF), sendo o Slide alimentado com a tração mobilizada fornecida pelos métodos analíticos de cálculo de Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003). Os resultados fornecidos por estas duas metodologias analíticas mostraram-se semelhantes. Para o método de Rowe e Soderman (1985) foi utilizado o valor médio de S_u (resistência não drenada) ao longo da camada mole e para o método Hinchberger e Rowe (2003) foi utilizada a taxa de variação de S_u com a profundidade. Verificou-se que os dois métodos fornecem valores de FS semelhantes para a situação particular estudada. Para modelos similares, é possível utilizar simplificada a abordagem de Rowe e Soderman (1985) com S_u médio ao longo da camada de solo mole;

Por fim, a validação do modelo numérico foi possível pela comparação de dados medidos por Magnani (2006) e Magnani *et al.* (2009) e calculados via análise numérica (Plaxis 2D). A compatibilidade dos resultados de tração mobilizada medidas no reforço e deslocamentos horizontais medidos por inclinômetros com os valores calculados via análise

numérica demonstraram que o modelo numérico é representativo das condições reais e, portanto, pôde ser utilizado para modelagem dos aterros sobre solos moles estudados nesta pesquisa.

Como sugestão para trabalhos futuros tem-se:

- Estender a comparação dos métodos de Rowe e Soderman (1985) e Hinchberger e Rowe (2003) para outras configurações de aterros sobre solos moles diferentes das estudadas nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

AGUILERA, C. E. T. **Aplicação de métodos de análise de estabilidade de taludes de grande altura de mineração**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.31859>. Acesso em: 08 fev 2023.

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10318-1: Geossintéticos Parte 1: Termos e definições**. Rio de Janeiro. ABNT, 2021.

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

BENTLEY. PLAXIS – General Information Manual. 2023.

BENTLEY. **Safety analysis and undrained behaviour**. 2013. Disponível em: <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/45955/safety-analysis-and-undrained-behaviour#:~:text=Safety%20analysis%20in%20Plaxis%20uses,of%20calculation%20steps%20is%20reached>. Acesso em: 24 abr. 2024.

BISHOP, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Geotechnique**, Great Britain, v. 5, n. 1, p. 7-17, 1955.

BJERRUM, L., Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Anais [...]** Moscow, 1973. v3. P. 111-159.

BRUGGER, P. J.; SCHIMIDT, C. F.; RUIZ, F.; SCHIMMEL L. R. Strain Compatibility in the Stability of Embankments Reinforced at the Base with Geosynthetics on Soft Soils. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING IN THE XXI CENTURY: LESSONS LEARNED AND FUTURE CHALLENGES. 2019. **Anais [...]** p. 2330-2339.

CHIOSSI, N. J. **Geologia de Engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS DO ESTADO DE SÃO PAULO. DER-SP – **Instrução de Projeto - Estudos Geotécnicos - IP-DE-G00/003**, São Paulo, SP, 2006.

DYER, N. R.; MILLIGAN, G. W. E. A Photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU SOIL AND ROCK REINFORCEMENT. INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL, 1984.

GEOSSINTEC. **GEOGRELHAS**, 2023. Disponível em: <https://www.geossintec.com.br/geogrelhas>. Acesso em: 30 out. 2023.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 08 nov. 2023.

HINCHBERGER, S.D.; ROWE, R.K. Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Clay Foundations: Predicting Reinforcement Strains at Failure. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, Vol. 21, p. 151-175, 2003.

HUAT, B. B. K. Stability of embankments on soft ground - lessons from failures. **Pertanika J. Sci. & Tecnology**. Malaysia. n. 2, p 123-139, 1995.

INTERNATIONAL GEOSYNTHETICS SOCIETY – IGS. **Classificação dos Geossintéticos**. 2020. Disponível em: <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/04/1.pdf>. Acesso em: 30 out. 2023.

JANBU, N. Application of composite slip surfaces for stability analysis. In: EUROPEAN CONF. ON STABILITY OF EARTH SLOPES. Stockholm Discussion 3. **Proceedings [...]**, 1954.

LOPES, M. da G.; BARROSO, M.; NEVES, J. **Geossintéticos em Engenharia Civil: dimensionamento, instalação e casos de obra.**, 1ª ed., Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2020.

MAGNANI, H. **Comportamento de Aterros Reforçados sobre Solos Moles Levados à Ruptura**. 2006. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

MAGNANI, H. O.; ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M. Behaviour of two reinforced test embankments on soft clay. **Geosynthetics International**, 16, n. 3, p. 127–138, 2009.

MASSAD, Façal. **Obras de terra**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 08 nov. 2023.

MELCONIAN, Marcos Vinícius. **Modelagem numérica e computacional com similitude e elementos finitos**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2014. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 10 nov. 2023.

MELLO, T. C. R. **Estudo do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, estudo de caso: BR-135/MA**. 2019. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM - 330/19, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2019.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Geotechnique**, n.15, v. 1, p. 79-93, 1965.

PALMEIRA, E. M.; GARDONI, M. Das G.; ARAÚJO, G. L. Geossintéticos Em Engenharia Geotécnica e Geoambiental: Avanços e Perspectivas. **Geotecnia**, n. 152, p. 337-368, 2021. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/article/view/10010/7335>. Acesso em 17 mai. 2023

PALMEIRA, Ennio Marques. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

RICCIO, M.V.F., 2024, Comunicação pessoal.

ROCSCIENCE. **SLIDE – User’s Guide**. 2003.

ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L. An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. **Canadian Geotech**, v. 22, p. 392-398. 1985 Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t85-050>. Acesso em: 08 fev 2023.

ROWE, R.K., LI, A.L. Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. **Geosynthetics International**, 12, n. 1, 2005.

ROY, D. e SINGH, R., **Failure of Two High Embankments at Soft Soil Sites**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 6. Arlington, VA, August 11-16, 2008. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/6icchge/session08b/2>. Acesso em: 10 fev. 2023.

SADD M. H. - **Elasticity. Theory, Applications, and Numerics**, 4ª ed. United Kingdom: Elsevier, 2021.

SOUZA NETO, D. P.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA, F. Q. Análise Da Ruptura De Um Aterro Rodoviário Construído Sobre Solos Moles Na Cidade De Goiana-Pe, Brasil. **Research, Society and Development**, Recife, v. 11, n. 7, mai. 2022.

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

SOUZA, R. M. **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. Apostila da Universidade Federal do Pará do Centro Tecnológico do Departamento de Engenharia Civil – Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia. Belém, Maio, 2003.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slices forces. **Geotechnique**, n 17, p11-26, 1967.

VERTEMATTI, José Carlos; ABINT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE NÃO TECIDOS E TECIDOS TÉCNICOS. **Manual brasileiro de geossintéticos**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2004. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 30 out. 2023.

APÊNDICE A – Análise do parâmetro Ω (ômega) e módulos E' , E_u , E'_{oad} , $E_{u,\text{oad}}$

Com relação ao método de Rowe e Soderman (1985), observa-se que o gráfico da deformação compatível admissível (ϵ) versus ômega (Ω), mostrado na Figura 8, fica limitado a um valor de 0.011 no eixo x, ou seja, o gráfico não contempla maiores valores de Ω .

Os parâmetros utilizados para o cálculo de Ω (Equação 5, página 71), peso específico do aterro compactado (γ_f), resistência ao cisalhamento não drenado (c_u), espessura de argila mole abaixo do aterro (D) e a largura da plataforma (B), são típicos de aterros sobre solos moles. Os valores dos parâmetros γ_f , c_u , D e B não explicam o fato de Ω ter se mostrado maior que 0,011.

Entretanto, o valor do módulo de elasticidade não drenado (E_u), de 600 kPa, encontrado por retroanálise, se mostrou baixo. Este valor explica o recalque medido na iminência da ruptura. Observa-se que quanto menor o valor de E_u , maior o valor de Ω .

Valores de E'_{oad} (módulo de elasticidade drenado oedométrico) típicos de argilas muito moles, encontradas na região litorânea brasileira, variam de 500 a 2000 kPa. Pode-se chegar a valores de E'_{oad} a partir do valor de E_u utilizando-se a teoria da elasticidade e verificar se o valor de E_u (600 kPa) conduz a um valor de E'_{oad} dentro de uma faixa de valores condizentes com argilas muito moles típicas de regiões não temperadas.

A obtenção de E'_{oad} a partir de E_u é mostrada a seguir, observando que a Equação 11 relaciona os valores de $E_{u,\text{oad}}$ (módulo de elasticidade não drenado oedométrico) com E_u .

$$E_{u,\text{oad}} = \frac{(1 - \nu^u)}{(1 + \nu^u) \cdot (1 - 2 \cdot \nu^u)} \cdot E_u \quad (11)$$

Em que:

$E_{u,\text{oad}}$: Módulo de elasticidade não drenado oedométrico do solo (kN/m²);

ν^u : Coeficiente de Poisson;

E_u : Módulo de elasticidade não drenado do solo (kN/m²).

Para uma argila muito mole saturada, pode-se considerar um coeficiente de Poisson próximo a 0,5. Considerando-se $\nu^u = 0,495$, obtém-se uma relação entre o módulo oedométrico não drenado, $E_{u,\text{oad}}$, e o módulo elástico não drenado E_u , mostrada na Equação 12.

$$E_{u,oad} = 34 * E_u \quad (12)$$

Sendo $E_u = 600$ kPa, tem-se que $E_{u,oad} = 20400$ kPa.

O módulo oedométrico drenado, E'_{oad} pode ser relacionado com o módulo $E_{u,oad}$ por meio da Equação 13.

$$\frac{E_{u,oad}}{E'_{oad}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma - \Delta u} = \frac{1}{1 - B} \quad (13)$$

Em que:

$E_{u,oad}$: Módulo de elasticidade não drenado oedométrico do solo (kN/m²);

E'_{oad} : Módulo de elasticidade drenado oedométrico do solo (kN/m²);

$\Delta\sigma$: Acréscimo de tensão total;

$\Delta\sigma'$: Acréscimo de tensão efetiva;

Δu : Acréscimo de poro pressão;

B: Parâmetro de Skempton.

Para uma argila saturada temos o parâmetro $B \approx 0.95$, obtendo-se a relação para $E_{u,oad}$ e E'_{oad} mostrada da Equação 14.

$$E_{u,oad} \approx 20 * E'_{oad} \quad (14)$$

Logo, sendo $E_{u,oad} = 20400$ kPa tem-se:

$$E'_{oad} = \frac{20400}{20} = 1020 \text{ kPa}$$

Este valor de E'_{oad} (1020 kPa) é um valor típico para argilas muito moles saturadas, de acordo com Riccio (2024). O valor de E_u é baixo, mas factível de ocorrer e é bem menor que o valor de $E_{u,oad}$ devido ao valor de v^u . Foi determinado o E'_{oad} pois os resultados de ensaios oedométricos são em sua grande maioria drenados e porque há muitos resultados disponíveis.

De acordo com Riccio (2024), a variação do módulo oedométrico, E'_{oad} , para argilas moles localizadas no aeroporto Salgado Filho, Porto Alegre, RS, obtidos por meio de ensaios

oedométricos, está entre 400 e 1830 kPa. Na Malásia, região do aterro estudado por Huat (1995), é plausível que as argilas possuam comportamento similar, já que é uma região não temperada.