



CONTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NA ESTABILIDADE DE TALUDES EM OBRAS PORTUÁRIAS

Tamara Carvalho Freire

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Willy Alvarenga Lacerda

Rio de Janeiro
Outubro de 2014

CONTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NA ESTABILIDADE DE TALUDES EM OBRAS
PORTUÁRIAS

Tamara Carvalho Freire

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Profa. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
OUTUBRO DE 2014

Freire, Tamara Carvalho

Contribuição das estacas na estabilidade de taludes em obras portuárias / Tamara Carvalho Freire. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XIV, 121 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Willy Alvarenga Lacerda

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 112-115.

1. Estabilidade de Taludes. 2. Estacas. 3. Métodos Numéricos. I. Lopes, Francisco de Rezende *et al.*, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Aos amigos e familiares

.

Agradecimentos

Agradeço a todos presentes na minha vida que de maneira ou de outra apoiaram e acompanharam a execução não só da dissertação mas também do período de matérias durante o mestrado. Agradeço ao meu orientador, professor Francisco Lopes, pela ajuda e compreensão dos meus sumiços durante essa jornada. Agradeço ao meu orientador, professor Willy Lacerda, pela idéia do tema e paciência durante o processo. Agradeço ao engenheiro Roney pela ajuda imprescindível no uso do PLAXIS e Geoslope. A minha mãe pela inestimável correção do meu “pobre” português e pelos “puxões de orelha” com os prazos. Ao meu pai pelo constante incentivo ao tema. A todos no trabalho que ajudaram e/ou compreenderam a correria dos últimos meses. Ao meu namorado pelo apoio e carinho nesses meses mais cansativos. A todos os amigos que fiz ao iniciar o mestrado, essa jornada não seria tão agradável sem vocês. E a todos meus outros amigos e amigas que apoiaram e entenderam também o meu sumiço e falta com eles durante essa fase.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.).

CONTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NA ESTABILIDADE DE TALUDES EM OBRAS PORTUÁRIAS

Tamara Carvalho Freire

Outubro/2014

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Willy Alvarenga Lacerda

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho pretende contribuir para o estudo da influência de estacas de plataformas no fator de segurança de taludes sob cais portuários. Após uma breve revisão da literatura e dos Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos, faz-se o estudo de um caso fictício com a utilização dos dois métodos propostos. São apresentados as hipóteses adotadas e valores obtidos em ambos os casos. É apresentado um estudo paramétrico a partir do caso de estudo anterior e também a utilização do método proposto em uma obra existente. A partir dos resultados e comparações obtidas busca-se concluir sobre a influência do estaqueamento para o fator de segurança global do talude e sobre a praticidade de utilização dessa proposta.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PILE CONTRIBUTION TO THE STABILITY OF SLOPES IN PORT WORKS

Tamara Carvalho Freire

October/2014

Advisors: Francisco de Rezende Lopes

Willy Alvarenga Lacerda

Department: Civil Engineering

The present work intends to contribute to the study of the influence of piles on the stability of the slope under a quay. After a brief review of the literature and of the methods of Limit Equilibrium and Finite Element, a parametric study of a hypothetical case with both methods is carried out. The assumptions made and results for both methods are presented. Finally, a case study, a quay under construction, is presented. After the results of the parametric study and of the real case, conclusions on the influence of piles on the overall stability of the slope are put forward.

Sumário

1. Introdução	1
1.1. Objetivos e Metodologia.....	1
1.2. Descrição dos capítulos	2
2. Revisão Bibliográfica	4
2.1. Cálculo da força lateral resistente limite	6
2.2. Avaliação de estabilidade de taludes pelo método de equilíbrio limite...	14
2.3. Avaliação de estabilidade de taludes pelo Método dos Elementos Finitos	18
3. Estudo de estabilidade de taludes com a contribuição das estacas por equilíbrio limite	20
3.1. Método escolhido: Bishop Modificado	20
3.2. Caso base estudado com o Geo-slope.....	25
3.3. Método proposto	33
3.3.1. Resistência da estaca.....	38
3.3.2. Resistência do solo acima da superfície de ruptura	45
3.3.3. Resistência do solo abaixo da superfície de ruptura	51
3.3.4. Acréscimos ao Fator de Segurança	51
4. Estudo de estabilidade pelo Método dos Elementos Finitos	54
4.1. Conceituação do Método.....	54
4.2. Utilização do Plaxis	55
4.3. Caso base estudado no Plaxis 2D.....	56
5. ESTUDO PARAMÉTRICO.....	67
5.1. Variação da quantidade de estacas	67
5.1.1. Análise por Elementos Finitos.....	67
5.1.2. Análise por Equilíbrio Limite.....	68

5.2. Variação na inclinação do talude.....	72
5.2.1. Talude com inclinação 1v-2h	74
5.2.2. Talude com inclinação 1v-2,5h	76
5.3. Variação da coesão e ângulo de atrito	78
5.3.1. Ângulo de atrito de 38° e coesão 5kPa	81
5.3.2. Ângulo de atrito de 40° e coesão 0kPa	83
5.3.3. Ângulo de atrito de 0° e Su 40kPa	85
6. ESTUDO DE CASO – ESTALEIRO ERG2	88
6.1. Apresentação da Obra	88
6.2. Estudo com o Geo-slope	94
6.2.1. Resistência da estaca de concreto	94
6.2.2. Resistência da estaca metálica.....	97
6.2.3. Modelo Geo-slope	99
6.2.4. Acréscimo devido ao estaqueamento	102
6.3. Estudo com o Plaxis 2D	104
6.3.1. Resultados obtidos pelo Plaxis 2D.....	106
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	109
7.1. Conclusões	109
7.2. Sugestões para pesquisas futuras	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	112
ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM.....	116

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Exemplo do problema estudado (Hansen e Lundgren 1960).	4
Figura 2.2 – Estabilidade em relação à ruptura (Mason 1981).	5
Figura 2.3 – Distribuição conceitual das forças (Loehr e Bowders 2007)	7
Figura 2.4 – Forças resistentes resultante	8
Figura 2.5 – Cálculo da força resistente (Loehr e Bowders 2007).....	10
Figura 2.6 – Valores para K_p e K_c (Poulos e Davis 1980)	13
Figura 3.1 – Equilíbrio das fatias conforme estabelecido por Bishop (Bishop 1955).....	21
Figura 3.2: Equilíbrio das fatias conforme estabelecido por Spencer (Spencer 1967).....	23
Figura 3.3- Variação de F_m e F_f com θ (Spencer 1967)	24
Figura 3.4 – Caso Base	26
Figura 3.5- Análise adotada.....	28
Figura 3.6- Talude sem sobrecarga.....	28
Figura 3.7- Talude com sobrecarga.....	29
Figura 3.8 - Fator de segurança sem sobrecarga	30
Figura 3.9 - Fator de segurança com sobrecarga	30
Figura 3.10– Superfície crítica 1- sem sobrecarga (Geo-slope)	32
Figura 3.11– Superfície crítica 2 – com sobrecarga (geo-slope)	33
Figura 3.12– Modo de ruptura 1	34
Figura 3.13– Modo de ruptura 2	35
Figura 3.14– Modo de ruptura 3	36
Figura 3.15– Modo de ruptura 4	37
Figura 3.16– Ábaco de Hoffman para seção anelar	41
Figura 3.17– modelo de viga	43
Figura 3.18– carregamento modelo viga.....	44

Figura 3.19 – proposição Ito e Matsui.....	46
Figura 3.20 – Diagrama de pressões proposto por Ito e Matsui.....	48
Figura 3.21– estaqueamento e superfície crítica	49
Figura 4.1– Caso base no Plaxis	57
Figura 4.2: Malha de elementos finitos	58
Figura 4.3– Parâmetros areia	59
Figura 4.4– Parâmetros areia	60
Figura 4.5– Parâmetros estacas.....	62
Figura 4.6– FS sem sobrecarga e sem plataforma	64
Figura 4.7– FS sem sobrecarga e com plataforma	65
Figura 4.8– FS com sobrecarga e sem plataforma	65
Figura 4.9– FS com sobrecarga e com plataforma	66
Figura 5.1– Gráfico de tendência do fator de segurança	70
Figura 5.2– Gráfico de acréscimo (%) do FS	71
Figura 5.3 – Talude 1v-2h sem sobrecarga	72
Figura 5.4 – Talude 1v-2h com sobrecarga	73
Figura 5.5 – Talude 1v-2,5h sem sobrecarga	73
Figura 5.6 – Talude 1v-2,5h com sobrecarga	74
Figura 5.7 – Gráfico do FS com variação do talude	78
Figura 5.8 – $\phi 38/c5kPa$ – sem sobrecarga.....	79
Figura 5.9 – $\phi 38/c5kPa$ – com sobrecarga.....	79
Figura 5.10 – $\phi 40/c0kPa$ sem sobrecarga.....	80
Figura 5.11 – $\phi 40/c0kPa$ com sobrecarga.....	80
Figura 5.12 – Su 40kPa sem sobrecarga.....	81
Figura 5.13 – Su 40kPa com sobrecarga.....	81
Figura 5.14 – Gráfico com variação dos parâmetros.....	87

Figura 6.1 – Estaqueamento trecho 3.....	90
Figura 6.2 – Corte típico Cais trecho 3	91
Figura 6.3 – Estacas típicas trecho 3.....	92
Figura 6.4 – Perfil transversal analisado	93
Figura 6.5 – Ábaco para seção circular	96
Figura 6.6 – Perfil W610x155 reduzido.....	98
Figura 6.7 – Perfil transversal	100
Figura 6.8 – FS sem sobrecarga	101
Figura 6.9 – FS com sobrecarga	101
Figura 6.10 – Plataforma com superfície de ruptura	103
Figura 6.11 – Plataforma com superfície de ruptura	107
Figura 6.12 – Deformada na ruptura.....	107

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – resumo dos métodos.....	16
Tabela 3.1 – Características adotadas do material e estaca.....	48
Tabela 3.2 – Carga lateral total, P_{tot} , para cada uma das linhas de estaqueamento	50
Tabela 3.3 – Momento máximo nas estacas.....	50
Tabela 3.4 – Carga lateral total abaixo da superfície de ruptura	51
Tabela 3.5 – Resumo carga última V_R	51
Tabela 3.6 – Resumo ruptura solo.....	52
Tabela 3.7 – Acréscimo ao FS sem sobrecarga	53
Tabela 3.8 – Acréscimo ao FS com sobrecarga	53
Tabela 5.1 – variação do espaçamento 1	67
Tabela 5.2 – variação do espaçamento 2	68
Tabela 5.3 – variação do espaçamento 1	68
Tabela 5.4 – variação do espaçamento 2	68
Tabela 5.5 – Cortante de ruptura da estaca.....	74
Tabela 5.6 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga.....	74
Tabela 5.7 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga.....	75
Tabela 5.8 – Acréscimo no FS sem sobrecarga	75
Tabela 5.9 – Acréscimo no FS com sobrecarga	76
Tabela 5.10 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga.....	76
Tabela 5.11 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga.....	76
Tabela 5.12 – Acréscimo no FS sem sobrecarga	77
Tabela 5.13 – Acréscimo no FS com sobrecarga	77
Tabela 5.14 – Cortante de ruptura da estaca.....	82
Tabela 5.15 – Resumo de ruptura no solo	82

Tabela 5.16 – Acréscimo no FS sem sobrecarga	82
Tabela 5.17 – Acréscimo no FS com sobrecarga	83
Tabela 5.18 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga.....	83
Tabela 5.19 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga.....	83
Tabela 5.20 – Acréscimo no FS sem sobrecarga	84
Tabela 5.21 – Acréscimo no FS com sobrecarga	84
Tabela 5.22 – Cortante de ruptura da estaca.....	85
Tabela 5.23 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga.....	85
Tabela 5.24 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga.....	85
Tabela 5.25 – Acréscimo no FS sem sobrecarga	86
Tabela 5.26 – Acréscimo no FS com sobrecarga	86
Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados.....	100
Tabela 6.2– Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga.....	102
Tabela 6.3 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga.....	102
Tabela 6.4 – Valores Máximos de corte das estacas	103
Tabela 6.5 – Acréscimo obtido sem sobrecarga	104
Tabela 6.6 – Acréscimo obtido com sobrecarga	104
Tabela 6.7 – Parâmetros do solo	105
Tabela 6.8 – Parâmetros estaca de concreto	105
Tabela 6.9 – Parâmetros estaca de aço	106
Tabela 6.10 – FS sem sobrecarga.....	108
Tabela 6.11 – FS com sobrecarga.....	108

1. INTRODUÇÃO

Em grande parte dos projetos de estruturas portuárias, os problemas/soluções relacionados à mecânica dos solos são de vital importância para a obra, sendo muitas vezes o fator de viabilidade ou não da mesma. Dentro dos diversos problemas geotécnicos existentes, tais como: recalques, melhoramento de terrenos, atrito negativo, empuxos de terra, etc, Escolheu-se para a dissertação, estudar a estabilidade dos taludes considerando a presença das estacas.

O método proposto por Hansen e Lundgren (1960) leva em consideração, para estabilidade dos taludes, o estaqueamento das plataformas portuárias, de maneira a aumentar o fator de segurança do talude e assim contribuir para a economia da obra. O livro “Hauptprobleme der Bodenmechanik”, desses autores, foi provavelmente o primeiro trabalho que aborda, qualifica e quantifica o acréscimo no fator de segurança devido à presença de estacas.

A instalação de estacas ainda não é uma prática comum na engenharia como técnica de estabilização de taludes em geral (encostas, etc.). Alguns casos de sucessos foram reportados por Ito e Matsui (1975), Fukuoka (1977) e Poulos (1995), assim como diversos métodos foram desenvolvidos para análise de taludes com estacas por diferentes autores.

1.1. Objetivos e Metodologia

O presente trabalho tem por objetivo apresentar e discutir o problema de estabilidade de taludes, em especial no caso de obras portuárias, de maneira a avaliar o aumento do fator de segurança do talude devido à presença de estacas. Essa avaliação será abordada de duas maneiras distintas: primeiro com uma análise convencional do Método de Equilíbrio Limite, que é a análise originalmente proposta por Hansen e Lundgren (1960), e posteriormente com uma análise numérica através do Método dos Elementos Finitos.

Inicialmente é apresentado um caso base (fictício), que será analisado por métodos diferentes, de maneira a avaliar a contribuição do estaqueamento escolhido para o talude em questão. O estudo de estabilidade é feito por equilíbrio limite e pelo Método dos Elementos Finitos em duas dimensões.

O objetivo do trabalho é discutir aspectos que possam auxiliar o trabalho de desenvolver as melhores opções técnicas e econômicas na área de plataformas estaqueadas. A escolha do caso base foi determinada pelas condições mais comuns em plataformas e não por melhor opção da estaca como elemento de reforço.

Após o estudo do caso base, é apresentado um estudo paramétrico do problema de maneira a abranger a avaliação de diversas situações. Além disso, é apresentado o estudo de um projeto já executado para avaliação da otimização da obra, caso fosse utilizado o método proposto. Ao final serão apresentadas as conclusões para cada método analisado e a comparação dos resultados obtidos.

1.2. Descrição dos capítulos

Inicialmente, no capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica apresentando as principais referências, análises e métodos abordados no trabalho, sobre a avaliação da contribuição das estacas na estabilidade do talude.

No capítulo 3, é feito um estudo inicial, para um caso base fictício, analisando a estabilidade do talude pelo Método de Equilíbrio Limite proposto por Bishop (1955). São estudados os casos do talude sem estaqueamento, com e sem sobrecarga, e depois com estes resultados é considerada a contribuição das estacas.

No capítulo 4 os mesmos casos apresentados no capítulo anterior são analisados pelo Método dos Elementos Finitos, com a utilização do programa Plaxis 2D, em duas dimensões.

Após as duas análises distintas do caso base, no capítulo 5 é feito um estudo paramétrico com a variação de algumas características como: densidade das estacas

presentes, valores de coesão e ângulo de atrito, comportamento drenado e não drenado e angulação do talude. Assim, são obtidos gráficos que apresentam a influência do estaqueamento nas diversas situações apresentadas.

No capítulo 6 é apresentado o estudo de um caso real, ESTALEIRO RIO GRANDE (ERG 2), aplicando as metodologias anteriores.

No final, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No livro *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Brinch Hansen e Lundgren (1960) abordam diversos problemas relativos à mecânica dos solos e propõem também algumas soluções e teorias. No item 5.55 do referido livro, é apresentado um caso de estabilidade de talude sob uma plataforma estaqueada, conforme apresentado na Figura 2.1 (Hansen e Lundgren, 1960).

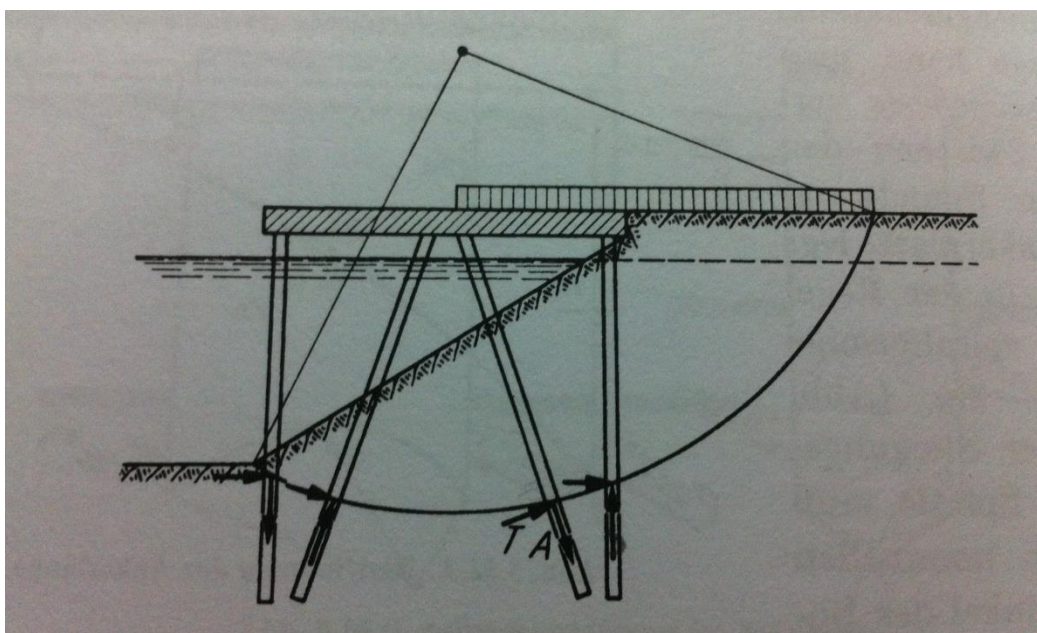


Figura 2.1 – Exemplo do problema estudado (Hansen e Lundgren 1960).

Para a verificação da estabilidade de taludes existem duas possibilidades que podem ocorrer, uma onde a linha de ruptura do terreno secciona parte do estaqueamento da obra, Figura 2.1, e outra onde a ruptura se desenvolve abaixo do conjunto de estacas, apresentada na Figura 2.2.

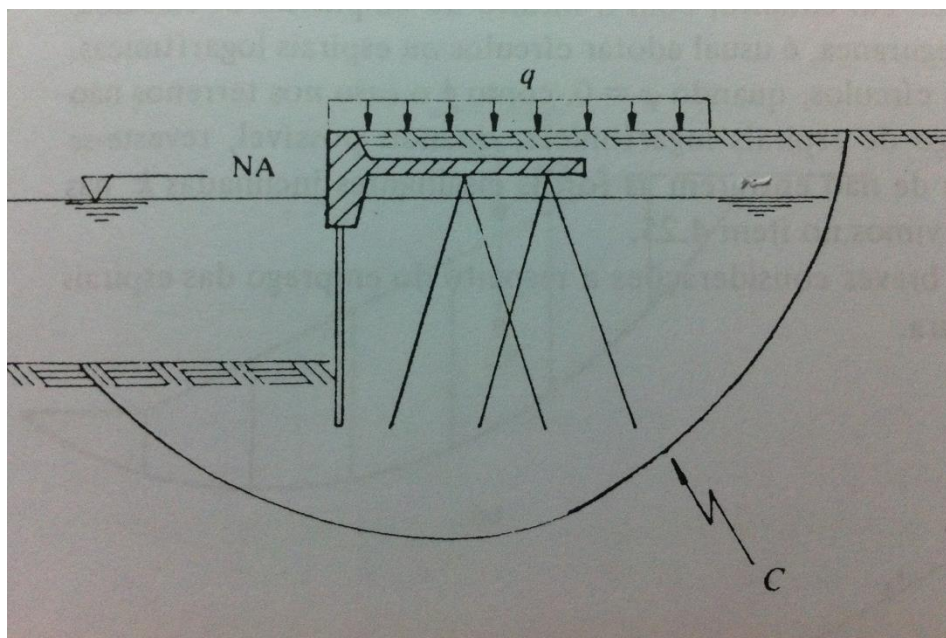


Figura 2.2 – Estabilidade em relação à ruptura (Mason 1981).

A presente pesquisa se propõe a estudar, através da comparação entre métodos tradicionais e métodos mais recentes, que se desenvolveram após a disseminação dos computadores, o melhoramento que pode advir no fator de segurança da obra com a consideração do estaqueamento, relacionado à estabilidade de taludes. Os ganhos obtidos nesta análise serão apresentados de maneira a verificar se o maior trabalho despendido, numa análise mais elaborada como esta, se justifica para a otimização da obra.

No livro supracitado, os autores apresentam a hipótese de aumento de resistência à ruptura de um talude quando a superfície crítica intercepta o estaqueamento existente. No exemplo apresentado no livro, tanto a resistência transversal quanto a axial são levadas em consideração para o cálculo do aumento no fator de segurança, forças "T" e "A" respectivamente, apresentadas na Figura 2.1.

No presente estudo, será considerada somente a resistência transversal ao eixo da estaca oferecida pela mesma. A capacidade de carga axial da estaca que também pode contribuir no aumento da estabilidade, segundo Brinch Hansen, foi desprezada devido às incertezas em relação ao mecanismo de transferência de carga no reforço e sobre a possibilidade de mobilização simultânea de força transversal e axial nos elementos de reforço.

Sendo razoável assumir que o principal mecanismo de carregamento em estacas como elemento de reforço de taludes é o carregamento lateral da mesma, é normalmente assumido que a força transversal é mobilizada antes e considerada sozinha na análise por equilíbrio limite (Parra 2004).

O método de equilíbrio limite foi usado por diversos autores, como Itu e Matsui (1975), Fukuoka (1977), Poulos (1995), para avaliar a estabilidade de taludes considerando estacas para ajudar a estabilidade (Ausilio et al., 2001; Wei e Cheng, 2009).

Vale ressaltar que a teoria exposta supõe que todas as estacas são mobilizadas ao mesmo tempo; na realidade, a ruptura pode ocorrer progressivamente e nem todas as estacas são mobilizadas conjuntamente. Devido a essa consideração, o critério adotado pode ser contrário a segurança e assim deve ser analisado criteriosamente para cada caso a ser estudado.

Outra hipótese adotada, que pode ser contra a segurança, é a de que a superfície crítica de ruptura inicial não muda com a introdução das estacas no talude. No presente trabalho, a introdução das forças estabilizadoras para aumento no fator de segurança é feita a partir da mesma superfície crítica encontrada para o talude sem reforço.

Pelas razões expostas, a utilização do Método dos Elementos Finitos, onde o elemento da estaca é simulado juntamente com o solo e a superfície de ruptura não é pré-definida, pode ser vantajosa em relação ao Método do Equilíbrio Limite, que tem estas limitações.

2.1. Cálculo da força lateral resistente limite

Segundo Li et al. (2012), a localização ideal para o posicionamento da estaca de maneira a se obter o máximo aumento do fator de segurança é tema de estudo e discussão de diversos autores. Poulos (1995) mostrou que uma linha de estacas estabilizante deve ser posicionada próxima ao centro da superfície crítica para evitar que a superfície crítica mudasse de local. Já Lee et al. (1995), usaram a superfície

simplificada de Bishop e concluíram que o posicionamento mais efetivo para as estacas seria na crista ou pé para taludes coesivos e homogêneos. Neste estudo, os autores discutem os resultados obtidos na procura do posicionamento ideal e estimaram a contribuição do estaqueamento utilizando a Teoria de Plasticidade desenvolvida por Ito e Matsui (1975).

A abordagem normalmente utilizada para análise de taludes reforçados por estacas é: primeiro estabelecer a resistência individual de cada estaca e depois incluir essa força no método de equilíbrio limite para análise do fator de segurança. Esta avaliação será feita no capítulo 3.

A Figura 2.3 apresenta conceitualmente a distribuição das forças devido ao reforço com estacas (Loehr e Bowders 2007).

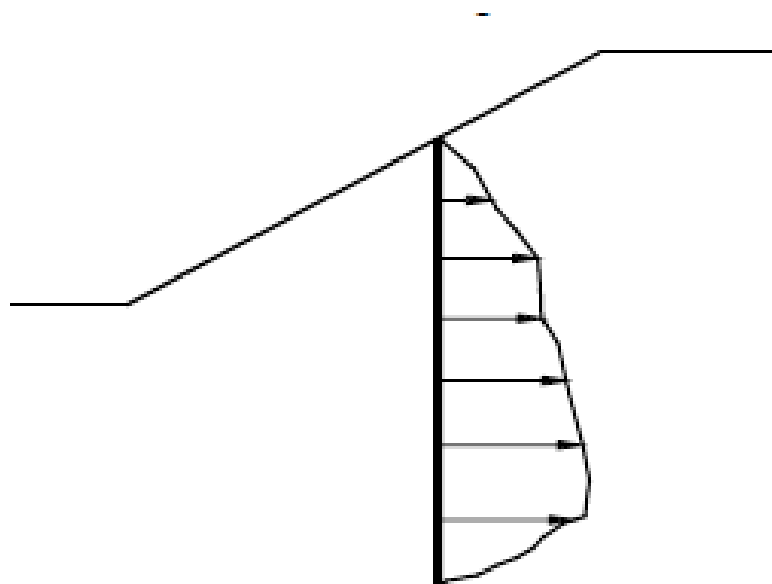


Figura 2.3 – Distribuição conceitual das forças (Loehr e Bowders 2007)

Uma vez determinada a localização da superfície crítica, supondo que esta corte o elemento de reforço, deve ser definida a magnitude da força provocada pelo elemento nesta determinada posição. Em um talude com diversas estacas de reforço cada uma delas promoverá uma força resistente dependendo da localização onde a superfície de ruptura corta a estaca. A Figura 2.4 apresenta essas diferenças existentes nas forças resistentes e que, na análise por equilíbrio limite do fator de segurança, estas forças são

supostas atuando na altura da superfície crítica e atuando perpendicularmente ao elemento de reforço.

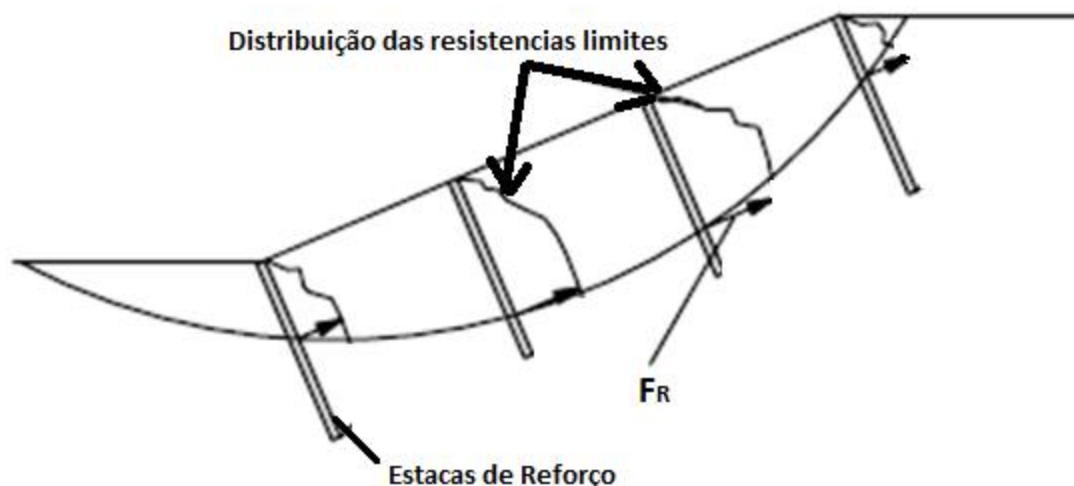


Figura 2.4 – Forças resistentes resultante

Encontrada a resistência proveniente do elemento de estaca no talude, a incorporação desta força na análise por equilíbrio limite é relativamente simples. Porém para a distribuição e o valor da resistência que aparece devido à presença do estaqueamento ainda existe muita discussão com abordagens e teorias diferentes que resultam em valores de resistência das estacas divergentes da ordem de 300% (Loehr e Bowders, 2007 e Ang, 2005).

Para a análise da força resistente, F_R , provocada pela estaca, pode-se classificar os métodos em duas categorias. A primeira sendo os métodos baseados nas pressões do solo, propostos por De Beer and Wallays (1970), Ito e Matsui (1975), Hassiotis et al. (1997) e Loehr et al. (2004). A segunda categoria sendo os métodos baseados no deslocamento do solo, propostos por Hull et al. (1991), Poulos (1995), Lee et al. (1995) (Ang 2005).

Todos os autores apresentam métodos onde o fator de segurança é aumentado devido à consideração da resistência das estacas por onde a linha de ruptura passa. O momento resistente à ruptura, que é avaliado no equilíbrio limite, aumenta devido à

consideração da força que leva a estaca à ruptura ou a consideração da força de reação que aparece no solo devido à estaca existente no talude.

No presente estudo, de maneira a avaliar o efeito de contribuição do estaqueamento na estabilidade do talude, foram considerados os seguintes modos de ruptura descritos por Loerh et al (2004):

- 1- Ruptura do solo ao redor ou entre elementos de reforço acima da superfície de ruptura.
- 2- Ruptura do solo abaixo da superfície de ruptura devido a comprimento insuficiente.
- 3- Ruptura estrutural do elemento de reforço por flexão.
- 4- Ruptura estrutural do elemento de reforço por cisalhamento.

A resistência limite correspondente a cada um destes modos de ruptura são obtidas com base no limite de tensão do solo; a força limite resistente, F_R , é obtida integrando essas pressões limites ao longo do comprimento da estaca. Para o modo de ruptura 1 avalia-se a força da superfície do terreno até a superfície de ruptura e para o modo de ruptura 2 da superfície de ruptura até a ponta da estaca.

A Figura 2.5 apresenta as pressões limites do solo e a força resistente lateral equivalente para determinada superfície de ruptura.

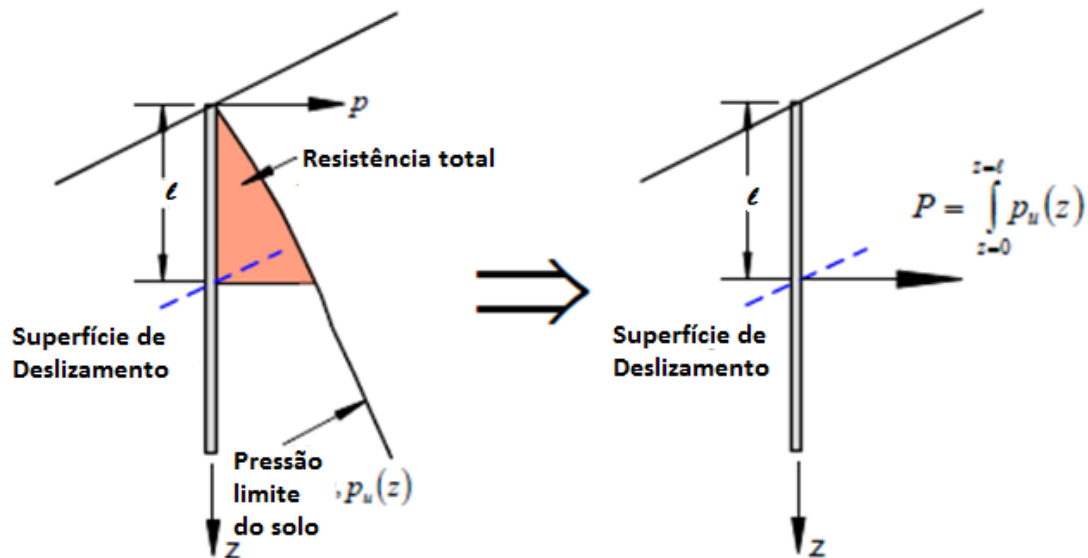


Figura 2.5 – Cálculo da força resistente (Loehr e Bowders 2007)

Dependendo das condições existentes, a pressão limite calculada para o solo pode ser grande suficiente para fazer com que a estaca rompa estruturalmente antes de mobilizar toda a resistência do solo. A ruptura estrutural pode ocorrer por flexão da estaca, quando a tensão de resistência limite no solo acima da superfície de ruptura gera um momento, maior do que o suportado estruturalmente pela estaca. Ou pode ocorrer a ruptura por cisalhamento quando a força resultante das pressões do solo acima da superfície de ruptura supera a resistência ao corte da estaca.

Para o cálculo das pressões máximas que podem aparecer no solo de maneira que não se rompa a estaca por flexão, Loehr (2004) sugere a utilização de um fator de escala α , calculado como:

$$\alpha = M_{\max}/M_{ult} \quad \text{Equação 2.1}$$

sendo:

$M_{\max}$ = momento máximo que o solo exerce na estaca

M_{ult} = momento limite de resistência da estaca ou momento plástico

Assim o fator de escala alfa limita o valor de tensão do solo para que o momento máximo produzido no elemento seja inferior ao momento resistente da estaca. De forma a simular se as tensões do solo produzem na estaca um momento maior que M_{ult} , as

tensões atuantes na estaca são divididas pelo fator α , de maneira que não se ultrapasse o momento que produz a plastificação da estaca.

Após a determinação dos modo de ruptura, falta a avaliação da previsão das pressões limites do solo. Como já observado existe diversos métodos para essa avaliação, teóricos ou empíricos, e estes são bastante divergentes entre si.

Parra (2004) comparou os métodos de Ito e Matsui (1975), Broms (1964) e Poulos e Davis (1980) para prever o limite de pressão do solo para elementos de reforço esbeltos. Dos 3 autores a formulação proposta por Ito e Matsui (1975) é a que apresenta os menores valores de resistência devido a presença de estacas, essa constatação é feita não somente por Parra mas também por outros autores da bibliografia como Ang (2005) e Loehr e Bowders (2007).

As formulações propostas pelos autores de cada método comparado se encontram descritas a seguir:

- Ito e Matsui

$$P(z) := c \cdot D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1 \right)} \left[\frac{1}{N\phi \cdot \tan\phi} \left[e^{\left(\frac{D1-D2}{D2} N\phi \cdot \tan\phi \cdot \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - 2N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi - 1 \right] + \frac{2\tan\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1} \right]$$

$$- c \left(D1 \frac{2\tan\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1} - 2D2N\phi^{\frac{-1}{2}} \right) + \frac{\gamma z}{N\phi} \left[D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1 \right)} \cdot e^{\left(\frac{D1-D2}{D2} N\phi \cdot \tan\phi \cdot \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - D2 \right]$$

Equação 2.1

Sendo: $N\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

onde:

D1 – Distancia entre eixos de estacas

D2 – Distancia interna entre estacas

c - coesão do solo

ϕ – ângulo de atrito

γ – peso específico do solo

z – profundidade em relação ao nível do terreno

- Broms

$$P(z) = 3D\sigma'_v K_P$$

Sendo: $K_P = (1+\sin\phi)/(1-\sin(\phi))$

onde:

D – Diâmetro da estaca

ϕ – ângulo de atrito

z – profundidade em relação ao nível do terreno

σ'_v – tensão vertical na profundidade z

- Poulos and Davis

$$p_u = qK_q + cK_c$$

Sendo: K_q e K_c fatores obtidos nos gráficos

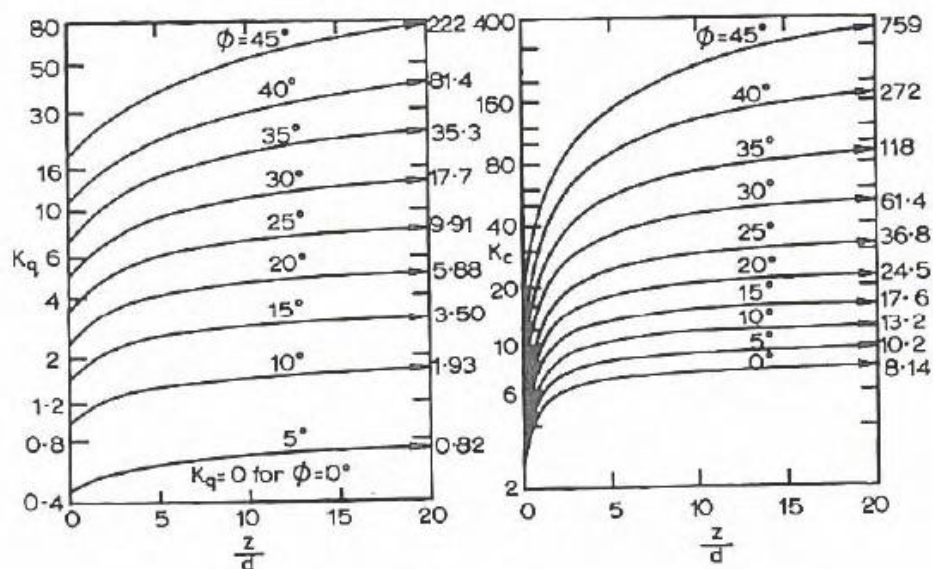


Figura 2.6 – Valores para K_p e K_c (Poulos e Davis 1980)

onde:

d – diâmetro da estaca

z – profundidade em relação ao nível do terreno

ϕ – ângulo de atrito

σ'_v – tensão vertical na profundidade z

Neste trabalho para previsão dos limites de pressões do solo foi escolhido o método de Ito e Matsui, não só por ser reconhecidamente conservador, mas por também ser um método que permite a adoção de solos com e sem coesão.

A determinação dos valores que foram considerados para a avaliação do presente estudo no acréscimo no fator de segurança dos taludes se encontra detalhada no capítulo 3.

2.2. Avaliação de estabilidade de taludes pelo método de equilíbrio limite

A estabilidade de taludes constitui uma das principais preocupações dos geotécnicos. Na maioria das obras com existência de taludes, a avaliação da segurança dos mesmos é de vital importância, já que o comprometimento da estabilidade pode levar a obra a situações de risco ou até o colapso. Os estudos de movimentações de massa correspondem então um fator importante e fundamental na execução das obras de engenharia.

Na análise da estabilidade por método do equilíbrio limite é obtido o fator de segurança global do talude. Este fator é determinado para cada provável superfície de ruptura estudada que deve ser previamente determinada na análise. Assim devem ser feitos estudos em diversas superfícies para determinar o fator de segurança mais baixo. A superfície onde for obtido este menor fator de segurança é a superfície crítica do talude.

Em toda análise por equilíbrio limite são executados processos iterativos, onde a massa de potencial deslizamento existente dentro a superfície crítica é subdividida em fatias e a determinação do fator de segurança é feita considerando-se o equilíbrio entre estas fatias, além do equilíbrio conjunto. Existem diversos métodos que utilizam o equilíbrio das fatias como Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, entre outros. Cada método adota hipóteses simplificadoras para a solução de equilíbrio de forças entre as fatias. Os métodos ditos rigorosos atendem às três condições de equilíbrio, ou seja, o somatório de forças verticais, horizontais e momento. Já os métodos simplificados não atendem às três condições de equilíbrio.

Além do método das fatias cabe citar a análise pelo método do talude infinito, Skempton e Hutchinson, como sendo também amplamente utilizado na avaliação do fator de segurança de taludes por equilíbrio limite.

O fator de segurança, FS, é a relação entre resistência ao cisalhamento disponível e a tensão cisalhante necessária para manter o equilíbrio ao longo de toda superfície crítica. Considerando-se o método das fatias, com superfícies circulares, o FS

pode ser obtido da relação entre o momento de força resistente ao longo da superfície de deslizamento e o momento devido ao peso da massa deslizante, ambos relativos ao centro do arco da superfície de deslizamento adotada (Lambe e Whitman 1969).

Os diversos métodos existentes para análise em equilíbrio limite podem apresentar valores de FS próximos porém distintos entre si. Esta variação ocorre devido as hipóteses iniciais adotadas em cada método. Diversos autores já apresentaram estudos sobre a acurácia dos métodos existentes, entre eles cabe citar Duncan (1996). Este autor apresenta um estudo de avaliação dos diversos métodos existentes. Na tabela 2.1 (Tabela 2 de Duncan 1996) é apresentado um resumo dos métodos.

Tabela 2.1 – resumo dos métodos

Método	Características
Método Ordinário de Fatias (Fellenius 1927)	Só para superfícies circulares/ Satisfaz equilíbrio de momento/ Satisfaz somatório de forças normais
Método de Bishop Modificado (Bishop 1955)	Só para superfícies circulares/ Satisfaz equilíbrio de momento e força vertical/ Não satisfaz equilíbrio de forças horizontal
Método de Equilíbrio de Forças (Lowe and Karafiath 1960; U.S. Army Corps of Engineers 1970)	Qualquer tipo de superfície/ Satisfaz equilíbrio de força horizontal e força vertical/ Não satisfaz equilíbrio de momentos
Método de Janbu Generalizado (Janbu 1968)	Qualquer tipo de superfície/ Satisfaz as três condições de equilíbrio/ Permite variação da localização da força lateral
Método de Morgenstern and Price (Morgenstern and Price's 1965)	Qualquer tipo de superfície/ Satisfaz as três condições de equilíbrio / Permite variação na inclinação das forças laterais das fatias.
Método de Spencer (Spencer 1967)	Qualquer tipo de superfície/ Satisfaz as três condições de equilíbrio / AS forças laterais são assumidas paralelas

Segundo Duncan (1996) os estudos de acurácia sobre os métodos listados no quadro 2.1 apresentam:

1. Fatores de segurança calculados usando métodos de equilíbrio de forças são muito sensíveis à hipótese assumida para a inclinação das forças laterais entre fatias. Uma má escolha nesta hipótese pode levar a fatores de segurança com grandes erros, além de problemas numéricos em alguns casos.
2. Métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio, ou seja, os rigorosos, são acurados para qualquer condição de talude. O fator de segurança calculado por estes métodos não diferem mais de 12% do fator de segurança calculado por outros métodos que satisfaçam todas as condições de equilíbrio e não mais de 6% de variação do que se pode ser considerado como o fator de segurança real. Todos estes métodos podem apresentar problemas numéricos em certas condições.
3. O Método de Bishop Modificado, mesmo não atendendo a todas as condições de equilíbrio, mostra-se tão acurado quanto os métodos rigorosos. Sua limitação é ser aplicado somente em superfícies circulares e alguns problemas numéricos em certas condições de estudo.

Para a análise proposta no presente trabalho foi escolhido o método de Bishop Modificado por ser um método onde a superfície de ruptura é suposta circular e mesmo se tratando de um método simplificado obtém fatores de segurança próximos aos métodos rigorosos.

2.3. Avaliação de estabilidade de taludes pelo Método dos Elementos Finitos

Devido à evolução dos computadores e programas computacionais existentes nos últimos anos, a velocidade das soluções numéricas para as equações diferenciais aumentou bastante e assim tornou viável diversas soluções para situações complexas.

Em problemas estruturais, o Método dos Elementos Finitos é amplamente difundido e utilizado. Diversos problemas geotécnicos, como previsão de recalques, avaliação do estado de tensão e deformação no interior do solo ou fluxo, são resolvidos pelo Método dos Elementos Finitos, em casos onde os métodos tradicionais apresentam dificuldades com geometrias complexas ou variedade de materiais.

Segundo Aguiar (2008), a análise elasto-plástica de problemas geotécnicos vem sendo amplamente aceita e divulgada em pesquisas acadêmicas, embora sua utilização na prática da engenharia geotécnica ainda seja limitada. Nos estudos de estabilidade de taludes o MEF também pode oferecer solução.

Griffiths e Lane (1999) apontam as seguintes vantagens da análise por Método de Elementos Finitos em relação ao Método por Equilíbrio Limite:

- (a) A forma e localização da ruptura não precisam ser assumidas anteriormente à análise. A ruptura ocorre 'naturalmente' nas zonas do solo onde a resistência ao cisalhamento do solo é incapaz de sustentar as tensões aplicadas.
- (b) Não existe o conceito de fatias e assim não são necessário hipóteses sobre as forças entre fatias.
- (c) Se dados realísticos sobre a deformabilidade do solo estão disponíveis, a análise por MEF fornecerá informações sobre as deformações nos níveis de tensões de trabalho

- (d) O método é capaz de avaliar a ruptura progressiva até a ruptura geral por falha de capacidade resistente global.

Se provando acurada, a análise de estabilidade de taludes pelo MEF representa uma boa alternativa principalmente porque requer menos considerações do que os métodos tradicionais de análise por equilíbrio limite apresentados no item 2.2.

Para avaliação da estabilidade pelo MEF existem dois métodos amplamente utilizados: (i) aumento da gravidade e (ii) redução da resistência ao cisalhamento do solo (Alkasawneh e Malkawi 2008). No método de aumento da gravidade, as forças gravitacionais no modelo são gradualmente aumentadas até se obter a aceleração gravitacional final, g_f , onde ocorre a ruptura do talude e assim o fator de segurança é obtido pela razão desta aceleração g_f e a força gravitacional, g , real.

Neste trabalho foi adotado para a análise pelo MEF o método de redução da resistência ao cisalhamento do solo, onde os parâmetros do solo são reduzidos até o talude se tornar instável. Assim, o fator de segurança é a razão entre os parâmetros iniciais e os parâmetros críticos onde há o início da ruptura. No capítulo 4, as formulações e considerações sobre a utilização deste método são apresentadas mais detalhadamente.

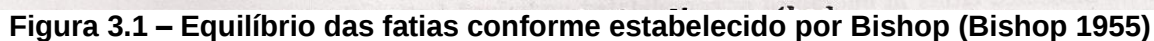
3. ESTUDO DE ESTABILIDADE DE TALUDES COM A CONTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS POR EQUILÍBRIO LIMITE

Existem diversos métodos de equilíbrio limite, cada método levanta diferentes hipóteses para solucionar a indeterminação inerente das análises. Em uma análise por equilíbrio limite deve-se assumir uma superfície de ruptura inicial e assim calcular o fator de segurança para esta superfície, assumido como constante em toda a superfície. Após a definição da superfície, a massa de solo é subdividida em fatias e através do equilíbrio estático destas fatias e com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o fator de segurança é determinado. Um dos problemas é que mesmo com as equações de equilíbrio e o critério de ruptura, ainda restam mais incógnitas do que equações e por isso hipóteses iniciais são feitas. Mesmo com as limitações expostas, os métodos de equilíbrio limite são amplamente utilizados para análises de estabilidade de taludes (De Campos 1985).

Entre os métodos conhecidos como métodos de fatias, que subdividem a massa em fatias finitas ou infinitesimais, pode-se destacar os métodos propostos por: Bishop, Janbu, Fellenius, Spencer além de Morgenstern e Price, entre outros (De Campos 1985).

3.1. Método escolhido: Bishop Modificado

Em 1955, Alan W. Bishop propôs, para o cálculo do fator de segurança de taludes pelo método das fatias, desenvolvido por Fellenius para uma superfície de ruptura circular, as forças de interação entre as fatias e que essas forças são horizontais, na Figura 3.1 pode-se observar as incógnitas e hipóteses para o problema de estabilidade de taludes propostos por Bishop. (1955)


$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \left[\{c' b + \tan \varphi' \cdot (W(1 - \bar{B}) + (X_n - X_{n-1}))\} \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \varphi' \cdot \tan \alpha}{F}} \right]$$

onde:

b – largura da base da fatia

l – comprimento da base, BC

x – distância horizontal do centro da fatia ao centro de rotação

α - ângulo entre BC e a horizontal

No referido artigo chega-se à conclusão de que a asserção $(X_n - X_{n-1})=0$ tem-se uma boa simplificação das resoluções sem reduções significativas na acurácia do método. Apesar do método apenas satisfazer a condição de equilíbrio de momentos ($\sum M = 0$), a expressão simplificada apresentada por Bishop obtém como fator de segurança um valor muito próximo aos fatores obtidos por métodos rigorosos, que atendem tanto o equilíbrio de momentos quanto de forças.

Spencer (1967), na primeira parte do referido trabalho, investiga os fatores que afetam a acurácia do método proposto por Bishop e os motivos de um método simplificado obter valores, para o fator de segurança, tão próximos dos métodos rigorosos existentes para o cálculo da estabilidade de taludes. No referido artigo, Spencer também avalia as forças de interação entre as fatias, porém diferentemente de Bishop, não supõe essas forças horizontais e sim com uma inclinação θ . Observar na Figura 3.2 as incógnitas e hipóteses de Spencer (1967).

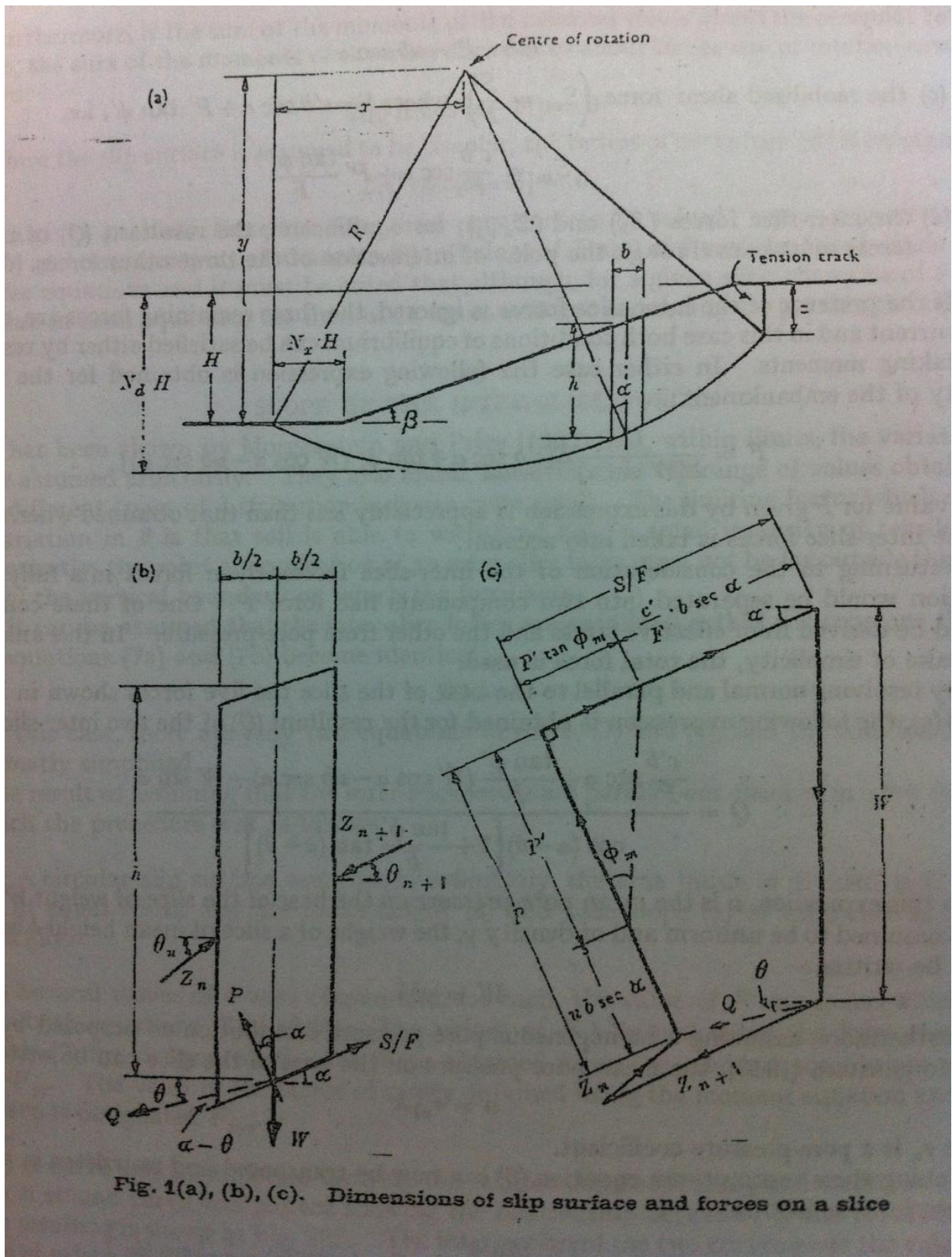


Figura 3.2: Equilíbrio das fatias conforme estabelecido por Spencer (Spencer 1967)

Após a obtenção das equações e assumindo que o valor de θ é constante na fatia, o artigo apresenta um gráfico, Figura 3.3, resultado das soluções de alguns casos testes relacionando o fator de segurança obtido pelo equilíbrio de forças, equilíbrio de momentos e a angulação das forças entre fatias.

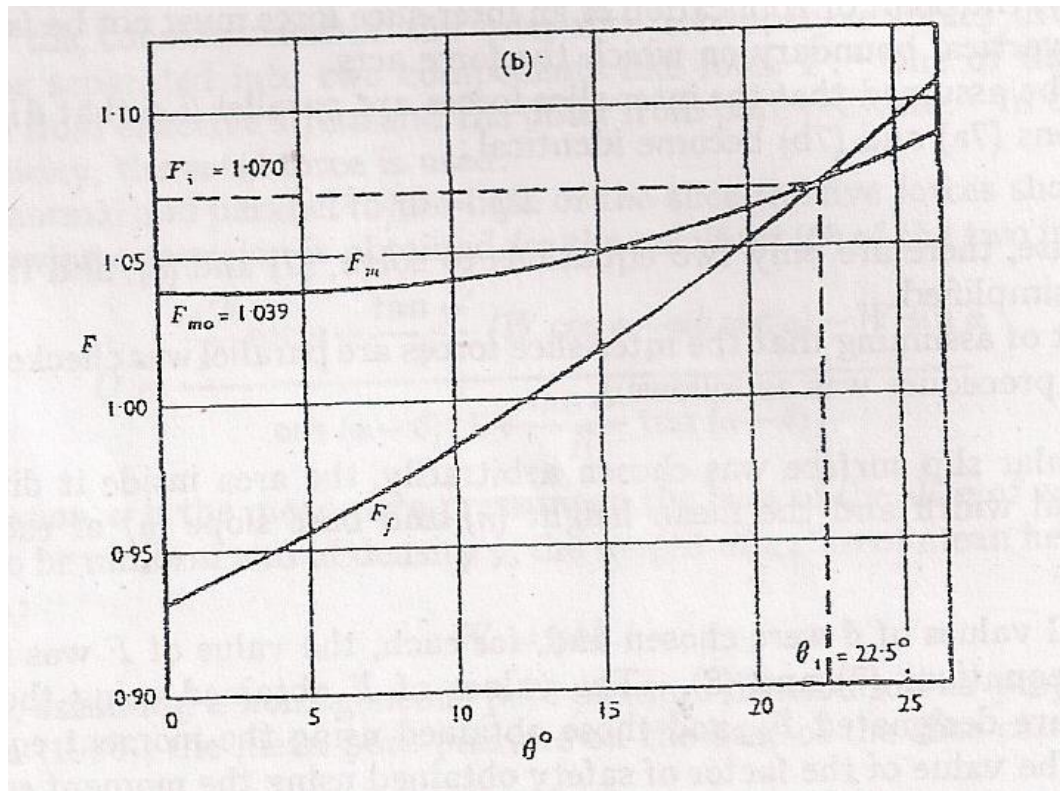


Figura 3.3- Variação de F_m e F_f com θ (Spencer 1967)

Na Figura 3.3 observa-se que o fator de segurança obtido rigorosamente se encontra na interseção das curvas do fator F_m , obtido por equilíbrio de momentos, e do fator F_f , equilíbrio de forças, e o ângulo das forças entre fatias correspondente, θ_1 . Com a análise do gráfico pode-se observar que o fator de segurança obtido pelo equilíbrio de momentos é pouco afetado pela variação de θ . O valor obtido pelo método de Bishop Modificado seria a interseção da curva F_m e $\theta=0$. Devido à pequena variação não é encontrada uma diferença significativa entre o fator F_{m0} , obtido por Bishop e o fator F_1 obtido com método rigoroso.

Na continuação do mesmo artigo, Spencer chega às indicações que a acurácia do método de Bishop Modificado diminui um pouco conforme o talude, γ_u e ϕ' aumentam e o parâmetro $c'/\gamma H$ diminui. O erro encontrado na maioria dos casos foi de 1% ou menos,

sendo que na pior combinação desses fatores o erro no fator de segurança foi de 4% (Spencer 1967).

A partir do que foi anteriormente apresentado, o método de Bishop Modificado será considerado como referência para a obtenção do fator de segurança do caso a ser estudado, já que obteve-se com este método simplificado resultados satisfatórios para o fator de segurança à ruptura do talude.

3.2. Caso base estudado com o Geo-slope

Como caso base para o estudo de comparação dos métodos foi escolhido um talude homogêneo sob uma plataforma estaqueada conforme apresentado na Figura 3.4. O estaqueamento é suposto apresentar um espaçamento de 7m entre estacas na direção longitudinal. Para a análise de comparação inicial foi escolhido como solo característico uma areia com ângulo de atrito (ϕ') de 30° , coesão (c') de 10kPa e peso específico (γ) de 18kN/m³. Como sobrecarga foi adotado o valor de 50kPa, sendo este um valor comumente adotado para retro-áreas de obras portuárias. Este estudo incluirá a verificação da estabilidade do talude com e sem sobrecarga, tanto para a análise sem a contribuição das estacas quanto para a análise levando em consideração o estaqueamento. A inclinação adotada para o talude foi de 1V:1,5H e o nível d'água adotado na cota 0,0, conforme observado na Figura 3.4.

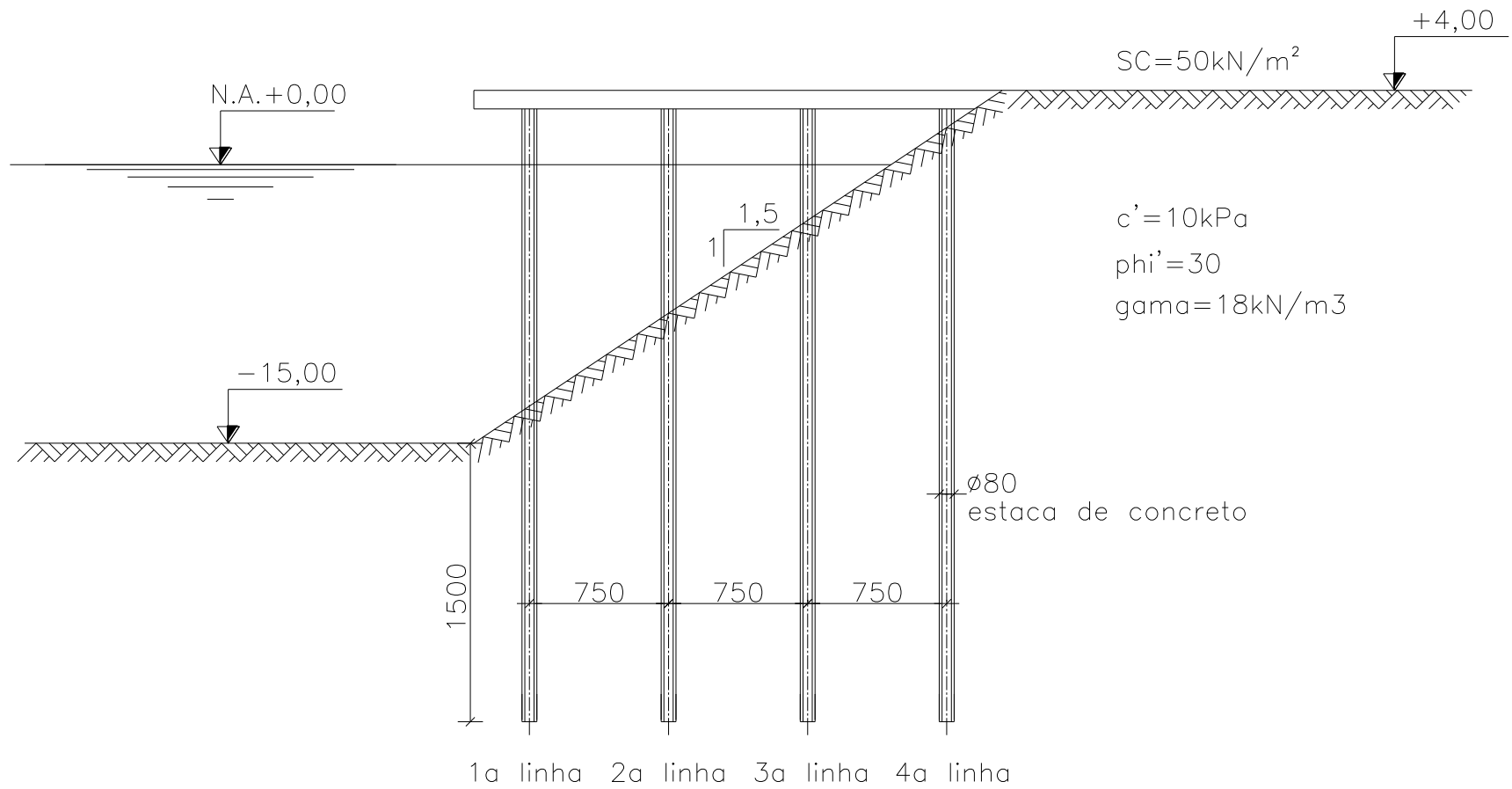


Figura 3.4 – Caso Base

Para a análise em equilíbrio limite foi escolhido o programa Geo-Slope/ SlopeW versão 2007, desenvolvido pela GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTDA, do Canadá, usualmente adotado na prática da engenharia geotécnica para este tipo de estudo.

O programa destina-se à análise de estabilidade, podendo ser utilizados diversos métodos de cálculo para determinação do fator de segurança para ruptura generalizada. Como apresentado no item 3.1, o método adotado foi o de Bishop Modificado. As superfícies de deslizamento são definidas por um centro de rotação e raio, tendo um formato circular conforme o método adotado nesta análise.

As superfícies analisadas são selecionadas de maneira aleatória, dentro dos limites impostos pelo usuário do programa. O software considera diversos tipos de carregamentos e as propriedades do solo e apresenta a superfície crítica, com menor fator de segurança, dentro dos limites adotados.

O programa foi utilizado para a análise do talude com e sem sobrecarga, com a obtenção direta do fator de segurança. Após esta análise, através da hipótese de Brinch-Hansen, apresentada do capítulo 2, foi acrescentada a contribuição do estaqueamento adotado para estabilidade do talude nos dois casos, sem consideração de sobrecarga e com consideração de sobrecarga.

Conforme apresentado na Figura 3.5, foi adotada a análise de Bishop Modificado pelo programa, de maneira que após os resultados obtidos sem a contribuição da plataforma, a mesma possa ser incluída conforme a contribuição estudada. Para o aumento do fator de segurança devido às estacas será incluído o momento resultante da resistência das estacas no plano de ruptura.

Nas Figuras 3.5 a 3.9 são apresentadas as geometrias, parâmetros e demais considerações inseridas no programa para obtenção dos fatores de segurança.

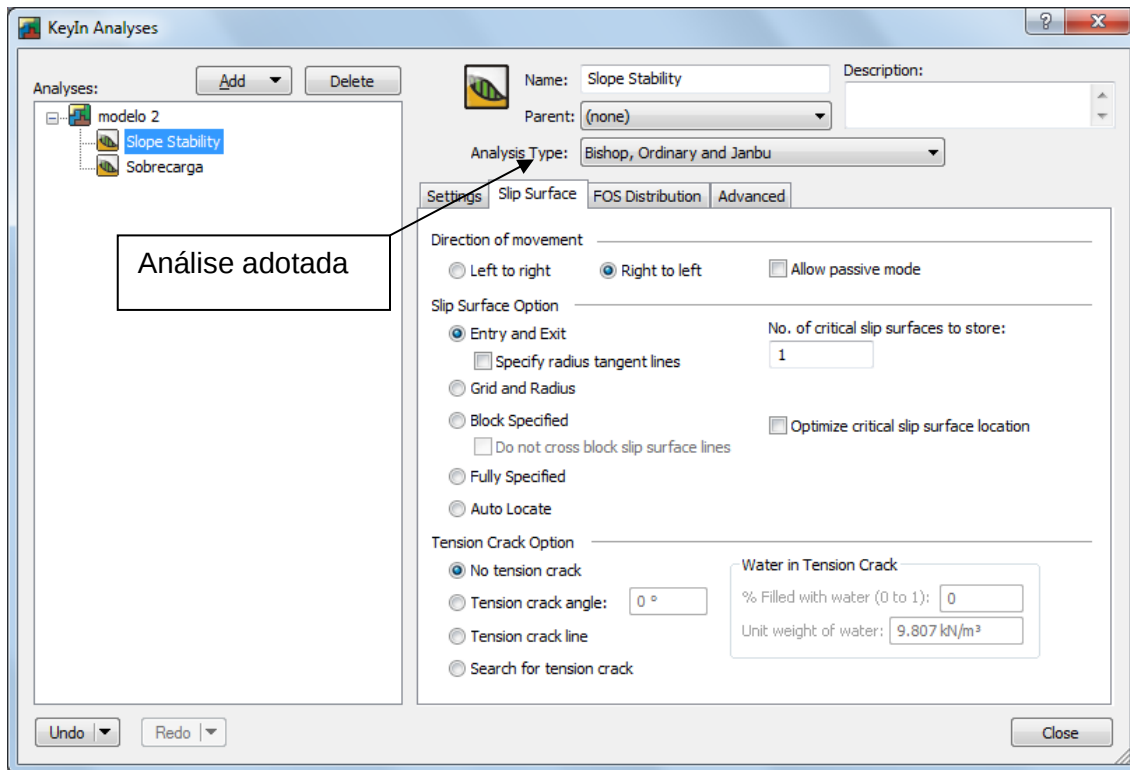


Figura 3.5- Análise adotada

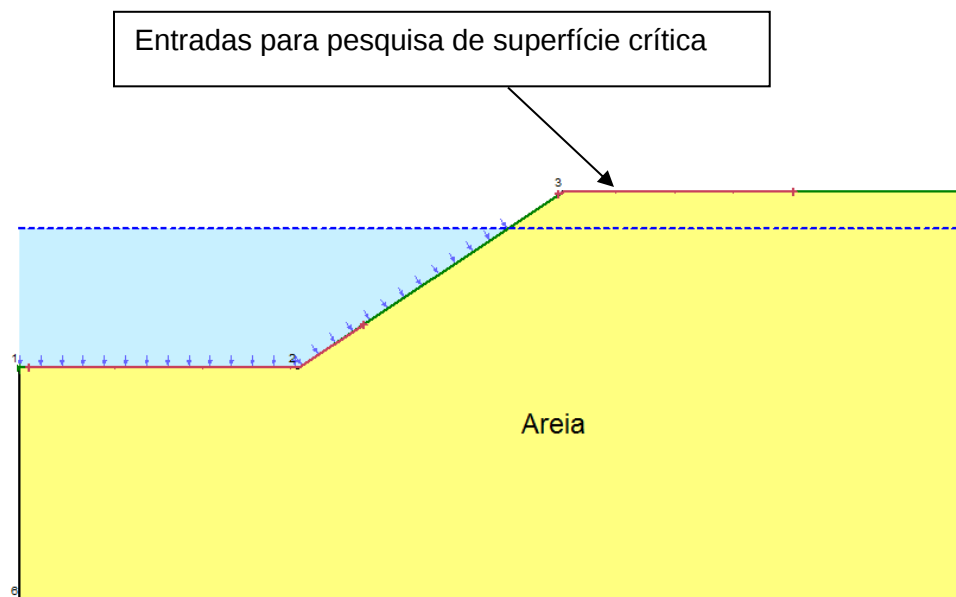


Figura 3.6- Talude sem sobrecarga

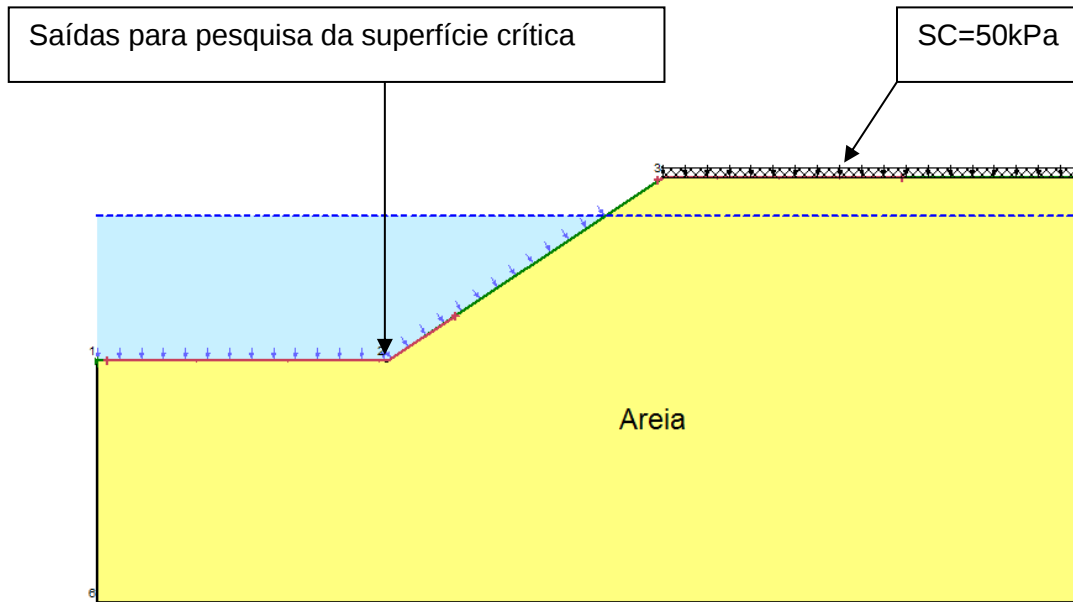


Figura 3.7- Talude com sobrecarga

Nas Figuras 3.6 e 3.7 estão expostos os dados de entrada do programa “GeoSlope”. Na primeira Figura está apresentado o talude com a geometria, e características de material descritas e apresentadas na Figura 3.4 além da apresentação das entradas, no topo do talude. Na segunda Figura, além das características anteriores, é observada também a sobrecarga escolhida e saídas para a procura da superfície crítica pelo programa.

As Figuras 3.8 e 3.9 apresentam os resultados obtidos para os fatores de segurança do talude sem e com sobrecarga.

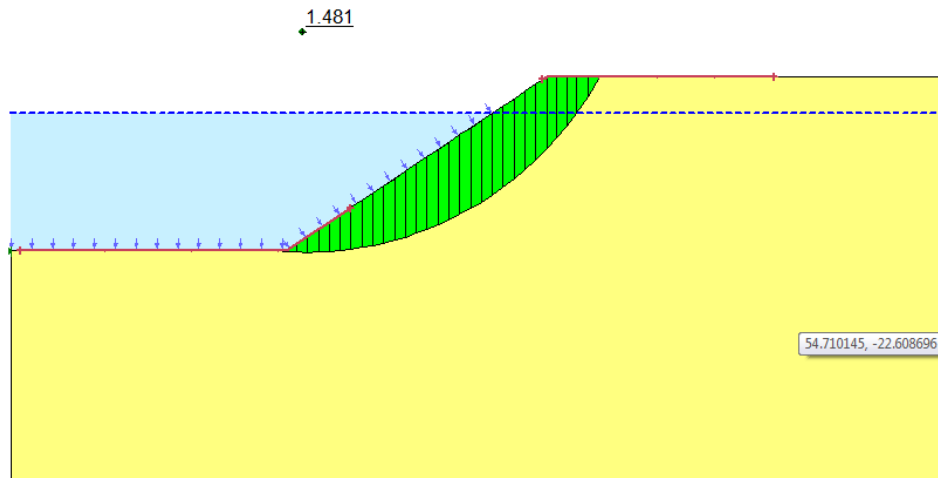


Figura 3.8 - Fator de segurança sem sobrecarga

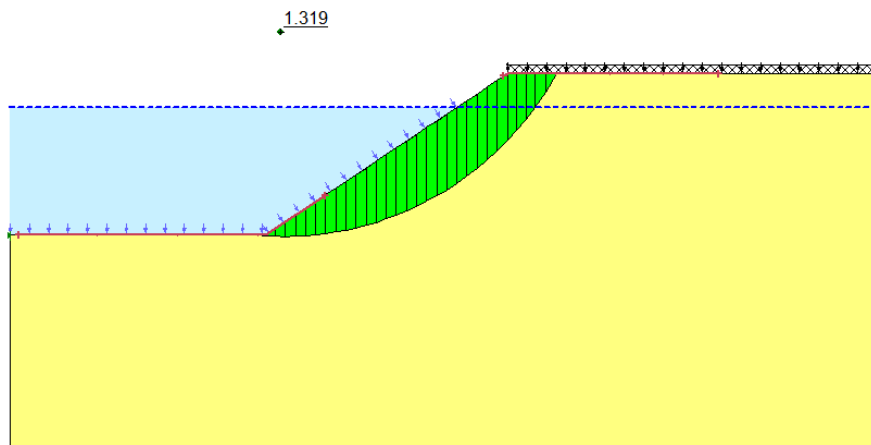


Figura 3.9 - Fator de segurança com sobrecarga

Nas Figuras 3.8 e 3.9 são ilustradas as superfícies de ruptura críticas encontradas para os casos apresentados, assim como seus respectivos fatores de segurança (FS). Conforme esperado, o fator de segurança diminui com a introdução da sobrecarga. O Fator de Segurança significa a razão entre o momento resistente e o atuante, obtidos para esta superfície.

$$FS = \frac{M_{res}}{M_{at}}$$

Equação 3.2

onde:

FS – Fator de Segurança da superfície de ruptura

M_{res} – Momento das forças resistentes da superfície de ruptura

M_{at} – Momento das forças atuantes ao longo da superfície de ruptura

Na análise da Figura 3.8 tem-se:

M_{res} = 53871kNm/m

M_{at} = 36379kNm/m

$$FS = \frac{53871}{36379} = 1,481$$

Na análise da Figura 3.9 tem-se:

M_{res} = 59054kNm/m

M_{at} = 44762kNm/m

$$FS = \frac{59054}{44762} = 1,319$$

Para acrescentar ao valor do momento resistente, o momento devido à força máxima devida à contribuição do estaqueamento, aumentando assim o fator de segurança, deve-se descobrir o raio do círculo da superfície de ruptura crítica.

As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam as coordenadas do centro e o raio do círculo de diversas superfícies analisadas para o talude sem sobrecarga e com sobrecarga, respectivamente. No topo, e de forma destacada observam-se estes valores para a superfície crítica, além do fator de segurança já apresentado das mesmas. Para a aproximação escolhida, de 3 casas decimais, foi obtido nos dois casos o mesmo raio de 36,497m.

Slip Surfaces					
Slip #	F of S		Center X	Center Y	Radius
83	1.481	***	2.136	21.367	36.497
82	1.531		-11.534	46.675	62.579
108	1.552		9.83	17.333	27.811
87	1.570		-6.246	51.444	66.656
88	1.595		6.545	23.495	39.217
84	1.601		7.717	11.035	27.437
62	1.602		-8.844	58.709	73.723
57	1.606		-13.315	53.763	68.829
58	1.610		-0.842	24.53	40.644
107	1.612		-0.369	36.712	47.619
37	1.622		-12.141	66.143	81.489
12	1.634		-15.839	73.685	89.656
63	1.661		3.098	26.737	43.833
32	1.665		-16.187	61.091	76.17
109	1.675		14	9.408	20.946
79	1.684		3.562	9.787	25.192
78	1.698		-2.325	18.914	33.943
7	1.711		-19.636	68.566	84.089
92	1.723		-1.572	56.343	71.346
112	1.726		4.706	41.525	51.909
59	1.737		4.327	12.415	31.07
113	1.756		14.118	19.481	30.652
104	1.771		9.838	8.16	18.71
89	1.793		11.823	11.964	29.832
93	1.801		10.603	25.682	42.288
80	1.808		6.932	4.563	21.087
68	1.819		6.856	28.979	47.204

Figura 3.10– Superfície crítica 1- sem sobrecarga (Geo-slope)

Slip Surfaces					
Slip #	F of S		Center X	Center Y	Radius
83	1.319	***	2.136	21.367	36.497
108	1.331		9.83	17.333	27.811
82	1.348		-11.534	46.675	62.579
107	1.373		-0.369	36.712	47.619
87	1.376		-6.246	51.444	66.656
88	1.388		6.545	23.495	39.217
57	1.395		-13.315	53.763	68.829
62	1.402		-8.844	58.709	73.723
37	1.420		-12.141	66.143	81.489
12	1.433		-15.839	73.685	89.656
32	1.434		-16.187	61.091	76.17
58	1.435		-0.842	24.53	40.644
84	1.441		7.717	11.035	27.437
109	1.449		14	9.408	20.946
63	1.451		3.098	26.737	43.833
7	1.466		-19.636	68.566	84.089
112	1.468		4.706	41.525	51.909
113	1.474		14.118	19.481	30.652
92	1.509		-1.572	56.343	71.346
93	1.553		10.603	25.682	42.288
89	1.560		11.823	11.964	29.832
59	1.577		4.327	12.415	31.07
68	1.578		6.856	28.979	47.204
67	1.587		-4.687	63.732	78.931
38	1.592		-0.755	30.055	48.855
64	1.640		8.088	13.378	33.811

Figura 3.11– Superfície crítica 2 – com sobrecarga (geo-slope)

3.3. Método proposto

Como apresentado no capítulo 2, as forças estabilizantes que existem devido à presença do estaqueamento no talude, e que levam ao acréscimo no fator de segurança, devem ser obtidas através da comparação entre a força de ruptura dos quatro modos de ruptura apresentados no item 2.1. Após a avaliação dos mesmos o valor mínimo para cada linha de estacas é adotado no acréscimo do momento resistente. As Figura 3.12 a 3.15 apresentam a representação dos modos de ruptura 1 a 4.

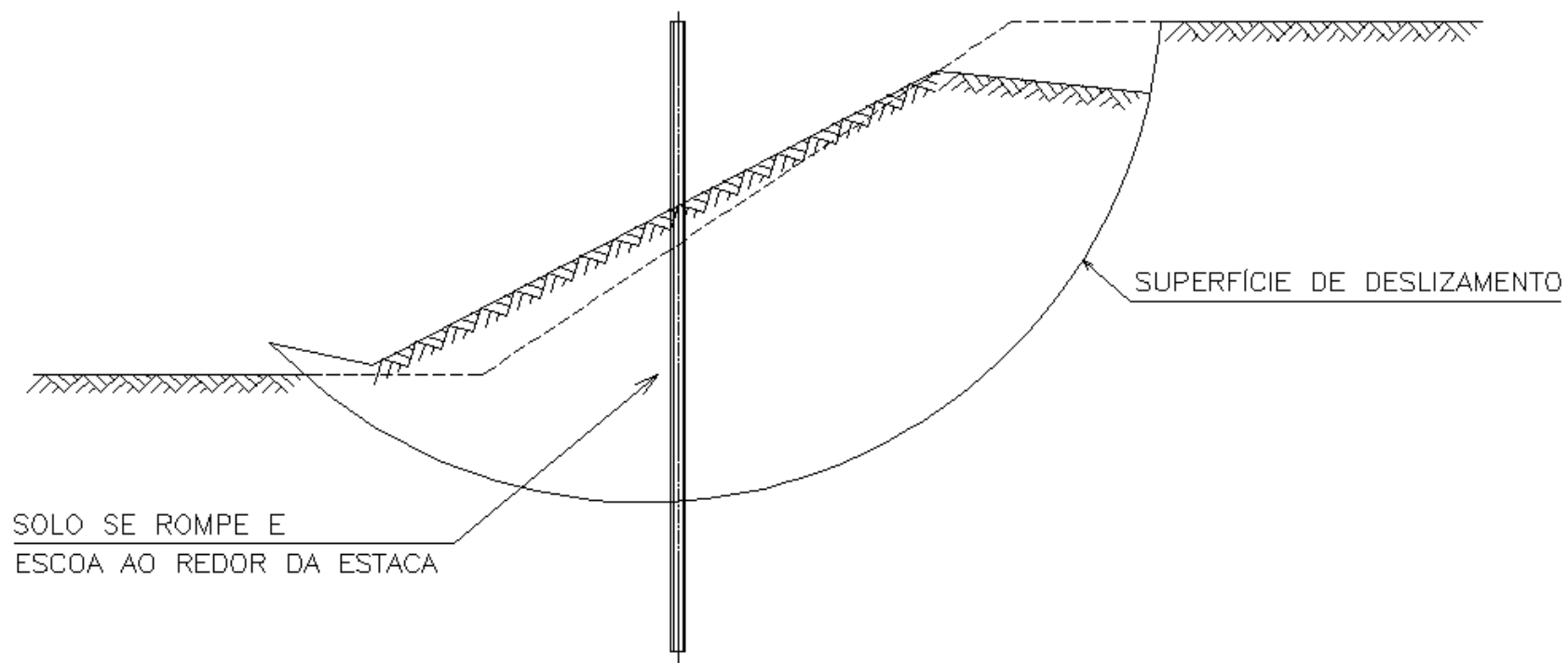


Figura 3.12– Modo de ruptura 1

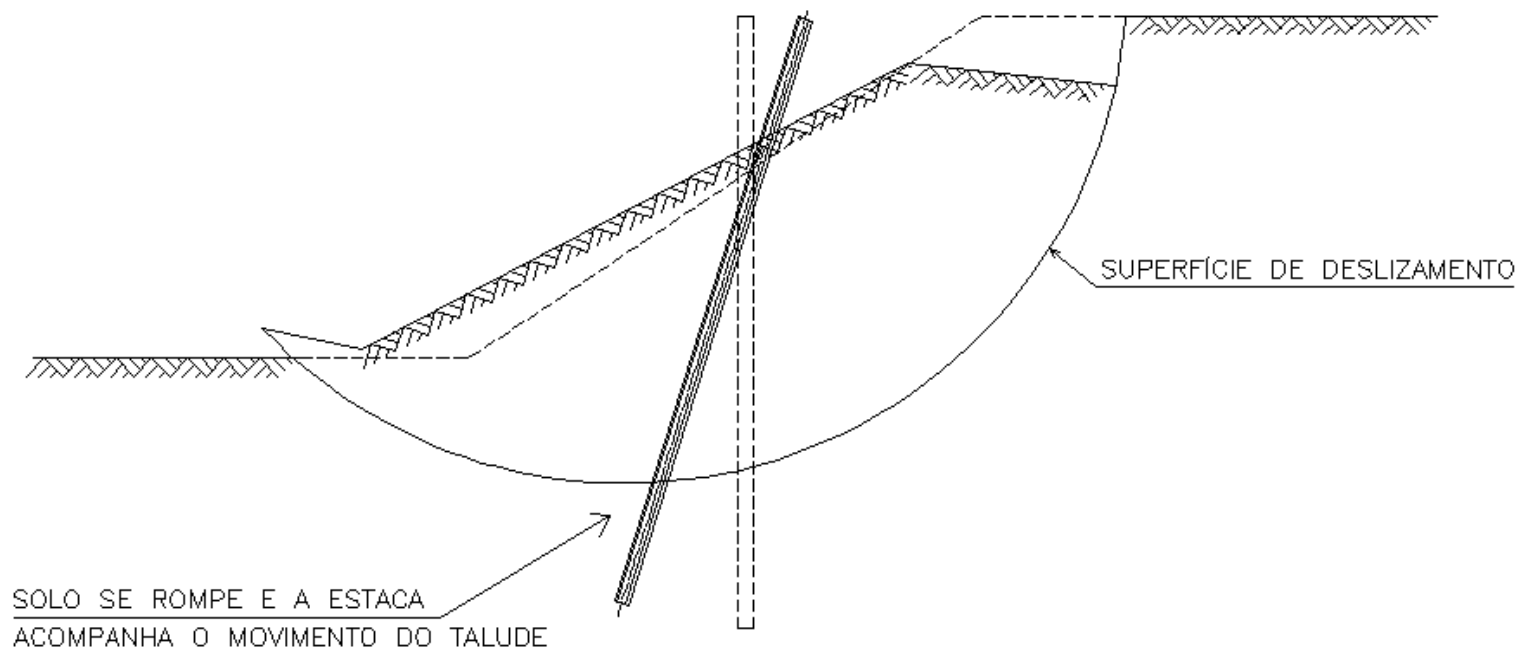


Figura 3.13– Modo de ruptura 2

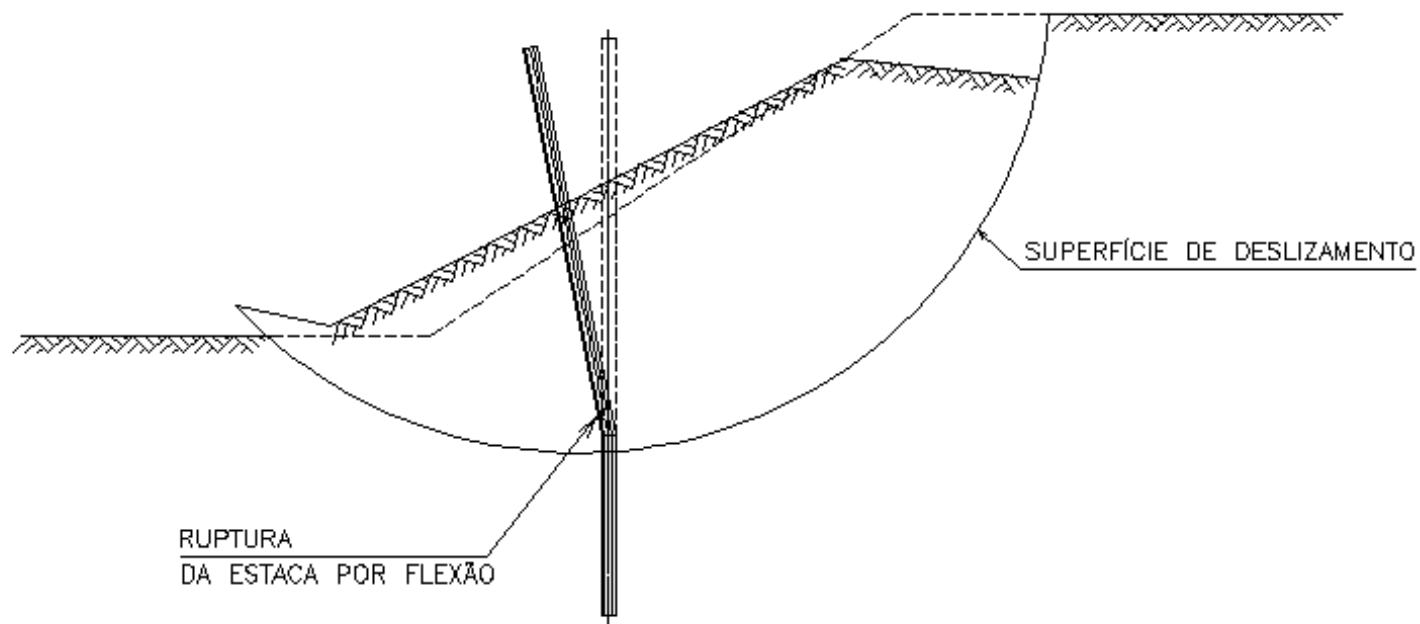


Figura 3.14– Modo de ruptura 3

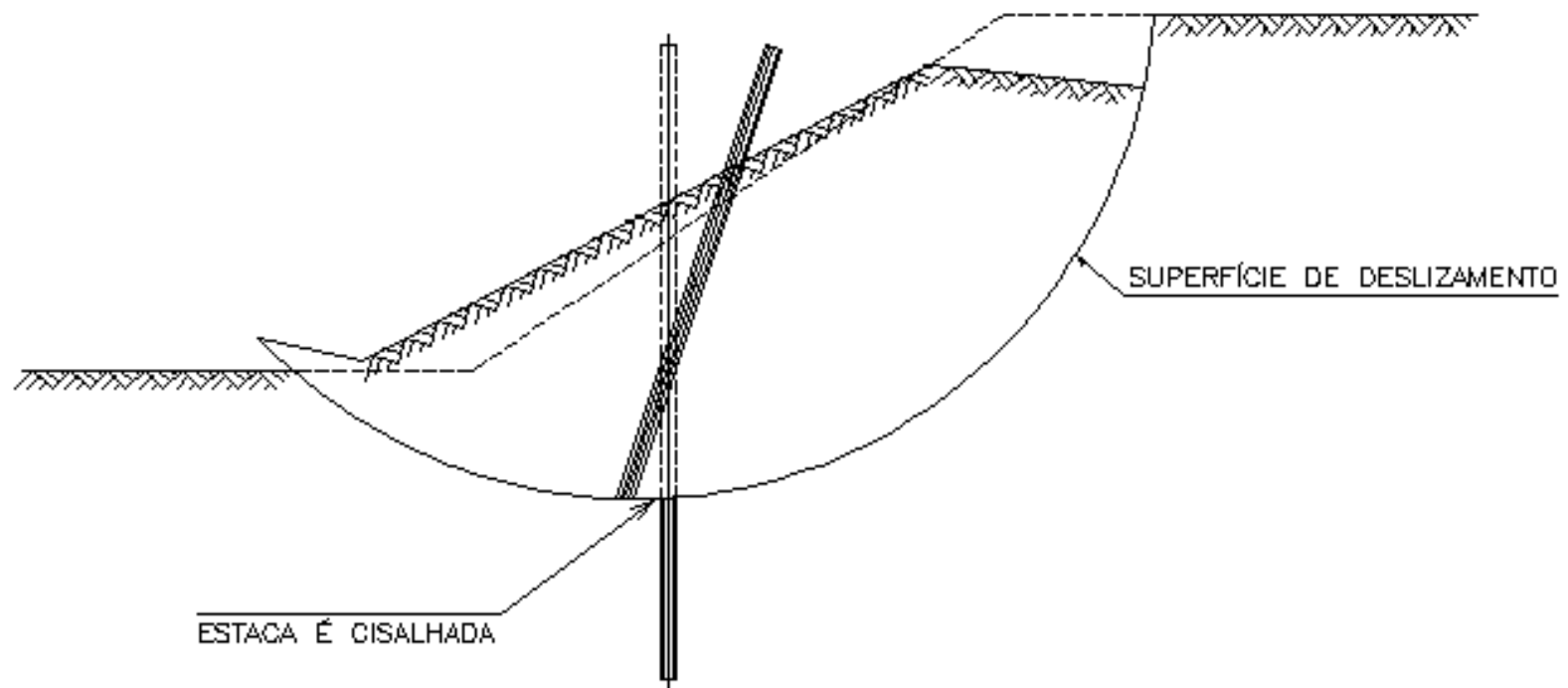


Figura 3.15– Modo de ruptura 4

Após a determinação do modo de ruptura determinante para o caso estudado, ou seja, a ruptura ocorrendo por falta de capacidade resistente do solo ou do elemento estrutural, a força mínima resultante é obtida e incluída no cálculo por equilíbrio limite, supondo sua localização na própria superfície de ruptura conforme já apresentado na Figura 2.4.

Nos item 3.3.1 a 3.3.3 são apresentadas os valores de resistência previstos para cada modo de ruptura estudado.

3.3.1. Resistência da estaca

A força cortante máxima devido à capacidade estrutural da estaca, V_R , foi adotada segundo recomendações da NBR6118 (2003), adotando-se como armadura mínima de corte em estacas portuárias o valor de $3,35\text{cm}^2/\text{m}$, $\phi 8\text{mm}$ a cada 15cm , e como resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , o valor de 40MPa , também usual em obras portuárias.

A força de corte foi adotada na ruptura da estaca, e assim não utilizando os fatores de segurança observados em norma para os valores de cálculo de maneira a prevenir a ruptura.

$$V_R = V_c + V_{sw}$$

Equação 3.3

V_{sw} – parcela de resistência ao corte devido ao aço

V_c – parcela de resistência ao corte devido ao concreto

- Cortante devido à armadura:

$$V_{sw} = A_{sw}/m * 0,9 * d * f_{yw}$$

Equação 3.4

onde:

$A_{sw}/m = 0,000335\text{m}^2/\text{m}$ – adotado

$f_{yw} = 500\text{MPa} = 500000\text{kPa}$ – tensão de escoamento do aço

$d = 0,75$ – altura útil da seção

$$V_{sw} = 0,000335 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 500000 = 113 \text{ kN}$$

- Cortante devido ao concreto:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot \text{Área}$$

Equação 3.5

Para elementos comprimidos o valor de V_c pode ser adotado sendo até duas vezes o valor de V_{c0} , dependendo da relação de compressão e momento na seção. Para facilitar o estudo e adotar um valor único para todas as estacas, foi escolhido o valor mínimo de $V_c = V_{c0}$ para a capacidade do concreto ao corte.

$$f_{ct} = f_{ctk,inf}$$

Equação 3.6

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}$$

Equação 3.7

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

Equação 3.8

onde:

f_{ct} – resistência do concreto à tração direta em MPa

$f_{ctk,inf}$ – limite inferior de resistência característica média à tração no concreto em MPa

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração no concreto em MPa

Sendo $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$, valor de resistência mínimo previsto em norma para obras portuárias, se obtêm com as equações 3.5 à 3.8:

$$f_{ct} = 2455 \text{ kPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 2455 \cdot 0,306 \text{ m}^2 = 450 \text{ kN}$$

Assim:

$$V_R = 450 + 113 = 563 \text{ kN}$$

Assim foi obtido o valor equivalente ao modo de ruptura 4.

Para consideração do momento de ruptura das estacas foi considerado o ábaco de Hoffman de seção anelar e armadura longitudinal de 60 cm^2 . Para o cálculo dos coeficientes de entrada no ábaco sem coeficientes redutores de cálculo tem-se:

$$A_s = w_0 \cdot A_c \cdot (f_c / f_y)$$

Equação 3.9

onde:

A_s – Armadura longitudinal da estaca

w_0 – coeficiente do ábaco

A_c – área de concreto da estaca

f_c – $0,85 \cdot f_{ck}$

f_y – tensão de escoamento do aço

Assim:

$$A_s = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0,306 \text{ m}^2$$

$$f_y = 500 \text{ MPa} - \text{aço CA50}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$w_0 = (60 \text{ cm}^2 \times 500 \text{ MPa}) / (0,306 \text{ m}^2 \times 0,85 \cdot 40 \text{ MPa})$$

$$w_0 = 0,288$$

Utilizando esse coeficiente e assumindo a carga axial igual a zero utiliza-se o ábaco apresentado na Figura 3.16 para obtenção de m_d e com este coeficiente obtém-se o momento máximo que pode ser resistido pela estaca.

Devido a não consideração da carga axial na contribuição do aumento do fator de segurança nesta análise, essa componente também não foi considerada para o cálculo do

momento plástico da estaca. Esta hipótese pode ser conservadora caso a carga axial da estaca seja de compressão e contra a segurança caso a carga seja de tração.

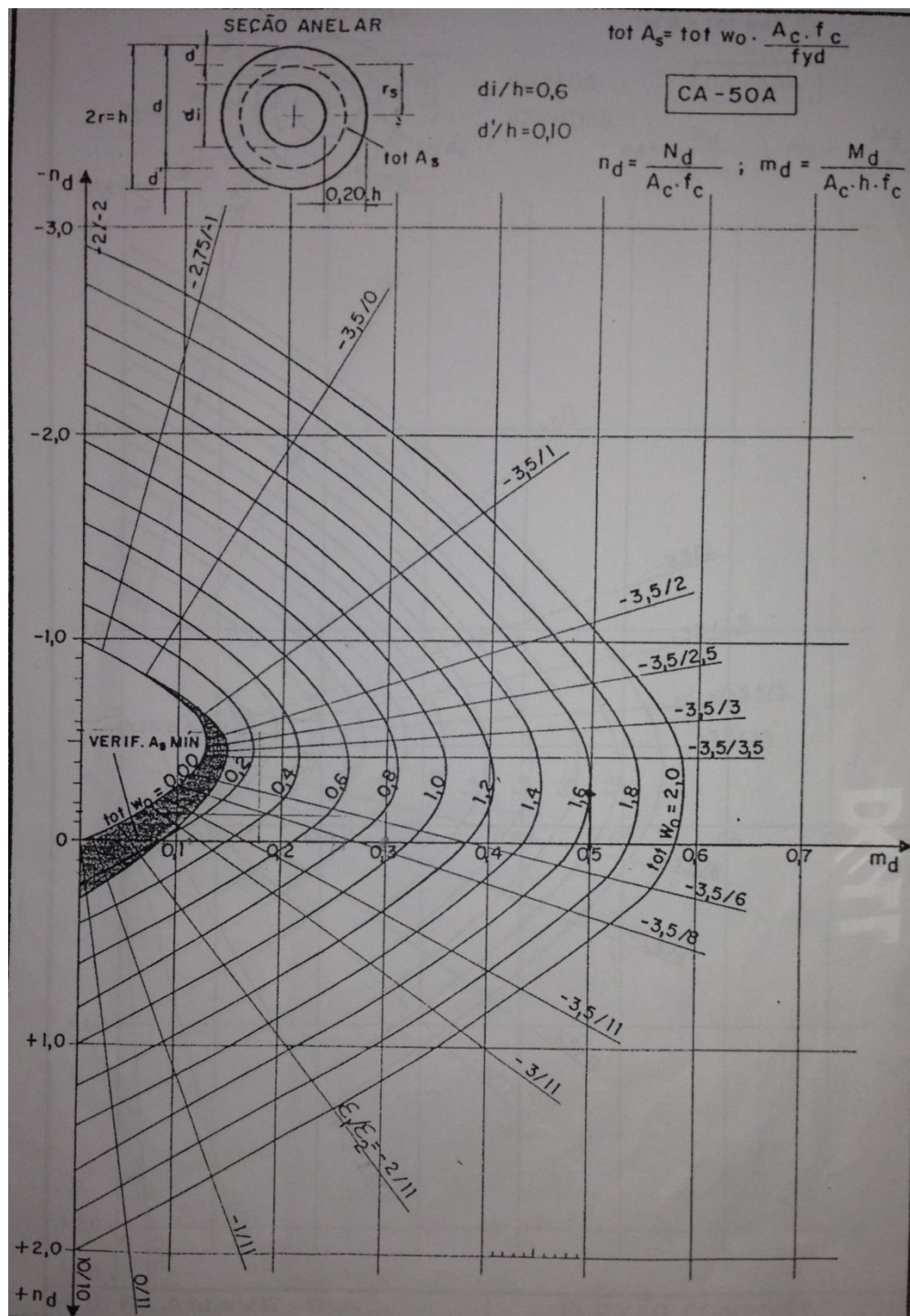


Figura 3.16– Ábaco de Hoffman para seção anelar

A partir do gráfico apresentado na Figura 3.16, foi obtido o valor de $m_d=0,12$. Com este valor e o restante das características das estacas utiliza-se a equação 10 para cálculo do momento máximo resistido.

$$m_d = M / (A_c \cdot h \cdot f_c)$$

Equação 3.10

onde:

h – diâmetro externo da estaca

Assim:

$$M = m_d \cdot A_c \cdot h \cdot f_c = 0,12 \cdot 0,306 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 10^3 = 998,7 \text{ kNm}$$

Foi adotado o valor de 1000kNm para o momento máximo resistido pela estaca. Conforme descrito no item 2.1, o modo de ruptura por flexão se configura quando a tensão induzida pela movimentação do maciço acima da superfície de escorregamento ultrapassa a capacidade de flexão da estaca.

Para o cálculo do momento na estaca devido às tensões induzidas pelo solo na ruptura foi assumido para a estaca o modelo de viga engastada no terreno, abaixo da superfície de ruptura, e na ligação da plataforma um engaste deslizante, onde se tem a restrição a rotação, mas não ao deslocamento, a adoção deste modelo foi proposta devido a ausência de estacas inclinadas na seção proposta. O modelo adotado se apresenta na Figura 3.17.

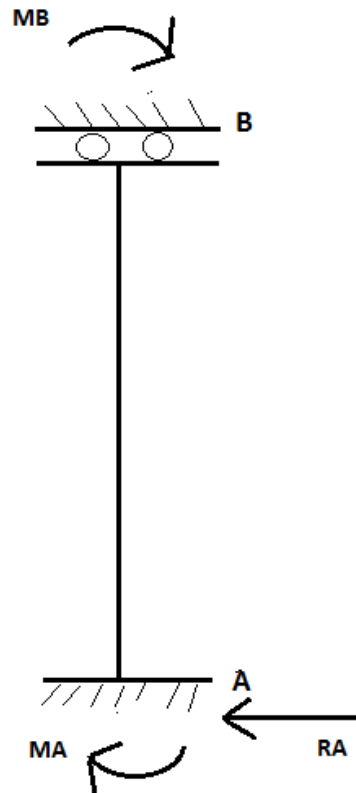


Figura 3.17– modelo de viga

Com este modelo, o momento de engaste na extremidade “A” é definido por:

$$M_A = pa^2(3l-a)/6l$$

Equação 3.11

onde:

l = comprimento da estaca, considerado até o “engaste” na superfície de ruptura

a = comprimento do carregamento na estaca

p = carregamento uniforme por metro linear na estaca.

A Figura 3.18 ilustra os valores apresentados na equação 3.11.

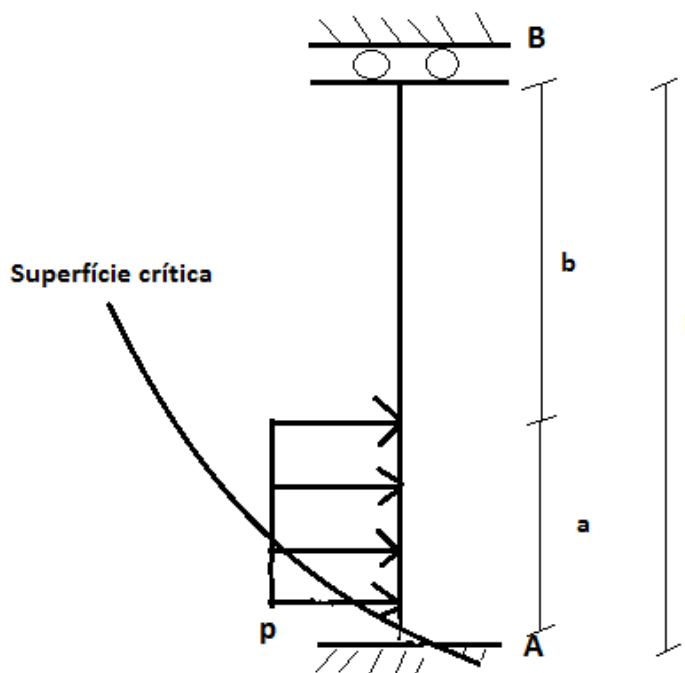


Figura 3.18– carregamento modelo viga

Assim, após o cálculo das pressões laterais limites que será apresentado no item 3.3.2, é feita a verificação pela comparação dos momentos fletores do carregamento com o valor do momento máximo estabelecido para a estaca:

$$M_{\max} = 1000 \text{ kNm}$$

As pressões e forças calculadas neste item equivalem à existente para todo o trecho correspondente ao espaçamento entre as estacas. Quando da inserção dessa força no equilíbrio limite, estas são divididas pela distância entre as estacas.

Para o cálculo do momento nas estacas devido às tensões limites do solo foi considerada a área de influência de 2 diâmetros ao redor da estaca, conforme proposto por Tschebotarioff (1951), ou seja, após a obtenção das tensões por metro linear estas são multiplicadas por 2 vezes o diâmetro da estaca considerada.

3.3.2. Resistência do solo acima da superfície de ruptura

As forças resultantes devido à capacidade resistente do solo foram obtidas pela formulação proposta por Ito e Matsui (1975).

O método de Ito e Matsui foi desenvolvido com base na ruptura do solo entre estacas assumindo que o solo nesta região está em estado plástico de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb apresentado na equação 3.12.

$$F = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c' \cos \varphi' \quad \text{Equação 3.12}$$

onde:

σ'_1 – tensão principal maior efetiva

σ'_3 – tensão principal menor efetiva

c' – coesão do solo

φ' – ângulo de atrito efetivo do solo

O método foi proposto para determinar os limites de força lateral em estacas utilizadas como elementos de estabilização de taludes, ele é referido como “teoria de deformação plástica”.

Na Figura 3.19 é mostrada a região assumida com comportamento plástico. As hipóteses feitas no desenvolvimento do método foram (Loehr and Bowders 2007):

- 1 - Na deformação duas superfícies de deslizamento ocorrem nas linhas AEB e A'E'B'
- 2 - O solo tem comportamento plástico somente na região
- 3 - Não atua nenhuma força de atrito na superfície da estaca
- 4 - Na direção vertical é assumido estado plano de deformação no solo
- 5 - As estacas são elementos rígidos
- 6 - O nível do solo cercando as estacas é horizontal

Segundo Loehr and Bowders (2007), mesmo a última hipótese não sendo verdadeira para o caso dos escorregamentos de taludes estudados, em estacas verticais, independente da inclinação do solo na superfície, a formulação de Ito e Matsui se mostra conveniente.

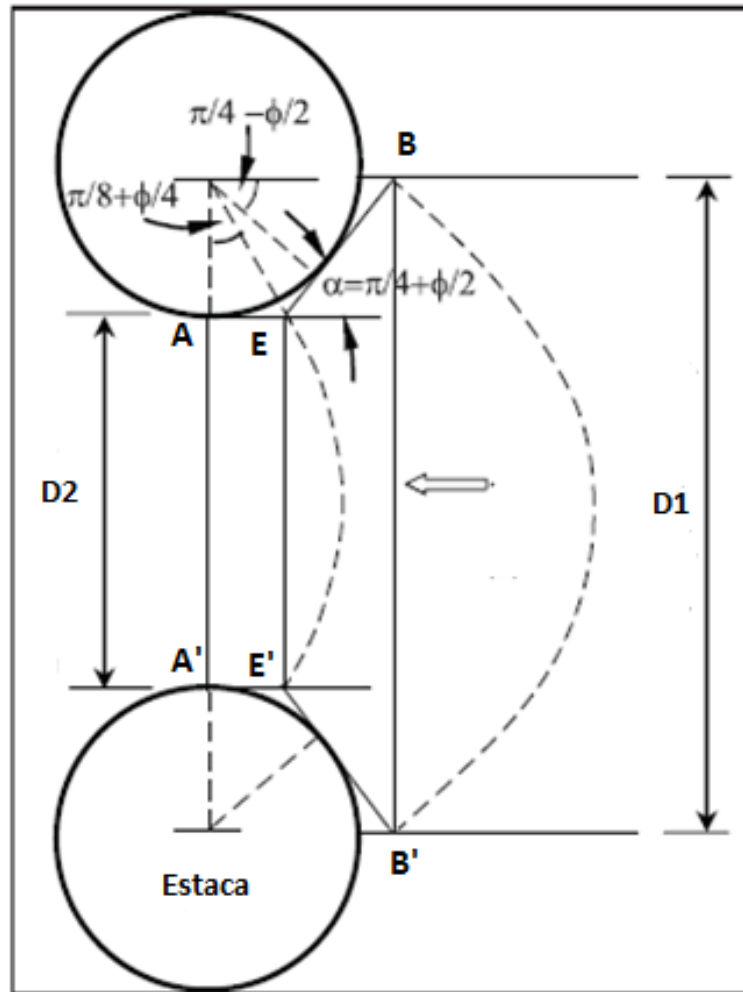


Figura 3.19 – proposição Ito e Matsui

Com comportamento apresentado na Figura 3.19 e as hipóteses descritas tem-se a formulação para a força da estaca em determinada profundidade, z , no solo:

$$P(z) := c \cdot D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1 \right)} \left[\frac{1}{N\phi \cdot \tan\phi} \left[e^{\left(\frac{D1-D2}{D2} N\phi \cdot \tan\phi \cdot \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - 2N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi - 1 \right] + \frac{2\tan\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1} \right]$$

$$- c \left(D1 \frac{2\tan\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1} - 2D2N\phi^{\frac{-1}{2}} \right) + \frac{\gamma z}{N\phi} \left[D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} \tan\phi + N\phi - 1 \right)} \cdot e^{\left(\frac{D1-D2}{D2} N\phi \cdot \tan\phi \cdot \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - D2 \right]$$

Equação 3.13

sendo: $N\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

onde:

D1 – Distancia entre eixos de estacas

D2 – Distancia interna entre estacas

c - coesão do solo

ϕ – ângulo de atrito

γ – peso específico do solo

z – profundidade em relação ao nível do terreno

Utilizando esta formulação para as profundidades a serem estudadas tem-se o diagrama de pressões como o apresentado na Figura 3.20.

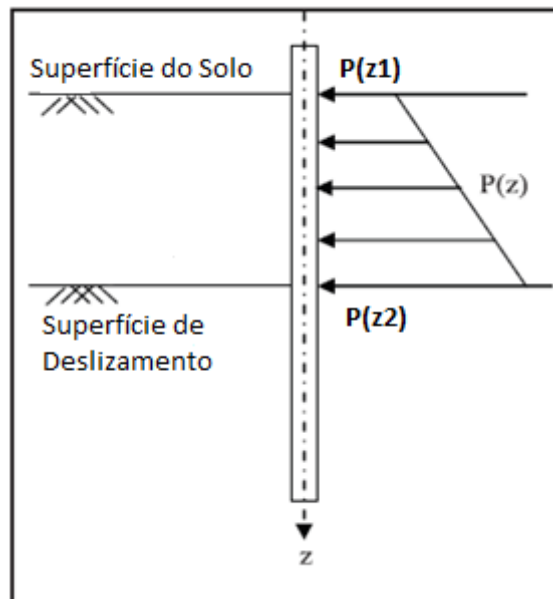


Figura 3.20 – Diagrama de pressões proposto por Ito e Matsui

Na tabela 3.1 são resumidos os parâmetros adotados para as características do solo e do estaqueamento para a 1ª linha de estacas

Tabela 3.1 – Características adotadas do material e estaca

c (kPa)	D1(m)	D2(m)	Φ	N Φ	z1(m)	z2(m)	γ (kN/m ³)	L(m)
10	7	6,2	30	3	0	2,12	18	19,11

Além dos dados e valores já descritos, a tabela 3.1 apresenta:

z1 – cota inicial da superfície do terreno

z2 – distância do nível do terreno até a superfície de ruptura

L – comprimento total considerado para a estaca, adotado da plataforma superior até a superfície de ruptura cortar a estaca.

A Figura 3.21 apresenta todas as cotas consideradas para cada linha de estaqueamento existente.

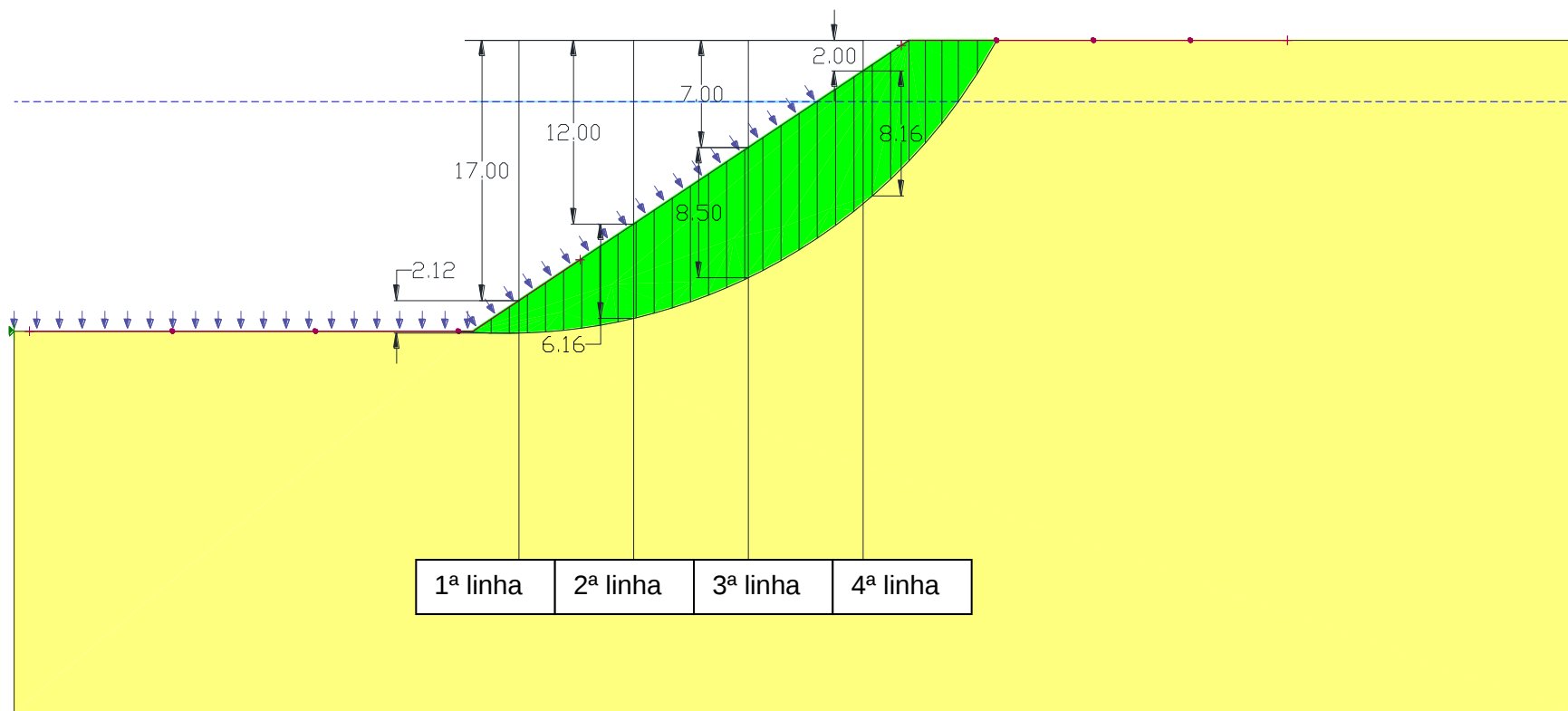


Figura 3.21– estaqueamento e superfície crítica

Através da equação formulada por Ito e Matsui e dos dados apresentados foi obtida a carga máxima lateral para cada linha de estacas encontrada no talude. As cargas totais, P_{tot} , são apresentadas na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Carga lateral total, P_{tot} , para cada uma das linhas de estaqueamento

Força(kN) \ Estaqueamento	1ª linha	2ª linha	3ª linha	4ª linha
$P(z1)$	16,5	16,5	16,5	16,5
$P(z2)$	83,5	211,0	280,1	289,9
P_{tot}	106,0	700,8	1238,6	1326,9

Com os valores obtidos de pressão para cada linha de estaqueamento foi também obtido o momento atuante nessas estacas devido a movimentação do solo conforme descrito no item 3.3.1. Em nenhum dos casos o momento máximo de ruptura da estaca, $M_{max} = 1000\text{kNm}$, foi alcançado. Assim a ruptura do solo acima da superfície crítica foi predominante à ruptura estrutural à flexão da estaca.

A tabela 3.3 apresenta os valores encontrados para o momento em cada linha de estacas devido às tensões limites do solo.

Tabela 3.3 – Momento máximo nas estacas

Momento(kNm) \ Estaqueamento	1ª linha	2ª linha	3ª linha	4ª linha
M_{max}	24,7	437,6	969,7	957,7
M_{ult}	1000,0	1000,0	1000,0	1000,0
α	0,02	0,44	0,97	0,96

Como observado, em nenhuma das linhas de estacas as tensões foram suficientes para provocar ruptura por flexão da estaca, ou seja, ultrapassaram o momento último de ruptura, sendo os momentos resultantes calculados com as hipóteses do item 3.3.1.

3.3.3. Resistência do solo abaixo da superfície de ruptura

Seguindo as mesmas considerações adotadas no item 3.3.2, estão apresentados na tabela 3.4 os valores de carga última obtidos, para resistência do solo devido às estacas, abaixo da superfície de ruptura.

Tabela 3.4 – Carga lateral total abaixo da superfície de ruptura

Força(kN) \ Estaqueamento	1ª linha	2ª linha	3ª linha	4ª linha
P(z1)	83,5	211,0	280,1	289,9
P(z2)	553,2	711,1	868,9	1026,8
Ptot	4736,9	7303,0	10715,2	15366,2

Conforme observado na tabela 3.4, em todas as linhas de estacas a força lateral abaixo da superfície crítica de ruptura é muito maior do que a força encontrada acima da superfície, mostrando que as estacas estão com ancoragem suficiente no solo e não será esse o modo de ruptura.

3.3.4. Acréscimos ao Fator de Segurança

Nas tabelas 3.5 e 3.6 são apresentados, de forma resumida, os valores obtidos para as forças estabilizantes e as características do estaqueamento existente. Após uma comparação dos valores mínimos, os momentos gerados por estas forças serão somados ao momento resistente (Mres) descrito na equação 3.2 para o cálculo do fator de segurança:

$$FS = \frac{M_{res}}{M_{at}}$$

Equação 3.2

Tabela 3.5 – Resumo carga última V_R

CONCRETO(por estaca)	
Qmáx(kN)	563
número de estacas(und)	4
distancia transversal(m)	7

Tabela 3.6 – Resumo ruptura solo

SOLO	Qmáx(kN)
1a linha	106
2a linha	701
3a linha	1239
4a linha	1327

Os acréscimos devido ao estaqueamento dão origem ao momento resistente, M_e , calculado pelo produto vetorial da força resistente ao corte das estacas, ou a carga de ruptura do solo, pelo raio do círculo de ruptura, medido da superfície crítica obtida.

$$M_e = Q_{\max} \cdot R$$

Equação 3.14

Assim o fator de segurança global do talude passa a ser:

$$FS = \frac{M_{res} + M_e}{M_{at}}$$

Equação 3.15

A escolha de somar o momento devido ao estaqueamento, M_e , ao momento resistente, M_{res} , no numerador ao invés de fazer a subtração do momento atuante, M_{at} , no denominador foi feita por ser esta a formulação que apresenta menor acréscimo no fator de segurança, devido à contribuição das estacas.

Como observados nas tabelas 3.5 e 3.6 para a primeira linha de estacas, junto ao pé do talude, o momento resistente devido ao estaqueamento, M_e , equivale à força, $Q_{\max}$, da parcela do solo multiplicado pelo raio da superfície de ruptura. Para o restante das linhas de estacas o momento devido ao estaqueamento se refere à força resistente de corte das estacas, V_R , dividida pelo espaçamento longitudinal, 7m, e depois multiplicada pelo raio da superfície de ruptura.

Nas tabelas 3.7 e 3.8 são apresentados os valores dos fatores de segurança, calculados conforme equações 3.2 e 3.15, para o caso do talude estudado com e sem sobrecarga.

Tabela 3.7 – Acréscimo ao FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	36,497
Mr(kNm)	53871
Ma(kNm)	36379
Me(kNm)	9359
F.S. original	1,481
F.S. final	1,738
Acréscimo (%)	17,4

Tabela 3.8 – Acréscimo ao FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	36,497
Mr(kNm)	59054
Ma(kNm)	44762
Me(kNm)	9359
F.S. original	1,319
F.S. final	1,528
Acréscimo (%)	15,8

Observando as tabelas 3.7 e 3.8, vemos um acréscimo da ordem de 16% no fator de segurança no talude em questão devido ao estaqueamento apresentado na Figura 3.4.

4. ESTUDO DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) vem desde o advento do computador ganhando força como ferramenta para análises geotécnicas. Originalmente o método foi desenvolvido para análise estrutural. Em 1956, Turner, Clough, Martin e Topp apresentaram a formulação do primeiro elemento plano, o triângulo de 3 nós. (Lopes, 2006)

A partir deste, diversos estudos e elementos foram criados no desenvolvimento e aprofundamento do método que encontrou nos recursos computacionais a base para sua disseminação.

A seguir será feito um breve resumo para conceituação do método, já que para sua formulação detalhada existem inúmeras bibliografias disponíveis que abordam detalhadamente este assunto.

4.1. Conceituação do Método

O método se baseia no princípio da discretização de um meio contínuo em diversas regiões finitas, chamadas elementos finitos, que tem seu comportamento representado por seus nós. Em relação à engenharia geotécnica, o MEF se apresenta como o primeiro método capaz de reunir além do problema de estabilidade de taludes, que conforme apresentado no capítulo 3 também pode ser abordado através do estudo por equilíbrio limite, o estudo do estado de tensões-deformações do caso em análise. Este estudo se demonstra bastante complexo, principalmente em geotecnia, devido a diversas características existentes como: geometria e solicitações diversas, não-linearidade das propriedades dos materiais, heterogeneidade do meio, etc. (Alves 1982)

A solução para o método pode ser abordada de duas maneiras distintas: uma onde as tensões são a primeira incógnita e a outra as deformações. Para o uso computacional o desenvolvimento da segunda maneira é mais apropriado e neste caso obedece-se ao princípio da energia potencial mínima.

A cada elemento é dada uma função de modo a definir de maneira única seu estado de deslocamento. As equações de equilíbrio para o corpo são obtidas a partir da combinação das equações de cada elemento e da introdução das condições de contorno.

Matematicamente, o MEF pode ser definido como sendo uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais que regem o comportamento de sistemas contínuos, através de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis (Alves 1982).

Segundo Wei e Cheng (2009), um estudo para o limite inferior e superior do fator de segurança pode ser feito através da modelagem em 2D, sendo o limite inferior o fator de segurança sem estaca e o superior com uma linha de estacas contínua, ou seja, o espaçamento entre elas sendo o mesmo que o diâmetro das mesmas. De acordo com os autores uma análise em duas dimensões é muito útil e importante, antes de se pensar em uma análise em três dimensões, já que a análise em 2D é muito mais simples e rápida, podendo ainda assim apresentar resultados confiáveis (Wei e Cheng 2009).

4.2. Utilização do Plaxis

Para a modelagem do problema pelo método dos elementos finitos foi escolhido o programa “PLAXIS”. Este é um programa comercial desenvolvido na Holanda pela Technical University of Delft. Hoje em dia é utilizado amplamente em diversas análises geotécnicas.

O programa tem versões para modelagem em duas e em três dimensões. Para a modelagem 2D, a malha de elementos finitos utilizada foi composta de elementos triangulares de 15 nós, sendo 12 nós na face do elemento e 3 pontos de Gauss, pontos no interior do elemento, que são utilizados para a integração da distribuição de tensões no interior do elemento.

4.3. Caso base estudado no Plaxis 2D

Conforme apresentado no capítulo anterior, Figura 3.4, o mesmo caso base foi estudado utilizando o método dos elementos finitos com programa “Plaxis”. Para análise foi adotado o modelo de Morh-Coulomb, e além dos parâmetros ϕ' , c' e γ , descritos no item 3.2 deve-se introduzir o módulo de Young (E), adotado com o valor de 15MPa e o coeficiente de Poisson, que foi adotado com valor de 0,4.

O método de redução da resistência ao cisalhamento para análise de estabilidade pelo MEF foi o escolhido no presente trabalho por apresentar maior similaridade, para obtenção do fator de segurança, com o método por equilíbrio limite. O programa reduz os parâmetros c' e ϕ' do solo até obter a ruptura. O fator de segurança apresentado é a razão entre os parâmetros iniciais introduzidos e os críticos, obtidos na ruptura, conforme:

$$c'_r = \frac{c'}{FS}$$

Equação 4.1

$$\phi'_r = \arctan\left(\frac{\tan\phi'}{FS}\right)$$

Equação 4.2

onde:

c' – coesão do solo

ϕ' – ângulo de atrito

FS – Fator de Segurança

A Figura 4.1, apresenta a simulação do caso proposto no programa Plaxis 2D, na Figura 4.2 observa-se a mesma estrutura já com a “malha” de elementos finitos deformada. Para o estudo desse caso foram feitos 3 refinamentos de malha após a geração dos elementos iniciais pelo programa.

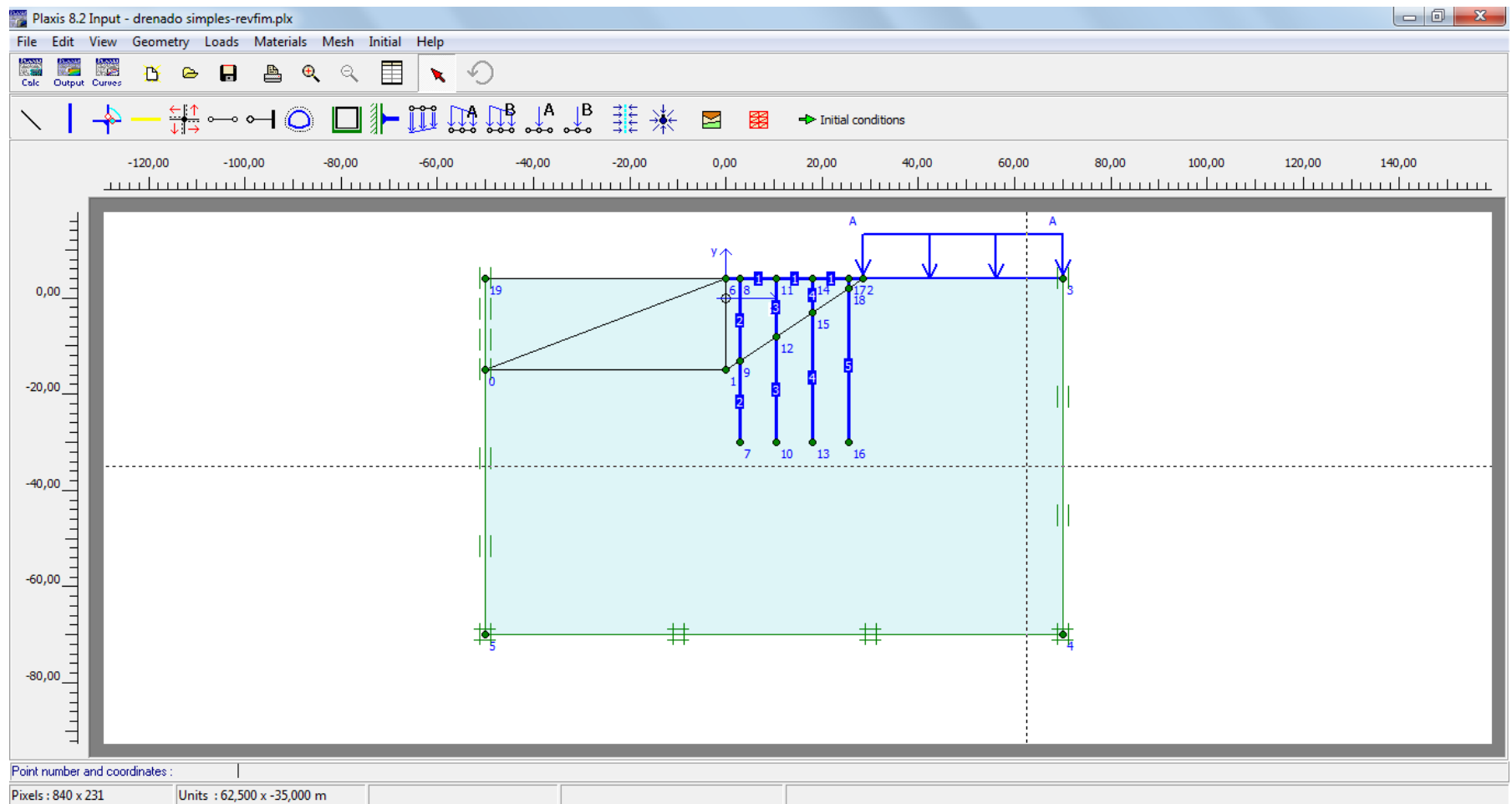


Figura 4.1– Caso base no Plaxis

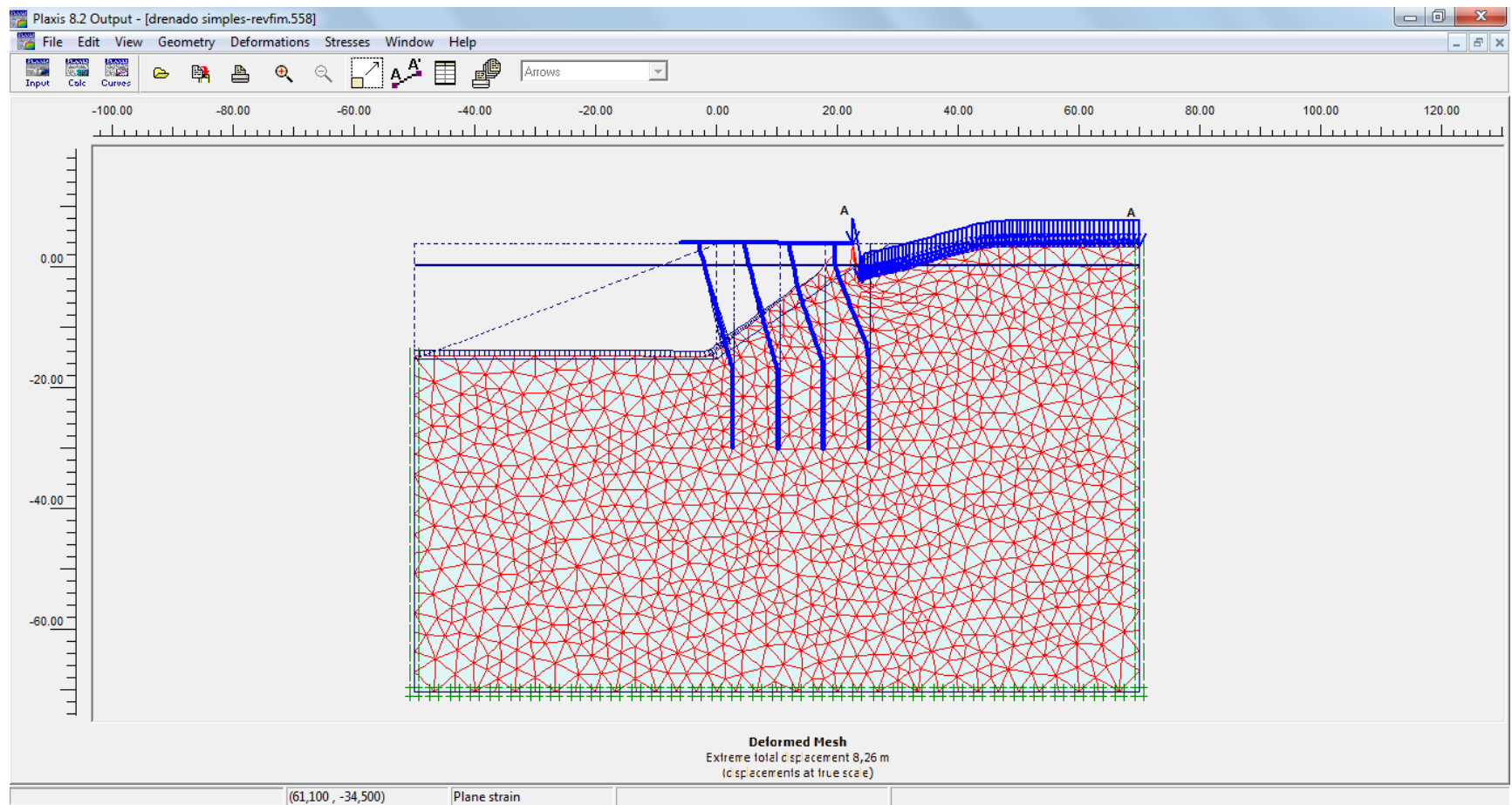


Figura 4.2: Malha de elementos finitos

As Figuras 4.3 a 4.5 apresentam os parâmetros e comportamentos adotados, como dados de entrada no programa, tanto para o solo quanto para as estacas simuladas.

Mohr-Coulomb - areia1

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: areia1

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} 18,000 kN/m³

γ_{sat} 20,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0,000 m/day

k_y : 0,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.3– Parâmetros areia

Mohr-Coulomb - areia1

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,500E+04 kN/m²

ν (nu) : 0,400

Strength

c_{ref} : 10,000 kN/m²

ϕ (phi) : 30,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 5357,143 kN/m²

E_{oed} : 3,214E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 54,010 m/s

V_p : 132,300 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.4– Parâmetros areia

Os parâmetros do solo introduzidos no programa que estão apresentados nas Figuras 4.3 e 4.4 são:

γ_{unsat} – Peso específico não saturado

γ_{sat} – Peso específico saturado

E_{ref} – Módulo de Elasticidade

ν (nu) – coeficiente de poisson

c_{ref} – coesão

ϕ (phi) – ângulo de atrito

ψ (psi) – ângulo de dilatação

Os restantes dos parâmetros apresentados nestas Figuras são obtidos pelo próprio programa, em correlações existentes com os parâmetros introduzidos.

No modelo de Mohr-Coulomb, linear elástico e perfeitamente plástico, os parâmetros do solo são constantes em todas as etapas da análise. Assim, para obtenção do fator de segurança, utilizando o método de redução de parâmetros, o modelo de Mohr-Coulomb traz vantagens para o cálculo dos parâmetros a serem reduzidos. A função de

ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb pode ser escrita em termos de tensões principais e convenção de sinal negativo para compressão como: (Griffiths e Lane 1999)

$$F = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c' \cos \varphi'$$

Equação 4.3

onde:

- σ'_1 – tensão efetiva principal maior
- σ'_3 – tensão efetiva principal menor
- c' – coesão do solo
- φ' – ângulo de atrito do solo

Neste modelo, é necessária a introdução de seis parâmetros: ângulo de atrito (φ'), coesão (c'), dilatância (ψ), módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν) e peso específico (γ). Os valores de ângulo de atrito, coesão e peso específico foram adotados da mesma maneira que na análise do método por equilíbrio limite. Os valores adotados para os parâmetros restantes da areia foram devido a experiências pessoais dos envolvidos na elaboração desta dissertação. O ângulo de dilatância foi considerado igual à zero. O valor do módulo transversal, G , é obtido através da expressão:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Equação 4.4

onde:

- G – Módulo de elasticidade transversal
- ν - coeficiente de Poisson

Segundo Alkasawneh e Malkawi (2008), os valores introduzidos para os módulos que simulam o comportamento de deformações do solo (E , ν , G) são desprezíveis na análise de estabilidade de talude por redução dos parâmetros. Sendo assim os parâmetros efetivos utilizados na análise são os mesmos requeridos pelo método do equilíbrio limite: c , φ e γ . Assim os fatores de segurança apresentados pelo método de redução e pelo método das fatias, ou equilíbrio limite, podem ser comparados (Alkasawneh e Malkawi 2008).

Figura 4.5– Parâmetros estacas

Os parâmetros do elemento de estaca introduzidos no programa que estão apresentados na Figura 4.5 são:

EA – Módulo de elasticidade do material da estaca x área da estaca

EI - Módulo de elasticidade do material da estaca x momento de inércia da estaca

w – peso da estaca por metro

ν – coeficiente de Poisson do material da estaca

M_p – Momento plástico, ou momento de ruptura da estaca.

N_p – Carga Normal plástica, ou carga de ruptura da estaca.

Com base no estaqueamento adotado, apresentado na Figura 3.4, com estacas de concreto vazadas de diâmetro externo $D=80\text{cm}$ e interno $d=50\text{cm}$ e com espaçamento longitudinal das estacas em 7m, os parâmetros para a estaca, conforme apresentado na Figura 4.5, foram obtidos dividindo-se as características da estaca individualmente pelo espaçamento do estaqueamento:

$$A = \frac{\pi * (D^2 - d^2)}{4} = \frac{\pi * (0,8^2 - 0,5^2)}{4} = 0,306\text{m}^2$$

Equação 4.5

$$I = \frac{\pi * (0,8^4 - 0,5^4)}{64} = 0,01704m^4$$

Equação 4.6

onde:

A – área da seção transversal da estaca

D – Diâmetro externo

d – diâmetro interno

I – Momento de Inércia

Os valores dos parâmetros adotados foram:

E = $2,1 \times 10^7$ kPa – módulo de elasticidade adotado para o concreto

$\nu=0,2$

$\gamma=25\text{kN/m}^3$ - peso específico do concreto armado

$EI=2,1 \times 10^7 \times 0,01704 = 3,57 \times 10^5 \text{kNm}^2$

$EI/7\text{m}=5,11 \times 10^4 \text{kNm}^2/\text{m}$

$EA= 2,1 \times 10^7 \times 0,306 = 6,43 \times 10^6 \text{kN}$

$EA/7\text{m}=9,19 \times 10^5 \text{kN/m}$

$w= 0,306 \times 25/7= 1,09 \text{kN/m/m}$

Para consideração de ruptura das estacas, estas foram modeladas com material elasto-plástico, assim deve ser introduzido no modelo os valores de momento e de carga normal, considerados de ruptura das estacas. Desse modo foi considerado o ábaco de Hoffman de seção anelar e armadura longitudinal de 60 cm². Assim foram obtidos os valores de carga normal de compressão de 3500kN (N) e momento de 1000kNm (M) que são compatíveis com a sobrecarga e o espaçamento escolhido para o estaqueamento, numa análise estrutural da plataforma. Para consideração bi-dimensional, estes valores também foram divididos pelo espaçamento do estaqueamento.

$N/7\text{m} = -500\text{kN/m} = N_p$

$M/7\text{m} = 143\text{kNm/m} = M_p$

As Figuras 4.6 a 4.9 apresentam os resultados obtidos para os fatores de segurança do talude com e sem plataforma e com e sem sobrecarga. Conforme pode-se observar a estabilidade do talude sem sobrecarga teve acréscimo de 22% no fator de

segurança (1,697/1,386) e para análise com sobrecarga o acréscimo devido a contribuição do estaqueamento foi de 17% (1,438/1,228).

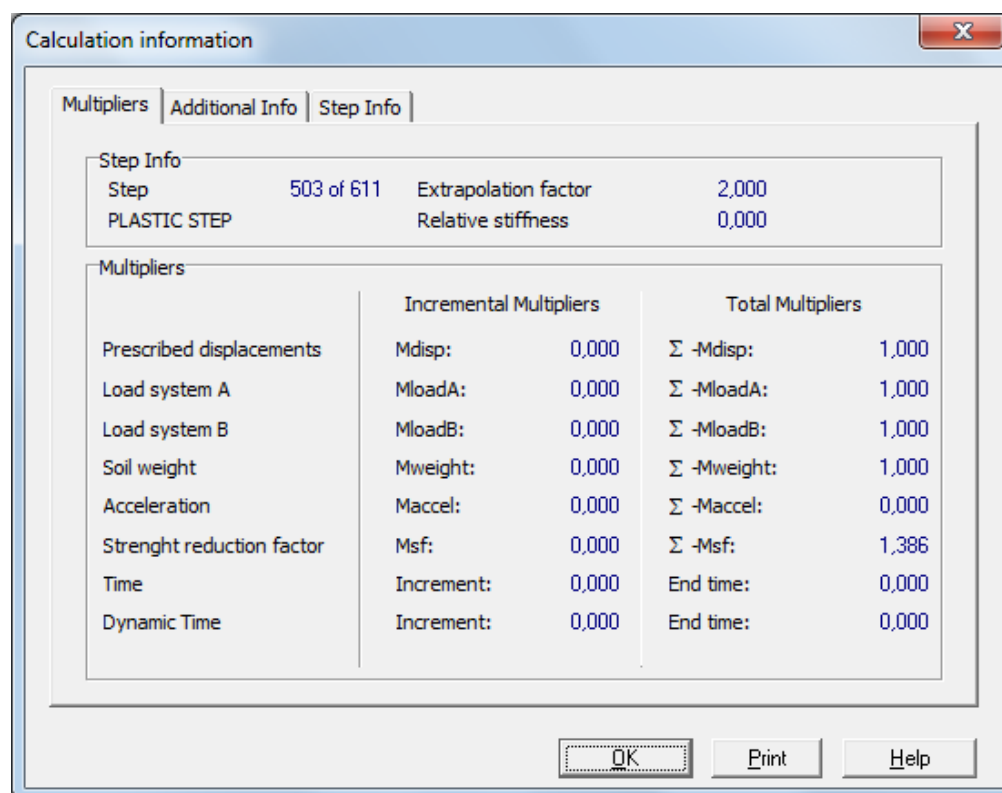


Figura 4.6– FS sem sobrecarga e sem plataforma

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	107 of 568	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,697
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

OK Print Help

Figura 4.7– FS sem sobrecarga e com plataforma

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	142 of 611	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,228
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

OK Print Help

Figura 4.8– FS com sobrecarga e sem plataforma

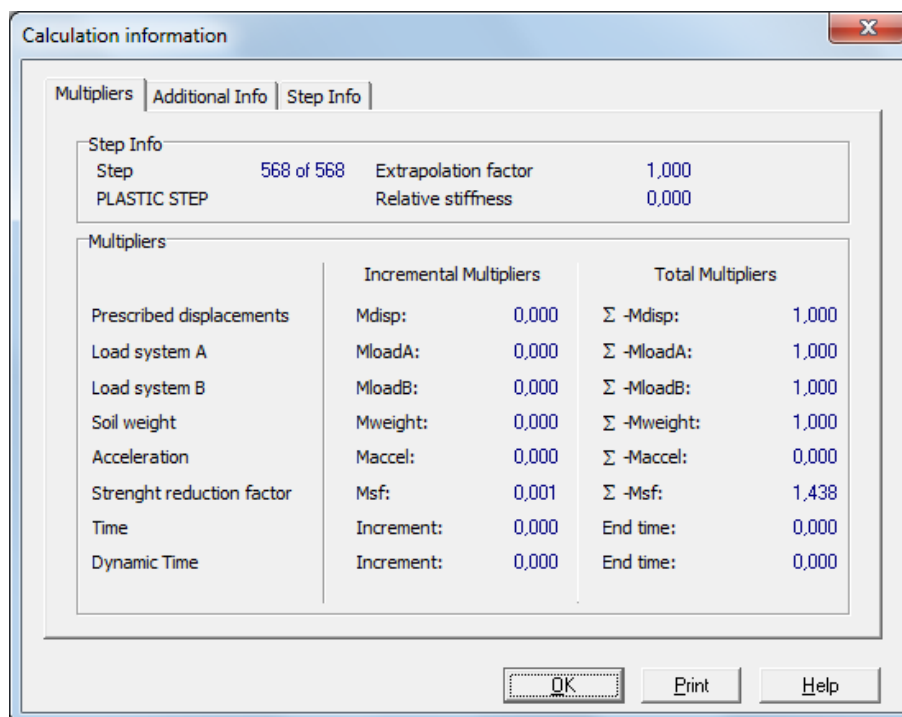


Figura 4.9– FS com sobrecarga e com plataforma

Em ambos os casos o acréscimo de segurança devido ao estaqueamento se mostrou significativo. Sendo um estudo em duas dimensões simulando um caso em três dimensões, as ponderações de cada caso específico devem ser mais bem estudadas, porém através destes resultados pode-se observar que um estudo mais detalhado destes casos pode levar a significativas reduções de custos à obra. No exemplo apresentado, a solução sem a contribuição das estacas estaria sujeita a algum tipo de intervenção para aumentar o fator de segurança, já que para a grande maioria das obras permanentes a serem executadas o fator mínimo de segurança para a estabilidade é de 1,5. Conforme apresentado, este fator foi superado somente com a consideração da contribuição dos próprios elementos já existentes no projeto.

Cabe destacar que Tschebotarioff (1973) ressalta que “In general, the dourl resistance of piles should not be counted in original designs....is recommended only in connection with the analysis of the need or otherwise for remedial measures once movements have began to develop”.

Na atualidade, com o intenso uso na prática de solos reforçados, a consideração da utilização do efeito de pino das estacas deve ser repensada.

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste capítulo será apresentado um estudo paramétrico onde será avaliado o estudo proposto para diferentes situações como: variação da densidade das estacas, do ângulo do talude, dos parâmetros do solo e numa análise não drenada.

5.1. Variação da quantidade de estacas

Utilizando como base o caso em estudo apresentado nos capítulos 3 e 4, foi feito um estudo aumentando-se e diminuindo-se o espaçamento das estacas. No caso inicial as estacas estão espaçadas a cada 7m. Assim foram feitos estudos para os espaçamentos de: 0,8m; 2,33m; 3,5m; 14m; 21m e 100m. Os espaçamentos de 0,8m, ou seja, uma cortina de estacas, e de 100m foram feitos para observar o limite superior e inferior da análise.

5.1.1. Análise por Elementos Finitos

Pela análise do Plaxis, a variação foi feita modificando-se apenas os parâmetros de entrada do estaqueamento, dividindo-se os parâmetros EA; EI; w; Np e Mp, apresentados no item 4.3 pelos respectivos espaçamentos estudados. A tabela 5.1 apresenta os valores dos fatores de segurança obtidos para cada espaçamento sem a utilização de sobrecarga. Na tabela 5.2 se encontram os fatores de segurança com sobrecarga obtidos pela análise do Plaxis 2D.

Tabela 5.1 – variação do espaçamento 1

SEM SOBRECARGA		
espaçamento	FS	acrécimo(%)
0,8	2,186	58
2,33	1,951	41
3,5	1,841	33
7	1,697	22
14	1,601	16
21	1,564	13
100	1,386	0

Tabela 5.2 – variação do espaçamento 2

COM SOBRECARGA		
espaçamento	FS	acrécimo(%)
0,8	1,848	50
2,33	1,617	32
3,5	1,533	25
7	1,438	17
14	1,367	11
21	1,341	9
100	1,228	0

5.1.2. Análise por Equilíbrio Limite

Calculando a contribuição das estacas conforme descrito no capítulo 3 para cálculo do acréscimo do fator de segurança pelo método do equilíbrio limite obteve-se os resultados resumidos na tabela 5.3 para o caso do talude sem consideração da sobrecarga e na tabela 5.4 para o talude com sobrecarga.

Tabela 5.3 – variação do espaçamento 1

SEM SOBRECARGA		
espaçamento	FS	acrécimo(%)
0,8	3,42	131
2,33	2,22	50
3,5	2,01	36
7	1,74	17
14	1,61	9
21	1,57	6
100	1,50	1

Tabela 5.4 – variação do espaçamento 2

COM SOBRECARGA		
espaçamento	FS	acrécimo(%)
0,8	2,90	120
2,33	1,92	45
3,5	1,75	33
7	1,53	16
14	1,42	8
21	1,39	5
100	1,33	1

Na Figura 5.1 está representado o gráfico onde é apresentada a tendência dos valores resumidos nas tabelas 5.1 a 5.4 para o fator de segurança e na Figura 5.2 pode-se observar o acréscimo em porcentagem devido à diminuição do espaçamento considerado das estacas, também resumidos nas tabelas 5.1 a 5.4.

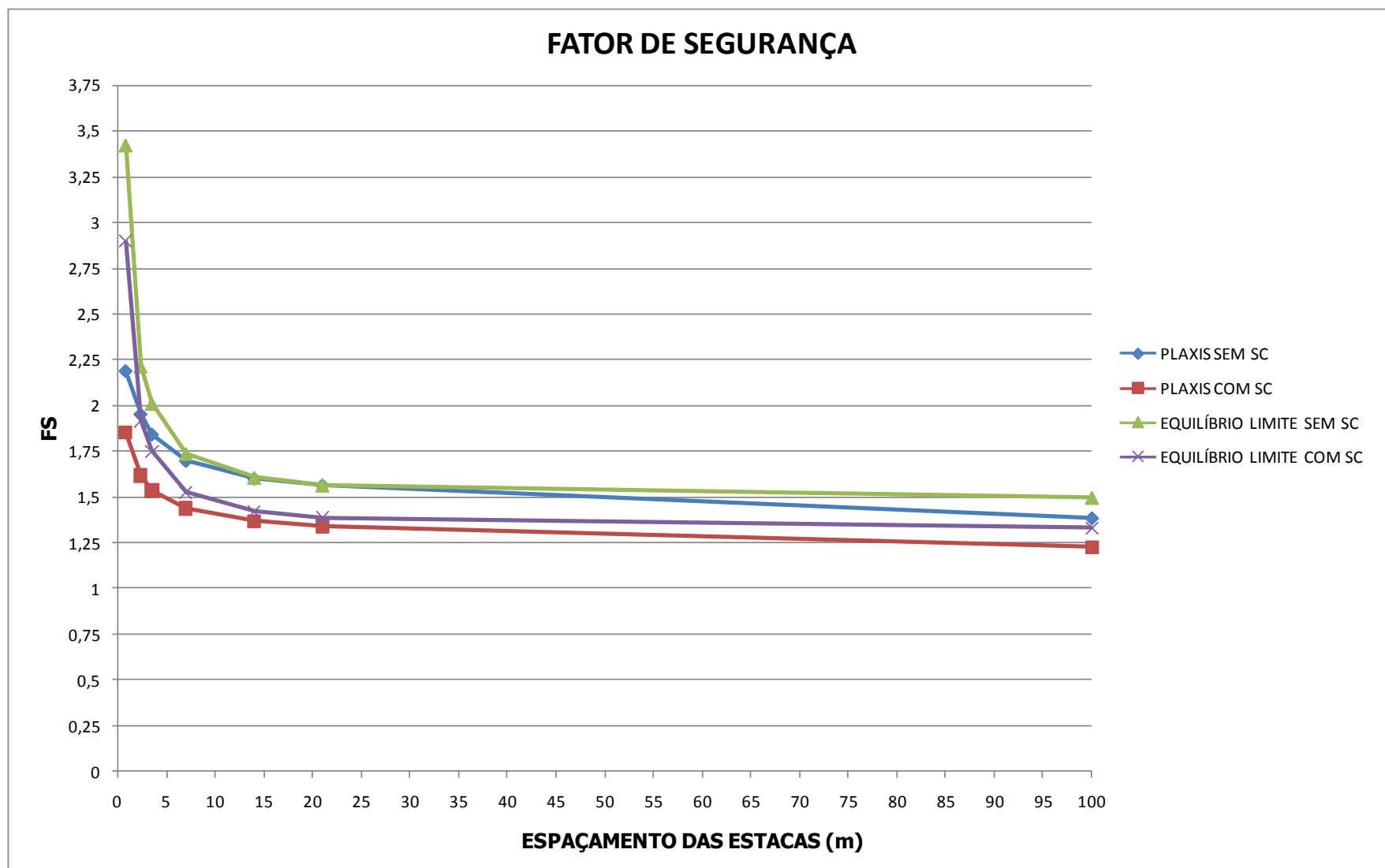


Figura 5.1– Gráfico de tendência do fator de segurança

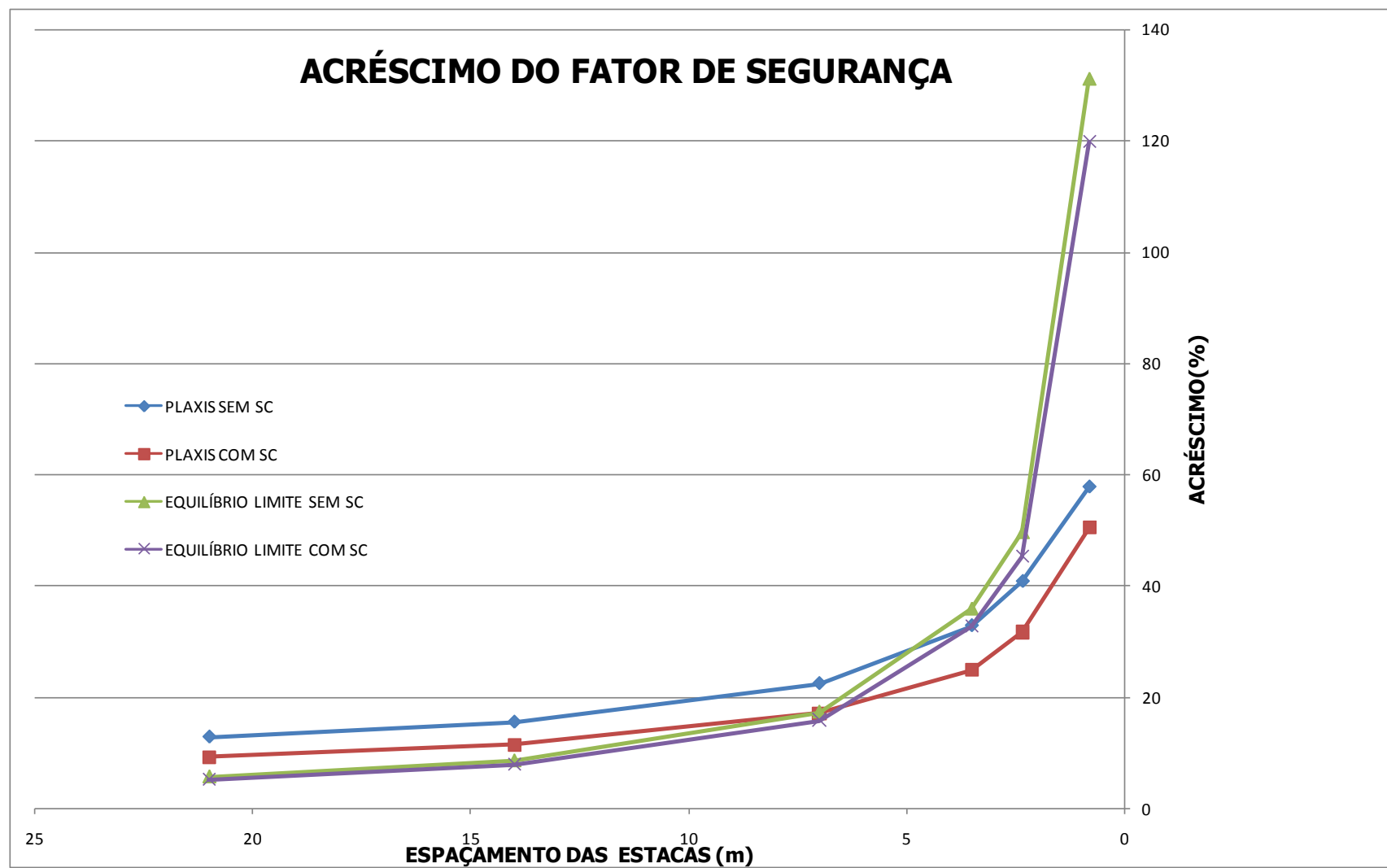


Figura 5.2– Gráfico de acréscimo (%) do FS

5.2. Variação na inclinação do talude

Mantendo-se o estaqueamento apresentado na figura 3.4, com 4 linhas de estacas espaçadas longitudinalmente a cada 7m, foi feito um estudo com a variação da inclinação do talude, modificando a inclinação do mesmo para 1v-2h e também para 1v-2,5h. As Figuras 5.3 a 5.6 mostram os novos taludes estudados, com inclinação de 1v-2h e 1v-2,5h respectivamente.

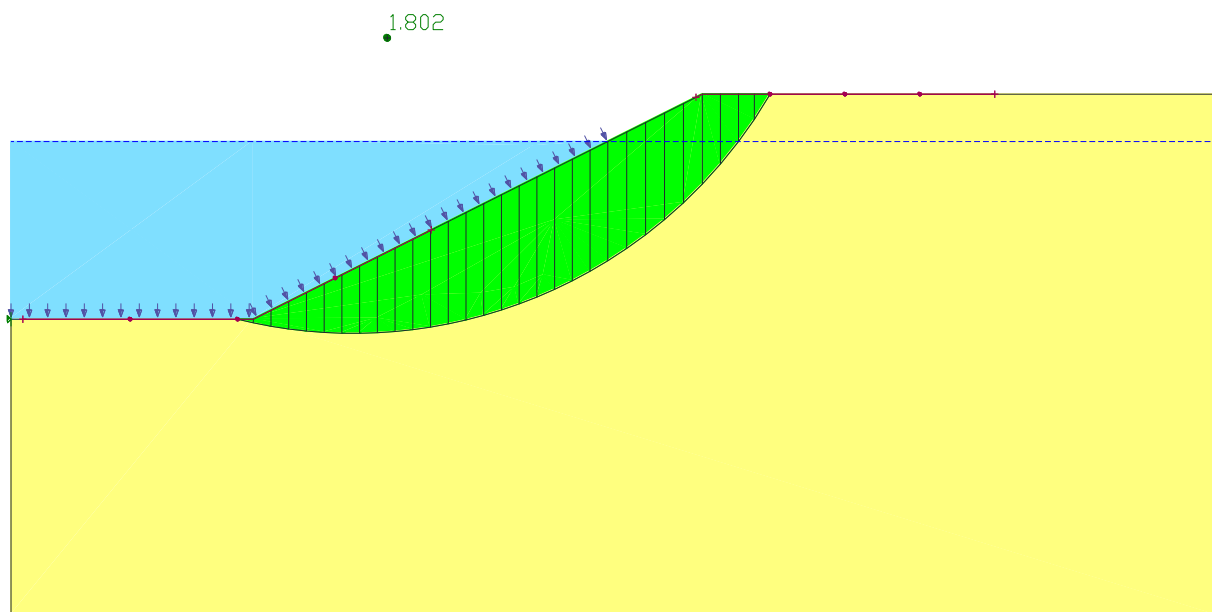


Figura 5.3 – Talude 1v-2h sem sobrecarga

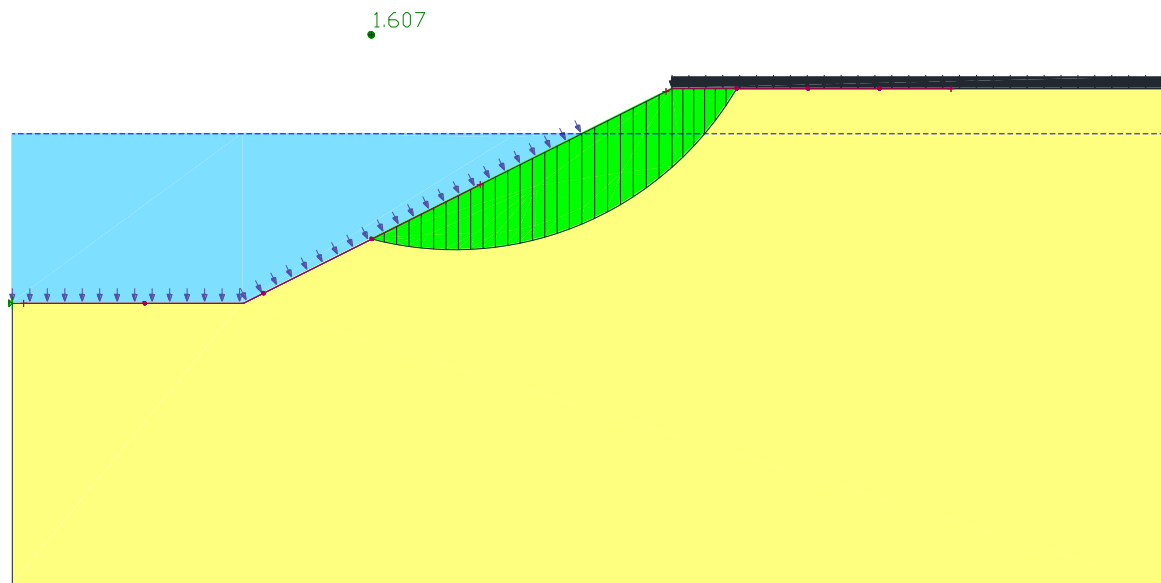


Figura 5.4 – Talude 1v-2h com sobrecarga

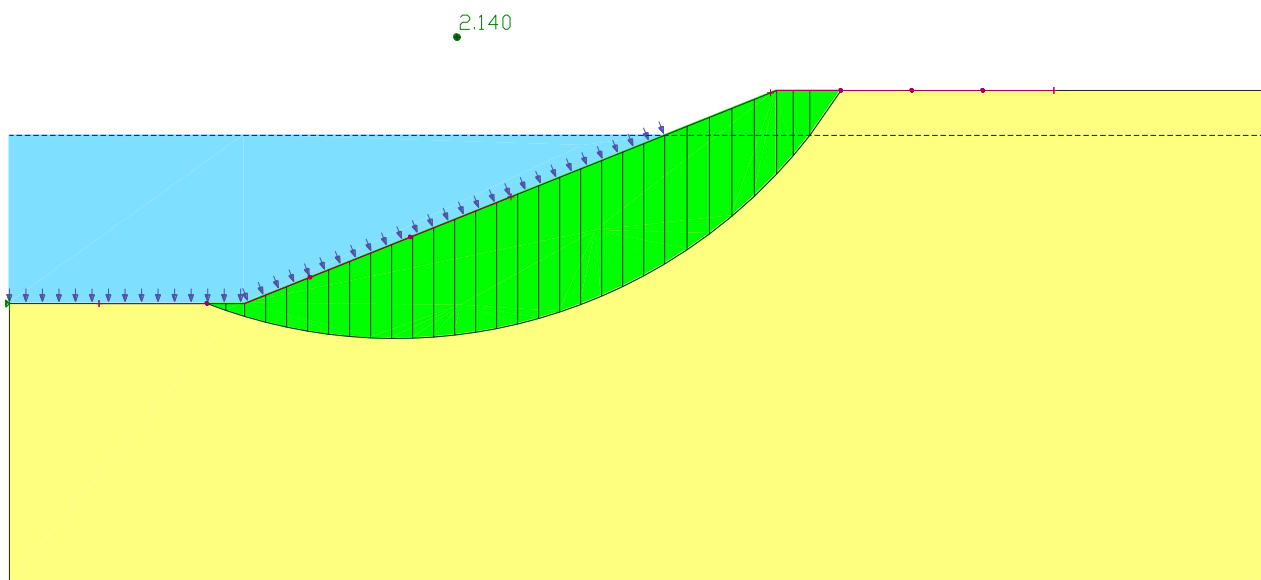


Figura 5.5 – Talude 1v-2,5h sem sobrecarga

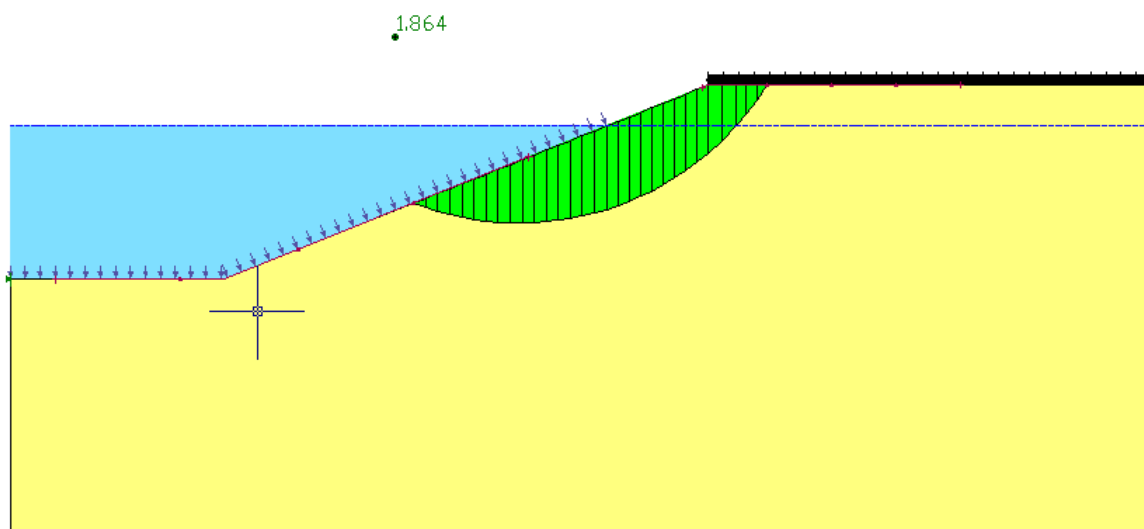


Figura 5.6 – Talude 1v-2,5h com sobrecarga

5.2.1. Talude com inclinação 1v-2h

Nas tabelas 5.5 a 5.7 estão resumidos os valores máximos de contribuição das estacas devido ao cortante máximo e ao modo de ruptura do solo para cada linha de estaqueamento, para o estudo de estabilidade com e sem sobrecarga do talude com inclinação de 1v-2h.

Tabela 5.5 – Cortante de ruptura da estaca

CONCRETO(por estaca)	
Qmáx(kN)	563
número de estacas(und)	4
distancia transversal(m)	7

Tabela 5.6 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga

SOLO	Qmáx(kN)
1a linha	123
2a linha	750
3a linha	1148
4a linha	1079

Tabela 5.7 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga

SOLO COM SC	Q _{máx} (kN)
1a linha	0
2a linha	0
3a linha	351
4a linha	928

Como observado na Figura 5.4 neste talude a consideração da sobrecarga modifica a superfície de deslizamento e por isso as duas primeiras linhas de estacas não oferecem contribuição ao fator de segurança, já que a superfície de ruptura crítica ocorre no topo do talude.

Nas tabelas 5.8 e 5.9 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 5.8 – Acréscimo no FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	40,901
Mr(kNm)	87423
Ma(kNm)	48520
Me(kNm)	10589
F.S. original	1,802
F.S. final	2,020
Acréscimo (%)	12,1

Tabela 5.9 – Acréscimo no FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	29,034
Mr(kNm)	44350
Ma(kNm)	27594
Me(kNm)	3790
F.S. original	1,607
F.S. final	1,745
Acréscimo (%)	8,5

Neste estudo o acréscimo no fator de segurança levando em consideração o estaqueamento se mostrou inferior aos anteriores devido à modificação da superfície de ruptura, o que acarretou na desconsideração de duas linhas de estacas no acréscimo.

5.2.2. Talude com inclinação 1v-2,5h

Nas tabelas 5.10 a 5.11 estão resumidos os valores máximos de contribuição das estacas devido a ruptura do solo para cada linha de estaqueamento, para o estudo de estabilidade com e sem sobrecarga do talude com inclinação de 1v-2,5h.

Tabela 5.10 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga

SOLO	Qmáx(kN)
1a linha	205
2a linha	940
3a linha	991
4a linha	922

Tabela 5.11 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga

SOLO	Qmáx(kN)
1a linha	0
2a linha	0
3a linha	0
4a linha	928

Como observado nas figuras 5.5 e 5.6, neste talude a consideração da sobrecarga modifica a superfície de deslizamento e por isso as três primeiras linhas de estacas não oferecem contribuição ao fator de segurança, já que a superfície de ruptura crítica ocorre no topo do talude com a introdução da sobrecarga.

Nas tabelas 5.12 e 5.13 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 5.12 – Acréscimo no FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	46,871
Mr(kNm)	142290
Ma(kNm)	66484
Me(kNm)	12682
F.S. original	2,140
F.S. final	2,331
Acréscimo (%)	8,9

Tabela 5.13 – Acréscimo no FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	28,627
Mr(kNm)	48661
Ma(kNm)	26101
Me(kNm)	2302
F.S. original	1,864
F.S. final	1,953
Acréscimo (%)	4,7

Nas tabelas 5.12 e 5.13 pode-se observar que mesmo ocorrendo um acréscimo no fator de segurança devido à contribuição do estaqueamento, este acréscimo é inferior aos acréscimos obtidos nos capítulos 3 e 4 e também inferiores aos acréscimos apresentados no item 5.2.1 para o talude de inclinação 1v-2h. A Figura 5.7 apresenta o acréscimo ao fator de segurança em relação as diferentes inclinações do talude.

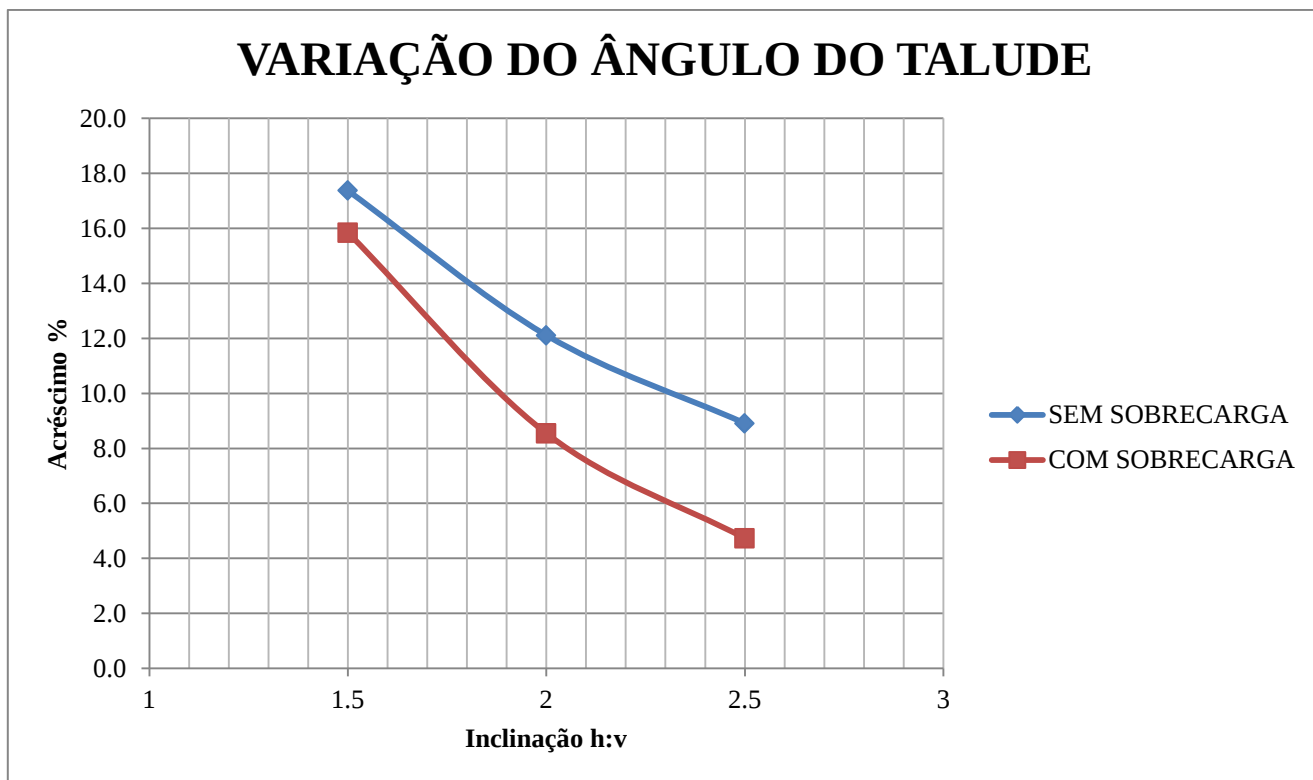


Figura 5.7 – Gráfico do FS com variação do talude

Deve-se ressaltar que com o abatimento da inclinação do talude naturalmente seu fator de segurança é aumentado e assim a contribuição do estaqueamento passa a ser de menor importância no aumento do fator de segurança.

5.3. Variação da coesão e ângulo de atrito

Continuando com o estaqueamento apresentado na figura 3.4, com 4 linhas de estacas espaçadas longitudinalmente a cada 7m, neste item foi estudada a influência do estaqueamento no fator de segurança do talude com a variação dos parâmetros de ângulo de atrito (ϕ') e coesão (c') do solo. Incluindo uma análise para material de comportamento não drenado, $\phi'=0$, com uma resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) equivalente a 40kPa.

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam a superfície de ruptura considerando o aumento do ângulo de atrito para 38° e redução da coesão para 5kPa, para os casos sem e com sobrecarga. Nas Figuras 5.10 e 5.11 é observada a superfície de ruptura, caso sem e com sobrecarga, respectivamente, para um solo com coesão nula e ângulo de atrito de 40° .

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam a superfície de ruptura considerando o material com resistência não drenada de 40kPa. Conforme observado nestas Figuras a superfície crítica de ruptura varia com a introdução da sobrecarga na análise, sendo a mesma mais profunda na consideração sem sobrecarga.

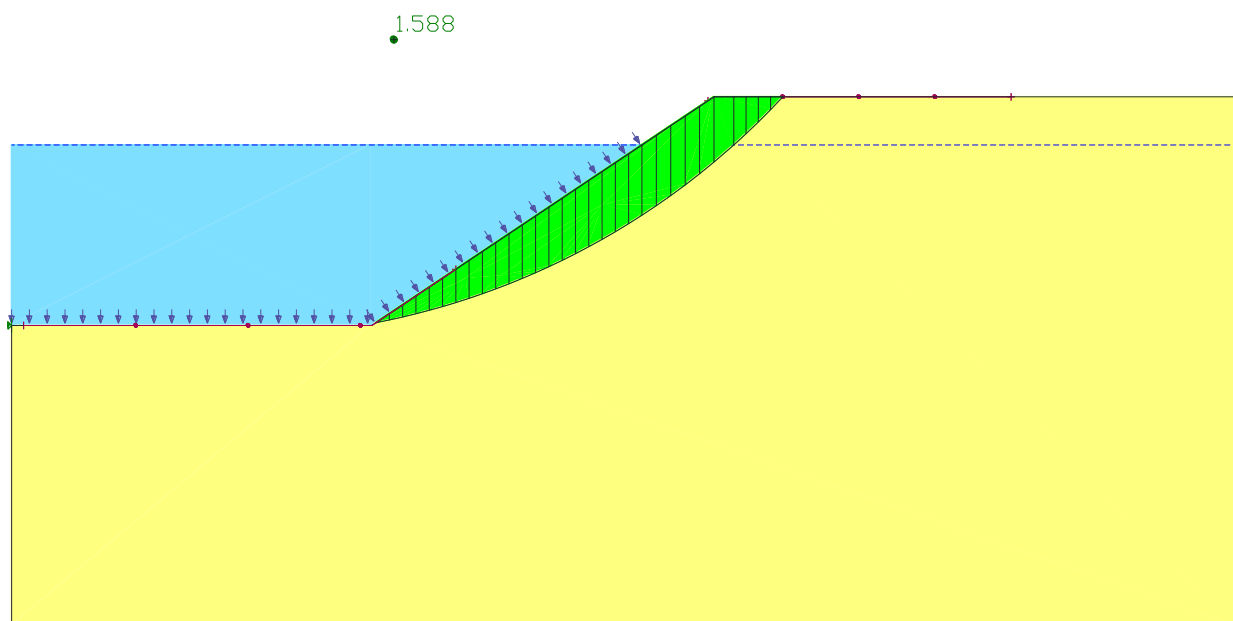


Figura 5.8 – $\phi 38/c5kPa$ – sem sobrecarga

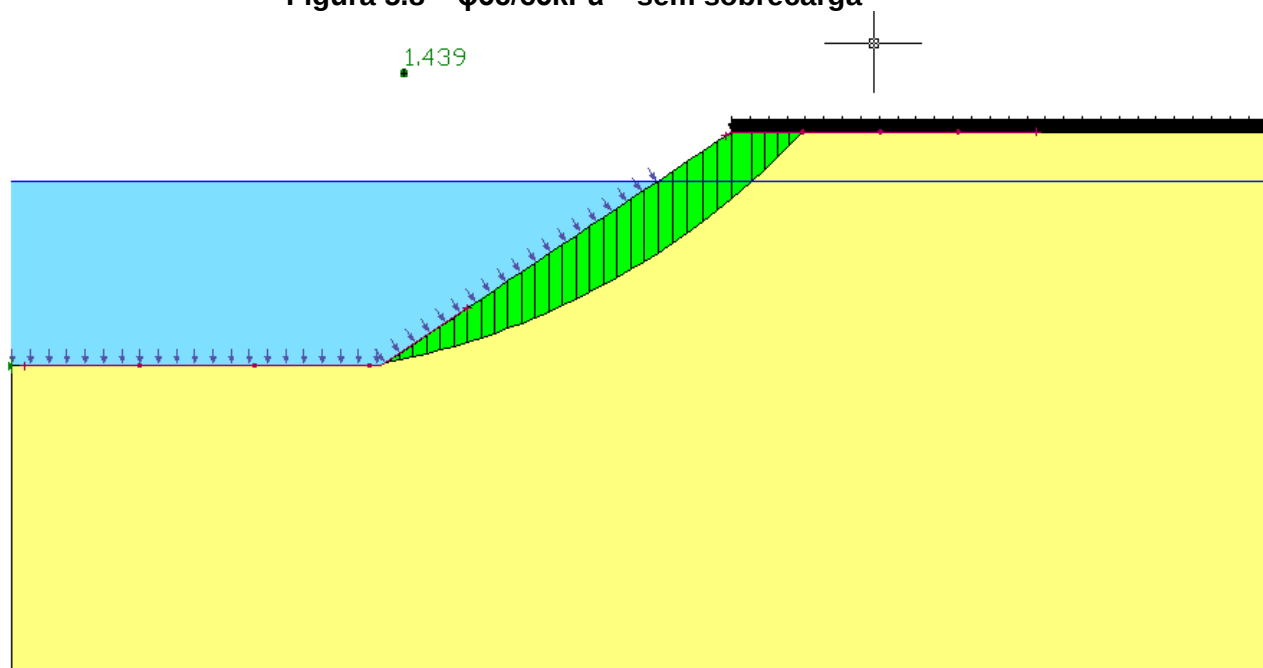


Figura 5.9 – $\phi 38/c5kPa$ – com sobrecarga

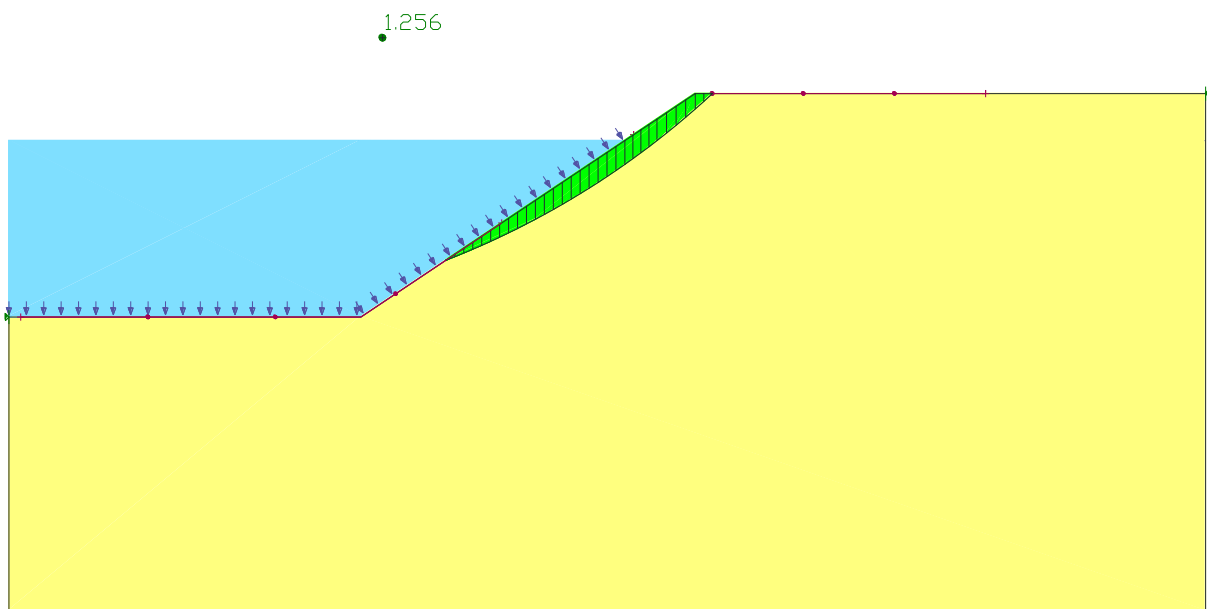


Figura 5.10 – $\phi 40/c0kPa$ sem sobrecarga

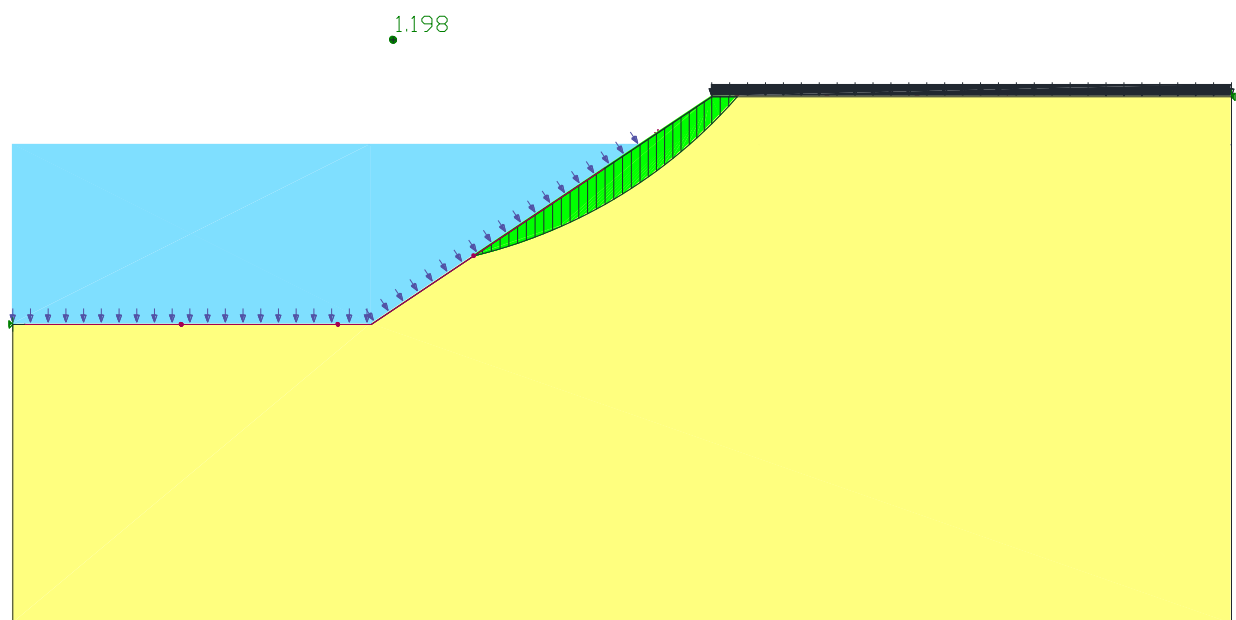


Figura 5.11 – $\phi 40/c0kPa$ com sobrecarga

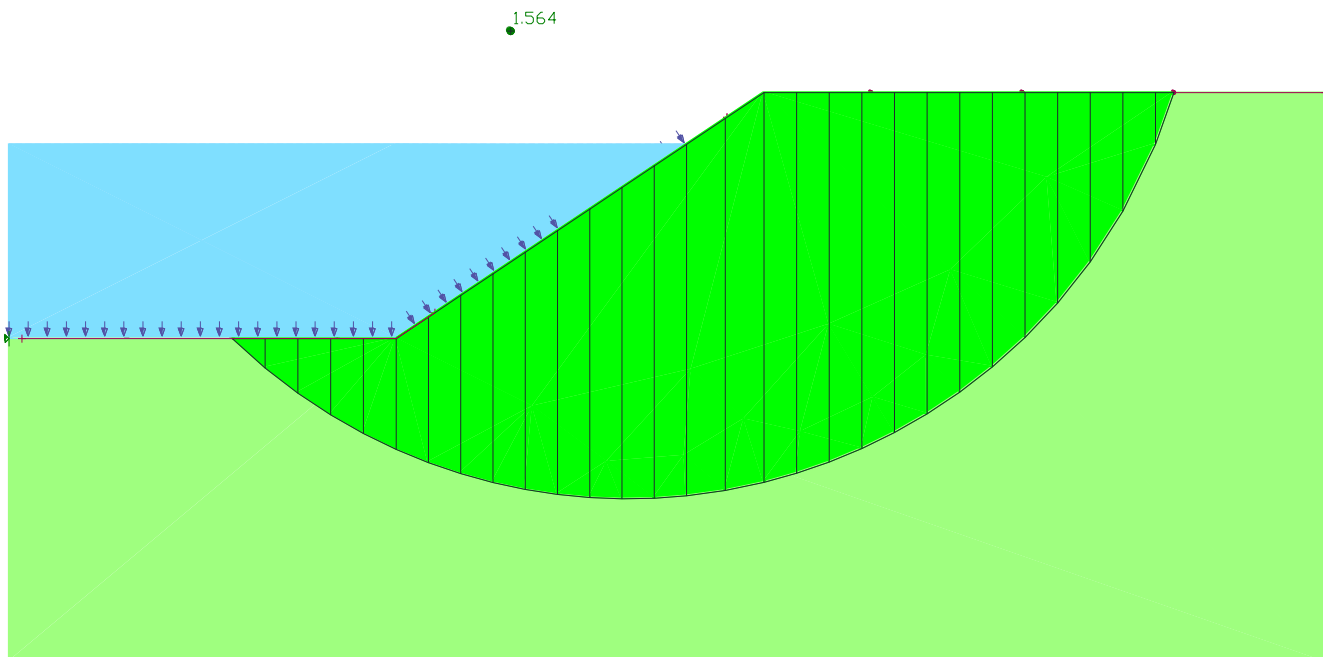


Figura 5.12 – Su 40kPa sem sobrecarga

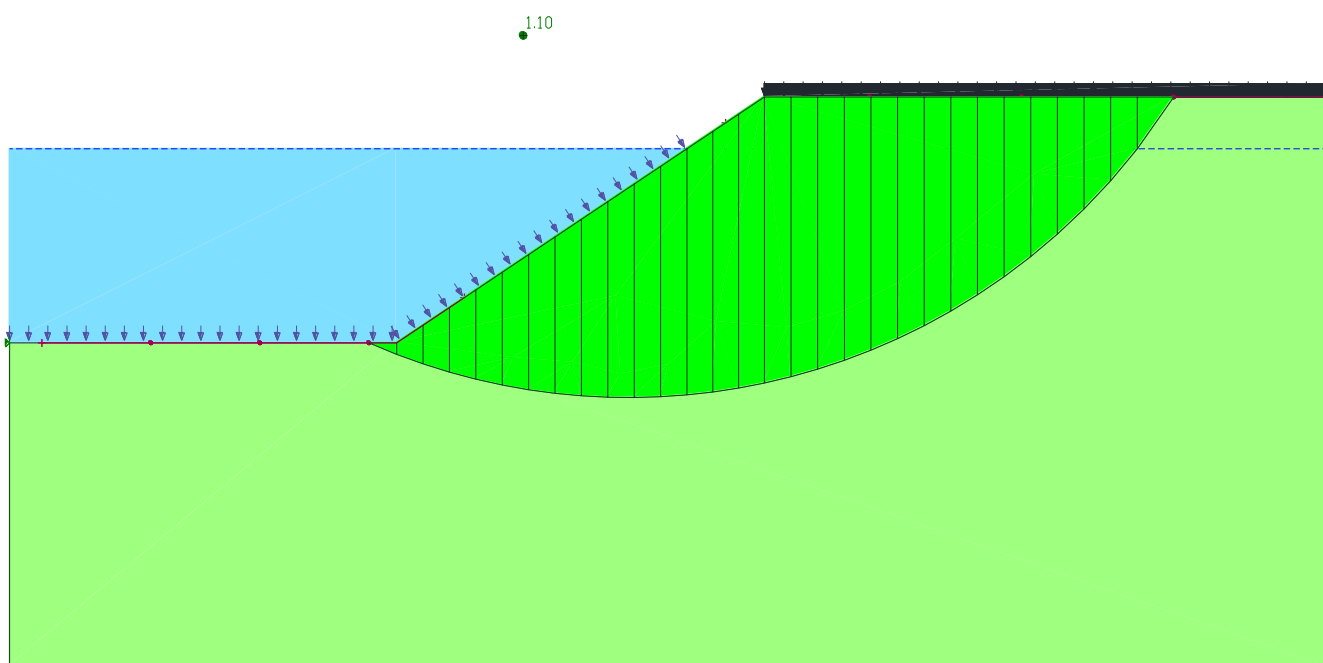


Figura 5.13 – Su 40kPa com sobrecarga

5.3.1. Ângulo de atrito de 38° e coesão 5kPa

Nas tabelas 5.14 e 5.15 estão resumidos os valores máximos de contribuição das estacas devido ao cortante máximo e ao modo de ruptura do solo para cada linha de

estaqueamento, para o estudo de estabilidade do solo com parâmetros de $\phi=38^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

Tabela 5.14 – Cortante de ruptura da estaca

CONCRETO(por estaca)	
Q_{máx}(kN)	563
número de estacas(und)	4
distancia transversal(m)	7

Tabela 5.15 – Resumo de ruptura no solo

SOLO	Q _{máx} (kN)
1a linha	44
2a linha	365
3a linha	704
4a linha	783

Conforme observado nas tabelas 5.14 e 5.15 para as duas primeiras linhas de estaca, devido a pouca profundidade da superfície de ruptura, a ruptura do solo é determinante em relação à ruptura da estaca a corte.

Nas tabelas 5.16 e 5.17 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 5.16 – Acréscimo no FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	62,579
Mr(kNm)	70217
Ma(kNm)	44217
Me(kNm)	13722
F.S. original	1,588
F.S. final	1,898
Acréscimo (%)	19,5

Tabela 5.17 – Acréscimo no FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	62,579
Mr(kNm)	81357
Ma(kNm)	56521
Me(kNm)	13722
F.S. original	1,439
F.S. final	1,682
Acréscimo (%)	16,9

Neste estudo o acréscimo no fator de segurança levando em consideração o estaqueamento se mostrou similar aos anteriores, encontrados no capítulo 3 com os parâmetros utilizados no caso base.

5.3.2. Ângulo de atrito de 40° e coesão 0kPa

Nas tabelas 5.18 e 5.19 estão resumidos os valores máximos de contribuição das estacas devido à ruptura do solo para cada linha de estaqueamento, para o estudo de estabilidade com e sem sobrecarga do talude com ângulo de atrito igual a 40°.

Tabela 5.18 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga

SOLO	Qmáx(kN)
1a linha	0
2a linha	16
3a linha	90
4a linha	76

Tabela 5.19 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga

SOLO COM SC	Qmáx(kN)
1a linha	0
2a linha	14
3a linha	189
4a linha	207

Como observado nas Figuras 5.10 e 5.11, neste talude a consideração da sobrecarga modifica a superfície de deslizamento e por isso os valores de ruptura para todas as linhas se diferenciam, com exceção da primeira onde não há contribuição em nenhum dos casos, já que a superfície de ruptura crítica é mais rasa sem a consideração da sobrecarga os valores para a ruptura do solo é menor.

Nas tabelas 5.20 e 5.21 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 5.20 – Acréscimo no FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	71,539
Mr(kNm)	17765
Ma(kNm)	14148
Me(kNm)	1863
F.S. original	1,256
F.S. final	1,387
Acréscimo (%)	10,5

Tabela 5.21 – Acréscimo no FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	42,384
Mr(kNm)	18636
Ma(kNm)	15560
Me(kNm)	2480
F.S. original	1,198
F.S. final	1,357
Acréscimo (%)	13,3

Nas tabelas 5.20 e 5.21 pode-se observar que mesmo com a superfície de ruptura rasa, devido ao aumento do raio da superfície crítica, tem-se um acréscimo do fator de segurança com a consideração do estaqueamento superior a 10%.

5.3.3. Ângulo de atrito de 0° e S_u 40kPa

Conforme o estaqueamento apresentado na figura 3.4, com 4 linhas de estacas espaçadas longitudinalmente a cada 7m, é apresentado neste item uma análise para material de comportamento não drenado com uma resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) equivalente a 40kPa.

Nas tabelas 5.22 a 5.24 estão resumidos os valores máximos de contribuição das estacas devido ao cortante máximo da estaca e/ou ao modo de ruptura do solo, determinado pela ruptura do solo ou pela pressão máxima que pode exercer devido a flexão a ruptura da estaca, para cada linha de estaqueamento nos casos sem e com sobrecarga.

Tabela 5.22 – Cortante de ruptura da estaca

CONCRETO(por estaca)	
Q_{máx}(kN)	563
número de estacas(und)	4
distancia transversal(m)	7

Tabela 5.23 – Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga

SOLO	Q _{máx} (kN)
1a linha	862
2a linha	584
3a linha	484
4a linha	442

Tabela 5.24 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga

SOLO COM SC	Q _{máx} (kN)
1a linha	2380
2a linha	974
3a linha	703
4a linha	609

Conforme observado nas tabelas 5.23 e 5.24 há uma grande variação dos valores de ruptura máximos do solo para a situação com e sem sobrecarga, isto pode ser explicado pela grande variação que ocorreu na superfície de ruptura nas duas análises. Sendo a ruptura nesta análise não drenada mais profunda do que as vistas nos outros itens comparativos, tanto com ou sem sobrecarga, observou-se que as limitações das pressões do solo foram obtidas pela condição de momento fletor máximo devido a essas pressões, calculado conforme previsto pela equação 3.11.

Nas tabelas 5.25 e 5.26 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 5.25 – Acréscimo no FS sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	44,198
Mr(kNm)	159490
Ma(kNm)	101970
Me(kNm)	12955
F.S. original	1,564
F.S. final	1,691
Acréscimo (%)	8,1

Tabela 5.26 – Acréscimo no FS com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	50,045
Mr(kNm)	142070
Ma(kNm)	129500
Me(kNm)	16100
F.S. original	1,097
F.S. final	1,221
Acréscimo (%)	11,3

Como observado nas tabelas 5.25 e 5.26, neste estudo o acréscimo no fator de segurança levando em consideração o estaqueamento se apresentou próximo aos 10% similar aos obtidos nas variações dos itens anteriores.

Na Figura 5.14 é apresentado o gráfico do acréscimo de segurança obtido com as variações nos parâmetros do solo descritas anteriormente.

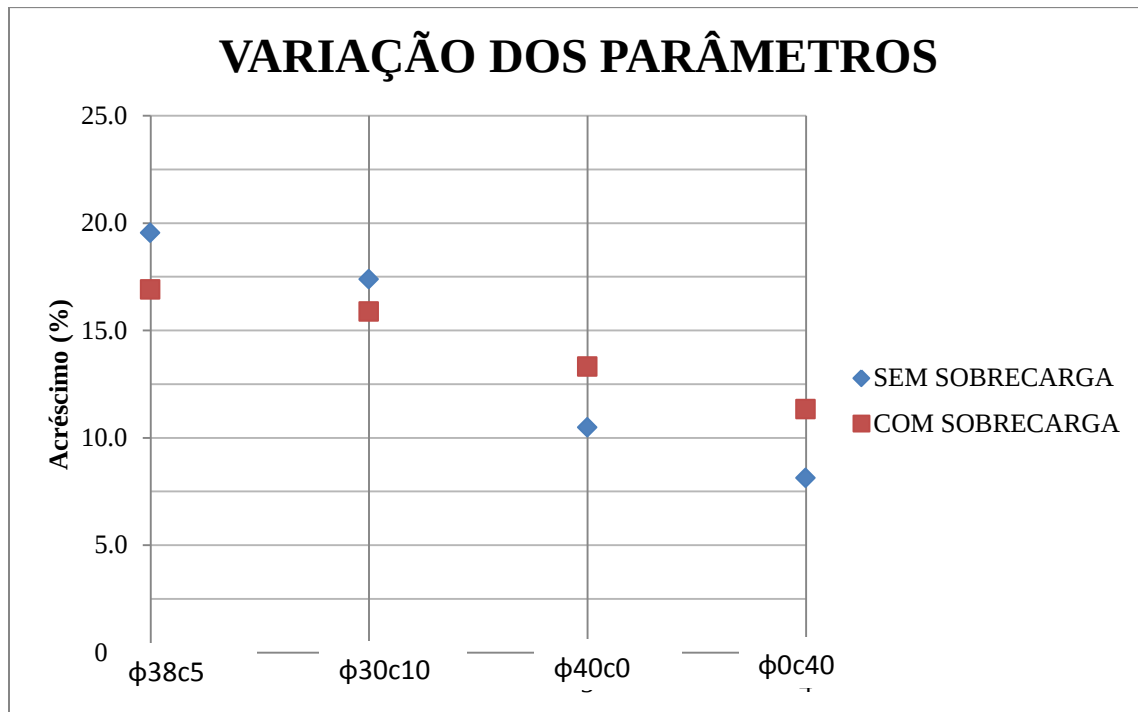


Figura 5.14 – Gráfico com variação dos parâmetros

Como se pode observar da Figura 5.14 quando se considera solos sem coesão, a influência do estaqueamento no fator de segurança tende a diminuir, assim como na análise não drenada. Isso ocorre devido a não consideração de uma das parcelas na formulação proposta por Ito e Matsui (1975). Para estes casos obtêm-se um maior acréscimo para fatores de segurança mais baixos devido a mudanças na superfície crítica.

6. ESTUDO DE CASO – ESTALEIRO ERG2

Neste capítulo será avaliada a contribuição das estacas no aumento do fator de segurança devido ao estaqueamento de um caso real, o estaleiro ERG-2 localizado em Rio Grande-RS. A obra foi executada pela construtora CivilPort Eng. Devido a espessas camadas de argila no local, o estudo foi feito para condições drenadas e não-drenadas, obtendo-se para o caso de análise drenada, nos perfis geotécnicos mais desfavoráveis, um fator de segurança global inferior a 1,5. Fatores de segurança globais menores que 1,5 são avaliados pelo responsável(eis) geotécnico(s) da obra e podem ser aceitos com uma campanha de acompanhamento de deformações a ser prevista pelo(s) mesmo(s).

Como consultor geotécnico da obra, o professor Willy Lacerda, elaborou diversos relatórios sobre a estabilidade dos taludes a serem conformados no local após a execução da dragagem. Dependendo da seção transversal ao cais, obteve fatores de segurança inferiores a 1,5.

Como estudo de caso será desenvolvida a análise do projeto, porém levando em consideração a contribuição do estaqueamento, verificando a possibilidade de se obter o fator de segurança maior do que 1,5 para atender a segurança global prevista em norma.

6.1. Apresentação da Obra

A obra em questão se compõe de um cais dividido em três trechos, que apresentam estaqueamentos distintos dependendo de cada função. Neste estudo será analisado o trecho 3 da obra por ser o que apresenta, em certa seção transversal, fator de segurança abaixo de 1,5. A cota de dragagem para todos os trechos é de -14m e a cota da estrutura do cais de +3,30 com a referência de nível do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. O talude pós-dragagem é previsto de 1v:2h, estável com a execução de proteção de enrocamento.

O trecho 3 é um cais de atracação com 100,58m de comprimento e 37m de largura, junto ao estaleiro existente ERG1, com uma sobrecarga atuante na retroárea de 50kPa, segundo critério de projeto. Para avaliação dos empuxos e estabilidade será

adotado 80% da sobrecarga, conforme previsto na NBR9782/1987, obtendo-se assim 40kPa de sobrecarga atuante. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam, respectivamente, o estaqueamento no trecho 3 do cais e um corte transversal típico.

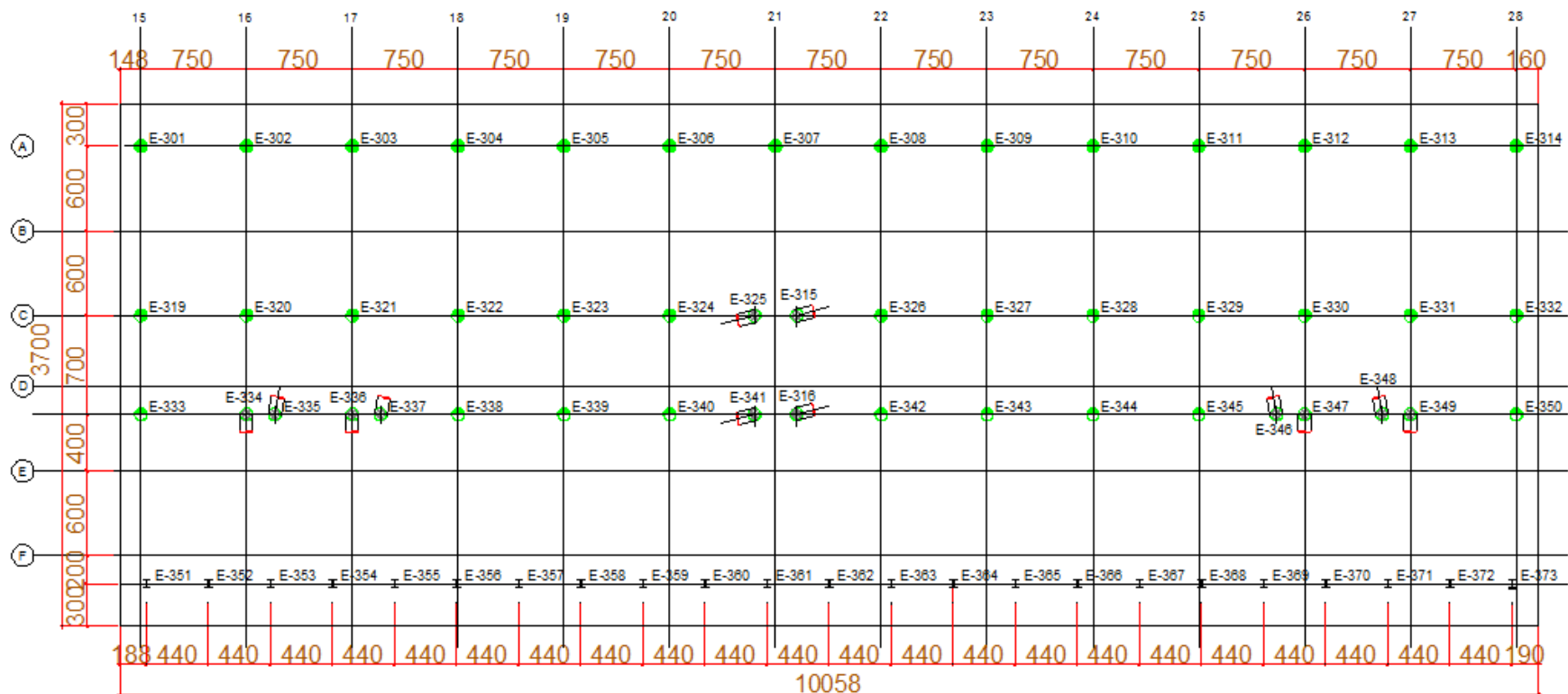


Figura 6.1 – Estaqueamento trecho 3

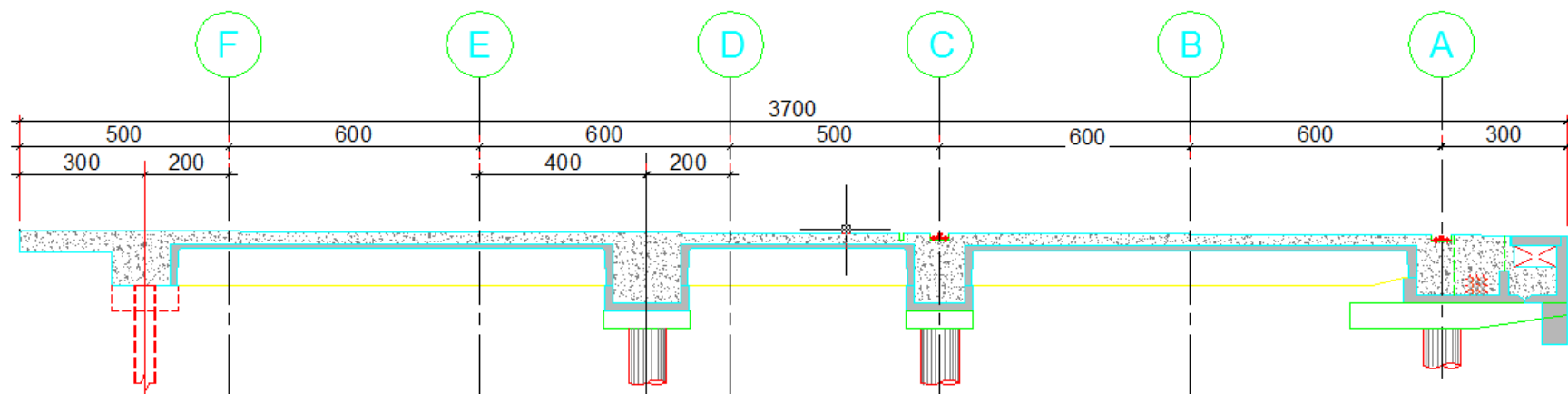
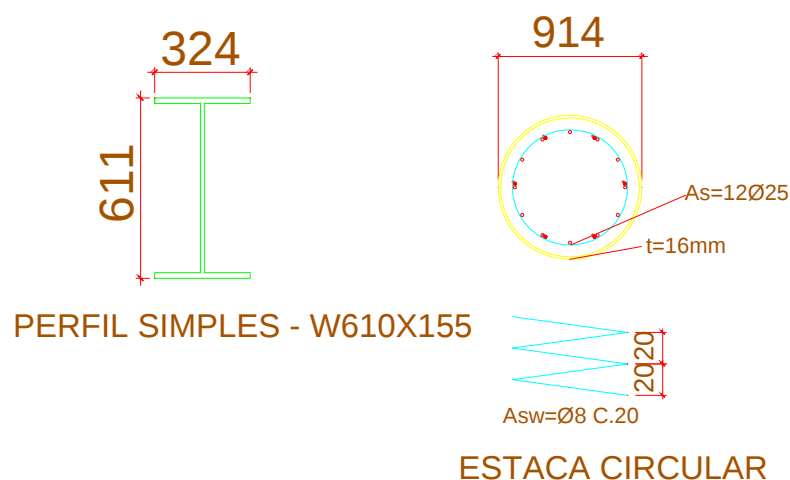


Figura 6.2 – Corte típico Cais trecho 3

Conforme observado nas Figuras 6.1 e 6.2 o estaqueamento neste trecho é composto por estacas circulares, cravadas com camisa metálica de 914mm de diâmetro e 16mm de espessura e preenchidas com concreto, e por estacas metálicas de perfil simples W610x155. As estacas estão apresentadas na Figura 6.3.



MEDIDAS EM MM

Figura 6.3 – Estacas típicas trecho 3

Na Figura 6.4 é apresentado o perfil geotécnico transversal analisado; este perfil é composto pelas sondagens SP2/SP6/SP223/F011/F014 e foi escolhido por apresentar o fator de segurança mais baixo obtido nos relatórios executados sobre a obra. Os boletins de sondagem que foram utilizados para compor o perfil se encontram no anexo A.

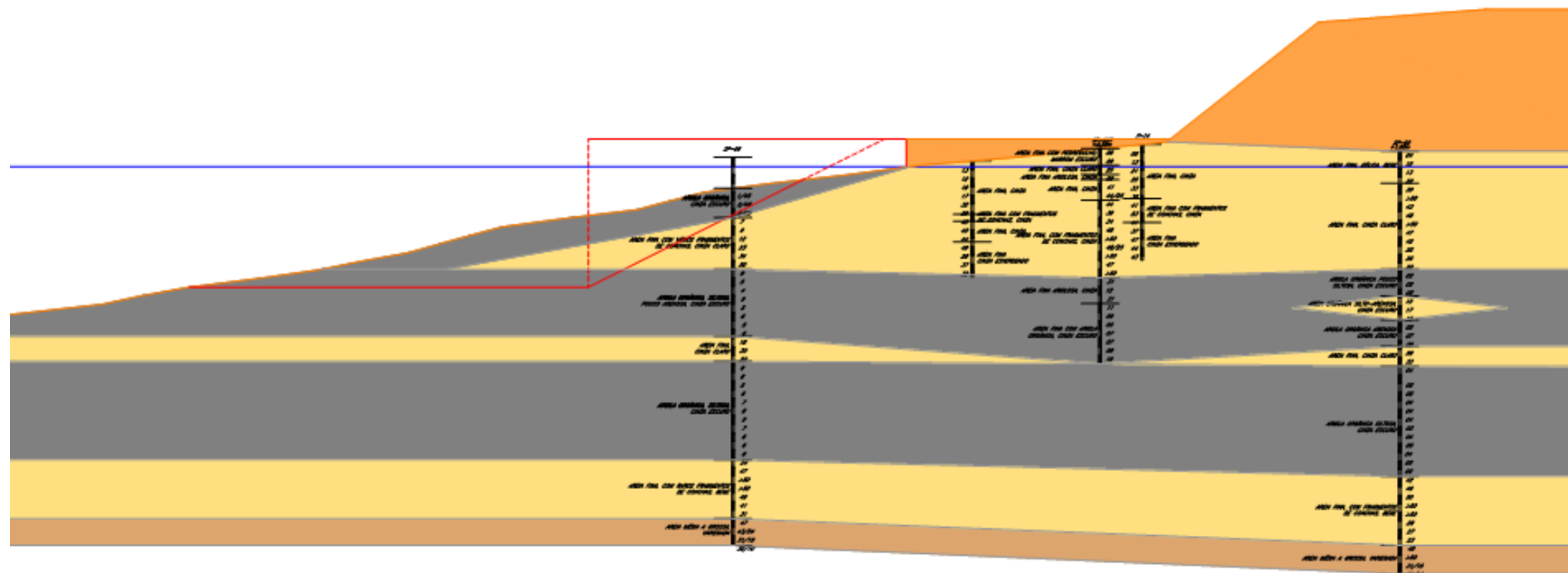


Figura 6.4 – Perfil transversal analisado

6.2. Estudo com o Geo-slope

O estudo do fator de segurança da obra será realizado com a utilização do programa Geo-slope, conforme apresentado no capítulo 3. Será apresentado o fator de segurança para o perfil apresentado na Figura 6.4 que representa uma seção no trecho 3 do cais.

Após a análise com o Geo-slope através do método de Bishop (1955), os esforços provenientes da resistência das estacas serão acrescentados ao fator de segurança, com o somatório dos momentos, conforme apresentado na equação 3.15.

6.2.1. Resistência da estaca de concreto

Para o cálculo da estaca de camisa metálica preenchida com concreto será utilizada somente a resistência ao corte da seção de concreto. A força devido à resistência ao cortante será obtida como apresentado no item 3.3.1 utilizando como referencia a NBR6118/2004.

$$V_R = V_c + V_{sw}$$

Equação 3.3

V_{sw} – parcela de resistência ao corte devido ao aço

V_c – parcela de resistência ao corte devido ao concreto

- Cortante devido à armadura:

$$V_{sw} = A_{sw}/m * 0,9 * d * f_{yw}$$

Equação 3.4

onde:

$$A_{sw}/m = 0,000251 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$f_{yw} = 500 \text{ MPa} = 500000 \text{ kPa} \text{ – tensão de escoamento do aço}$$

$$d = 0,9 \text{ – altura útil da seção}$$

$$V_{sw} = 0,000251 * 0,9 * 0,9 * 500000 = 102 \text{ kN}$$

- Cortante devido ao concreto:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot \text{Área}$$

Equação 3.5

Sendo $f_{ck}=40\text{MPa}$, se obtêm com as equações 3.5 à 3.8:

$$f_{ct} = 2455\text{kPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 2455 \cdot 0,636\text{m}^2 = 937\text{kN}$$

Assim:

$$V_R = 937 + 102 = 1039\text{kN}$$

Assim foi obtido o valor equivalente ao modo de ruptura 4.

Para consideração do momento de ruptura das estacas foi considerado o ábaco de Hoffman de seção circular plena e armadura longitudinal de $12\phi 25\text{cm}^2$, conforme apresentado na Figuras 6.3. Para o cálculo dos coeficientes de entrada no ábaco sem coeficientes redutores de cálculo tem-se:

$$A_s = w_0 \cdot A_c \cdot f_c / f_y$$

Equação 3.9

onde:

A_s – Armadura longitudinal da estaca

w_0 – coeficiente do ábaco

A_c – área de concreto da estaca

f_c – $0,85 \cdot f_{ck}$

f_y – tensão de escoamento do aço

Assim:

$$A_s = 58,92\text{cm}^2$$

$$A_c = 0,636\text{m}^2$$

$$f_y = 500\text{MPa} \text{ – aço CA50}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$w_0 = (58,92 \text{ cm}^2 \times 500 \text{ MPa}) / (0,636 \text{ m}^2 \times 0,85 \times 40 \text{ MPa})$$

$$w_0 = 0,136$$

Utilizando esse coeficiente e assumindo a carga axial igual a zero utiliza-se o ábaco apresentado na Figura 6.5 para obtenção de m_d e com este coeficiente obtêm-se o momento máximo que pode ser resistido pela estaca.

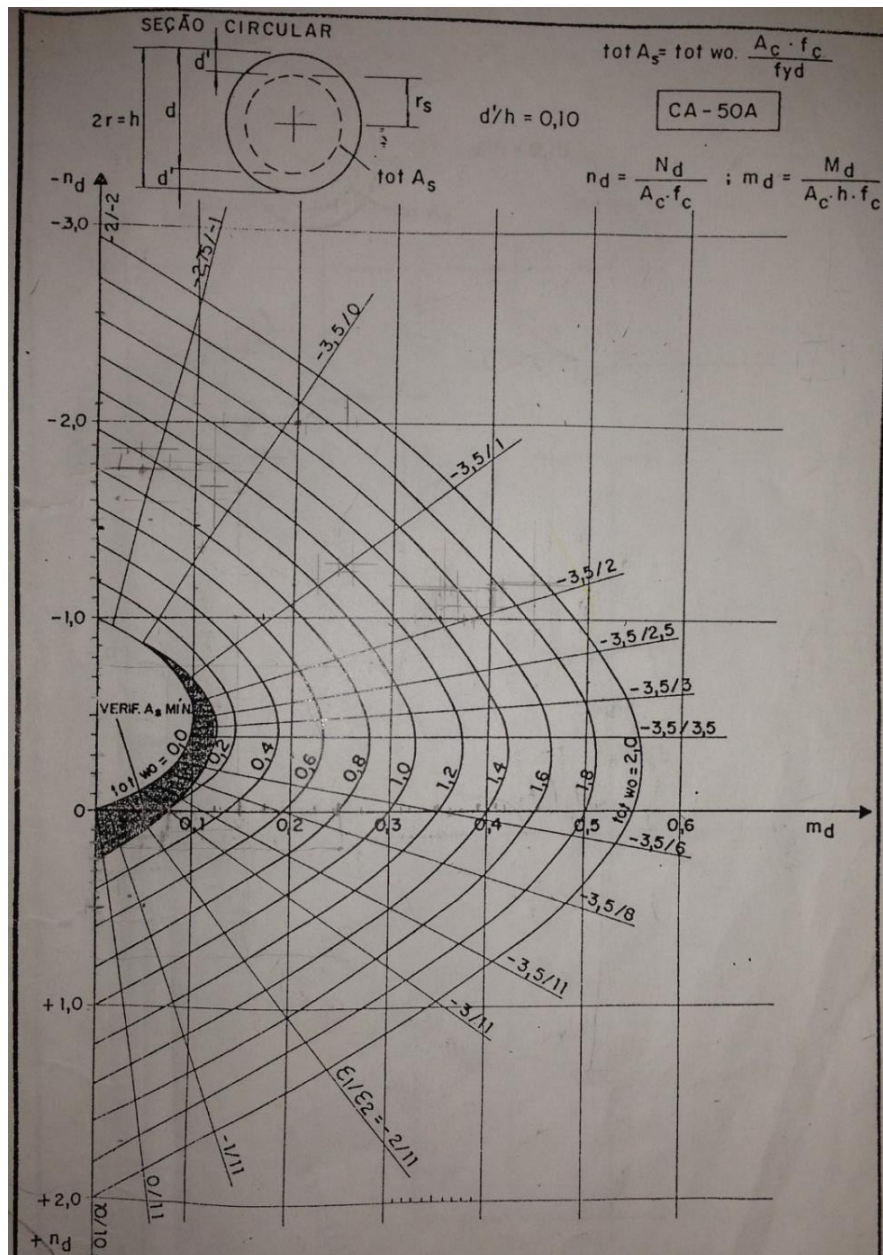


Figura 6.5 – Ábaco para seção circular

A partir do gráfico apresentado na Figura 6.5 foi obtido o valor de $m_d=0,08$. Com este valor e o restante das características das estacas utiliza-se a equação 3.10 para cálculo do momento máximo resistido.

$$m_d = M / (A_c \cdot h \cdot f_c)$$

Equação 3.10

onde:

h – diâmetro externo da estaca

Assim:

$$M = m_d \cdot A_c \cdot h \cdot f_c = 0,08 \cdot 0,636 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 10^3 = 1556 \text{ kNm}$$

Obtendo o valor equivalente ao modo de ruptura 3.

6.2.2. Resistência da estaca metálica

Para a avaliação da força de corte resistida pela estaca metálica, será utilizada sua área reduzida considerando 3mm de corrosão, 1,5mm por face, segundo recomendado pela NBR6122 – Norma Brasileira de Fundações.

Na Figura 6.6 são apresentadas as características do perfil reduzido.

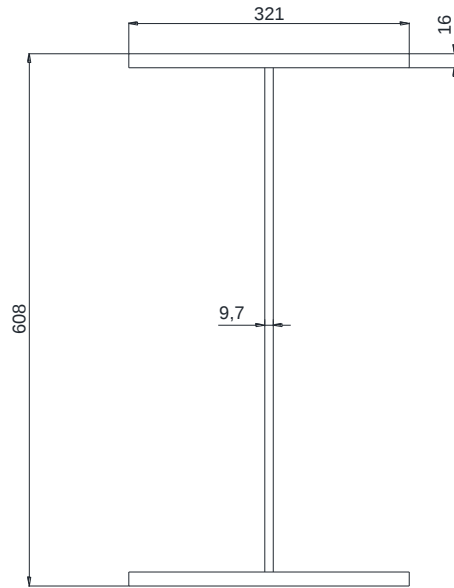


Figura 6.6 – Perfil W610x155 reduzido

Para esta nova configuração são apresentadas as características do perfil simples.

Perfil simples W610x155 com corrosão:

$$Z_x = 3,88 \times 10^{-3} \text{m}^3$$

$$W_x = 3,469 \times 10^{-3} \text{m}^3$$

$$A = 0,0159 \text{m}^2$$

$$A_w = 0,00559 \text{m}^2$$

$$\lambda = 59,3$$

$$\lambda_{p1} = 92,7$$

$$\lambda_{p2} = 60,68$$

onde:

Z_x – Módulo de resistência plástico na direção perpendicular a alma

W_x – Módulo de resistência elástico na direção perpendicular a alma

A – área do perfil

A_w – área da alma

λ – índice de esbeltez do perfil

λ_{p1} – índice de esbeltez correspondente à plastificação relativo a flexão

λ_{p2} – índice de esbeltez correspondente à plastificação relativo a corte

Assim os valores resistentes de momento fletor e força cortante, segundo a ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, são obtidos pelos valores de plastificação da seção já que $\lambda < \lambda_p$:

$$M_r = Z_x \cdot f_y$$

Equação 6.1

Sendo:

$f_y = 345 \text{ MPa}$ – tensão de escoamento do perfil

Assim:

$$M_r = 3,88 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot 345000 \text{ kPa} = 1338 \text{ kNm}$$

$$V_r = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y$$

Equação 6.2

Assim:

$$V_r = 0,6 \cdot 0,00559 \text{ m}^2 \cdot 345000 \text{ kPa} = 1157 \text{ kN}$$

6.2.3. Modelo Geo-slope

Na Figura 6.7 é apresentado o perfil modelado do Geo-slope simulando o perfil geotécnico apresentado na Figura 6.4 e que representa um dos perfis geotécnicos transversais do trecho 3.

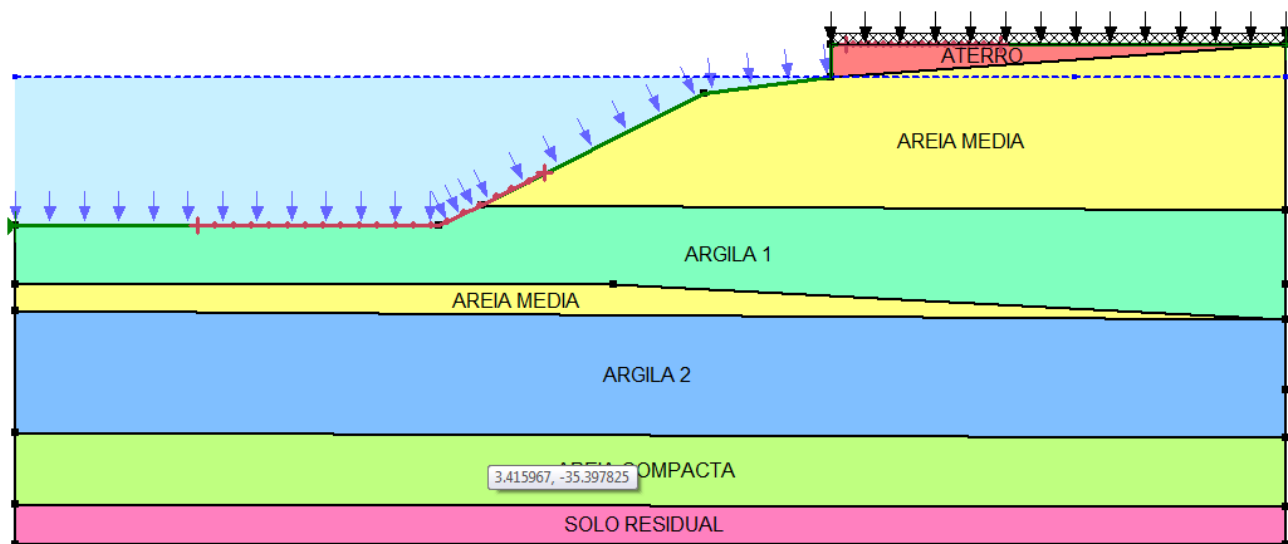


Figura 6.7 – Perfil transversal

Os parâmetros utilizados para cada tipo de solo apresentado na Figura 6.7 se encontram na tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados

Material	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	ϕ'	$c'(\text{kPa})$
Aterro	20	30	5
Areia Média	19	35	0
Argila 1	16	15	10
Argila 2	17	20	5
Areia compacta	20	35	5
Solo Residual	20	35	10

Nas Figuras 6.8 e 6.9 são apresentados a superfície crítica e fator de segurança obtido pelo método de Bishop (1955), para a seção sem e com consideração de sobrecarga, respectivamente.

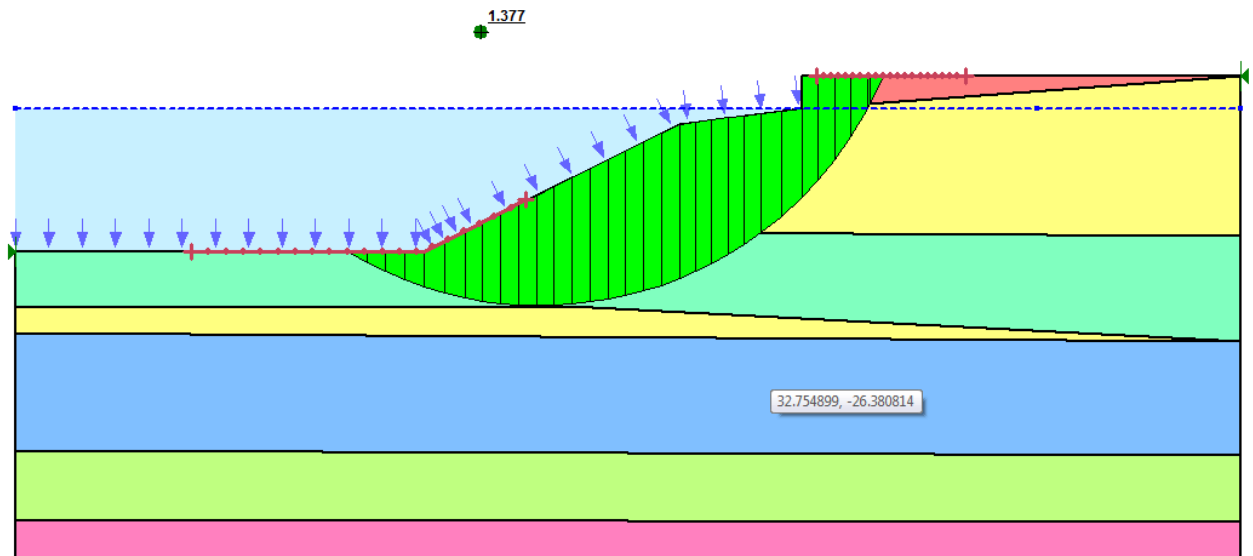


Figura 6.8 – FS sem sobrecarga

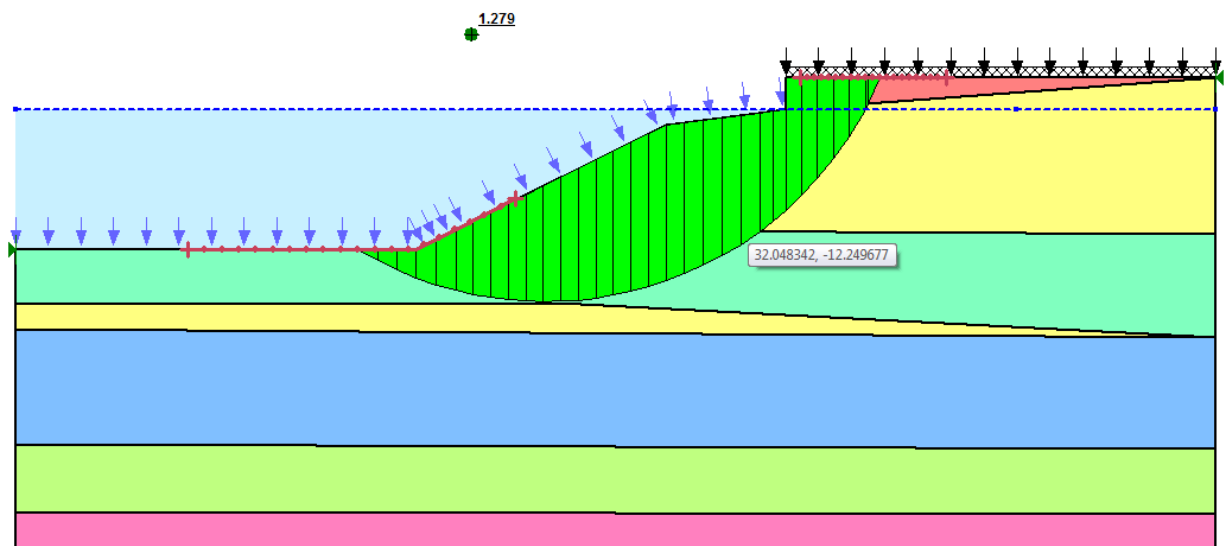


Figura 6.9 – FS com sobrecarga

Conforme apresentado nas Figuras 6.8 e 6.9 os fatores de segurança obtidos para o perfil sem sobrecarga de projeto foi de 1,377 e com sobrecarga de 1,279. Conforme apresentado no capítulo 3, esses fatores são obtidos pela razão entre o Momento Resistente e o Momento Atual.

6.2.4. Acréscimo devido ao estaqueamento

Através da equação formulada por Ito e Matsui (1975) e dos dados apresentados foi obtida a carga máxima lateral para cada linha de estacas encontrada dentro da superfície de ruptura obtida para o perfil. As cargas totais, Q_{max} , são apresentadas na tabela 6.2 e 6.3.

Na tabela 6.4 estão resumidos os valores de corte máximos obtidos para as estacas conforme apresentado nos itens 6.2.1 e 6.2.2.

Com os valores obtidos de tensão para cada linha de estaqueamento foi também obtido o momento atuante nessas estacas devido a essas tensões conforme descrito no item 3.3.1 e depois estes comparados ao momento resistente obtido para as estacas. Quando a tensão atuante leva um momento na estaca maior que o resistente, essa tensão é então dividida pelo fator α , apresentado na equação 2.1 e descrito no item 2.1, que limita a tensão do solo de forma compatível ao momento último resistente da estaca.

Tabela 6.2– Resumo de ruptura no solo sem sobrecarga

SOLO	$Q_{máx}(kN)$
1a linha	453
2a linha	1249
3a linha	1135
4a linha	1022

Tabela 6.3 – Resumo de ruptura no solo com sobrecarga

SOLO COM SC	$Q_{máx}(kN)$
1a linha	338
2a linha	1244
3a linha	1110
4a linha	937

Tabela 6.4 – Valores Máximos de corte das estacas

ESTACA	Q _{máx} (kN)
CONCRETO	1039
METÁLICA	1157

Nas tabelas 6.2 e 6.3 se apresentam resumidos os valores máximos obtidos, para cada linha de estaqueamento, através do modo de ruptura 1 ou 3. A tabela 6.4 apresenta os valores máximos para o modo de ruptura 4. Os modos de ruptura estão descritos no item 3.3.

A Figura 6.10 ilustra a superfície de ruptura passando pelo estaqueamento do cais. Com esta geometria foram obtidos os valores resumidos nas tabelas 6.4 e 6.5.

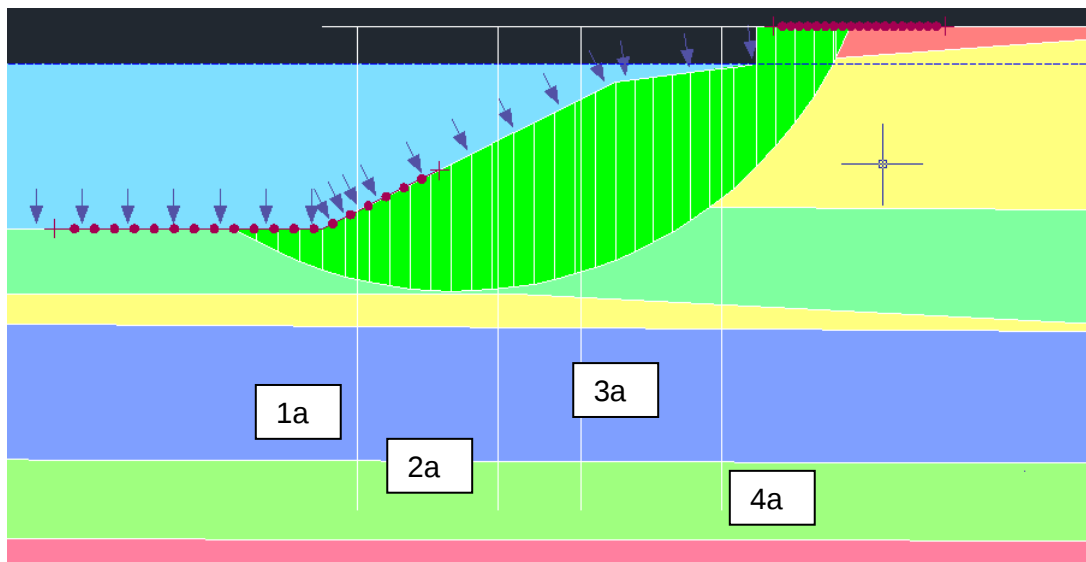


Figura 6.10 – Plataforma com superfície de ruptura

Conforme observado na Figura 6.10, a chamada 1ª linha de estacas se encontra próxima ao pé do talude de dragagem e assim cresce até a 4ª linha de estacas mais próximas da retro-área.

Nas tabelas 6.5 e 6.6 são apresentados os acréscimos obtidos com o estaqueamento para a condição sem e com sobrecarga.

Tabela 6.5 – Acréscimo obtido sem sobrecarga

SEM SOBRECARGA	
R(m)	36,356
Mr(kNm)	73546
Ma(kNm)	53428
Me(kNm)	20711
F.S. original	1,377
F.S. final	1,764
Acréscimo (%)	28,2

Tabela 6.6 – Acréscimo obtido com sobrecarga

COM SOBRECARGA	
R(m)	36,243
Mr(kNm)	85377
Ma(kNm)	66757
Me(kNm)	19398
F.S. original	1,279
F.S. final	1,569
Acréscimo (%)	22,7

Como observado nas tabelas 6.5 e 6.6, com a consideração do estaqueamento da obra foi obtido um acréscimo no fator de segurança global do talude sob o cais maior que 20%, o que para a situação em questão eleva o fator global da obra para mais que 1,5, que é o fator de segurança global buscado para se atender a norma existente hoje.

6.3. Estudo com o Plaxis 2D

Com os mesmos parâmetros e geometria apresentados anteriormente neste capítulo será feita a análise com a utilização do programa Plaxis 2D para obtenção do fator de segurança da obra com a contribuição do estaqueamento do cais.

Conforme apresentado no capítulo 4, além dos parâmetros resumidos na tabela 6.1, para simulação pelo método dos elementos finitos deve-se definir também os

parâmetros que definem as deformações do solo, ou seja, E (módulo de Young), G (módulo transversal) e ν (coeficiente de Poisson). Na tabela 6.7 é apresentado o resumo de todos os parâmetros adotados para análise pelo Método dos Elementos Finitos.

Tabela 6.7 – Parâmetros do solo

Material	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	ϕ'	$c'(\text{kPa})$	$E(\text{Mpa})$	ν
Aterro	20	30	5	15	0,4
Areia Média	19	35	0	15	0,4
Argila 1	16	15	10	6	0,45
Argila 2	17	20	5	10	0,45
Areia compacta	20	35	5	25	0,35
Solo Residual	20	35	10	50	0,35

Além dos parâmetros para simulação do comportamento do solo deve-se introduzir no programa os parâmetros referentes às características das estacas do cais. Estes são: E (módulo de Young); A (área da seção); I (momento de inércia); w (peso /m); ν (coeficiente de Poisson); N_p (carga normal de ruptura da estaca); M_p (momento de ruptura da estaca).

As tabelas 6.8 e 6.9 resumem os valores obtidos para os parâmetros das estacas de concreto e de aço, anteriormente apresentadas na Figura 6.3.

Tabela 6.8 – Parâmetros estaca de concreto

ESTACA DE CONCRETO	
$E(\text{kPa})$	$2,1 \times 10^7$
$A(\text{m}^2)$	0,636
$I(\text{m}^4)$	0,0322
$N_p(\text{kN})$	9500
$M_p(\text{kNm})$	1556
ν	0,2
$w(\text{kN/m})$	15,9

Tabela 6.9 – Parâmetros estaca de aço

ESTACA DE AÇO	
E(kPa)	21×10^7
A(m ²)	0,0159
I(m ⁴)	$1,055 \times 10^{-3}$
Np(kN)	5480
Mp(kNm)	1338
ν	0,2
w(kN/m)	1,25

Os valores apresentados nas tabelas 6.8 e 6.9 são divididos pelo espaçamento longitudinal de cada estaca, as estacas de concreto estão espaçadas a cada 7,5m e as estacas de aço a cada 4,4m, conforme observa-se na Figura 6.1.

6.3.1. Resultados obtidos pelo Plaxis 2D

Na Figura 6.11 é observado o modelo executados no Plaxis 2D para obtenção dos fatores de segurança da obra com a consideração do estaqueamento apresentado. Os parâmetros adotados estão resumidos nas tabela 6.7 a 6.7.

A Figura 6.12 apresenta a deformada do solo e estrutura após a ruptura. Conforme já observado no Método do Equilíbrio Limite, a superfície de ruptura ocorre na primeira camada de argila, Argila 1.

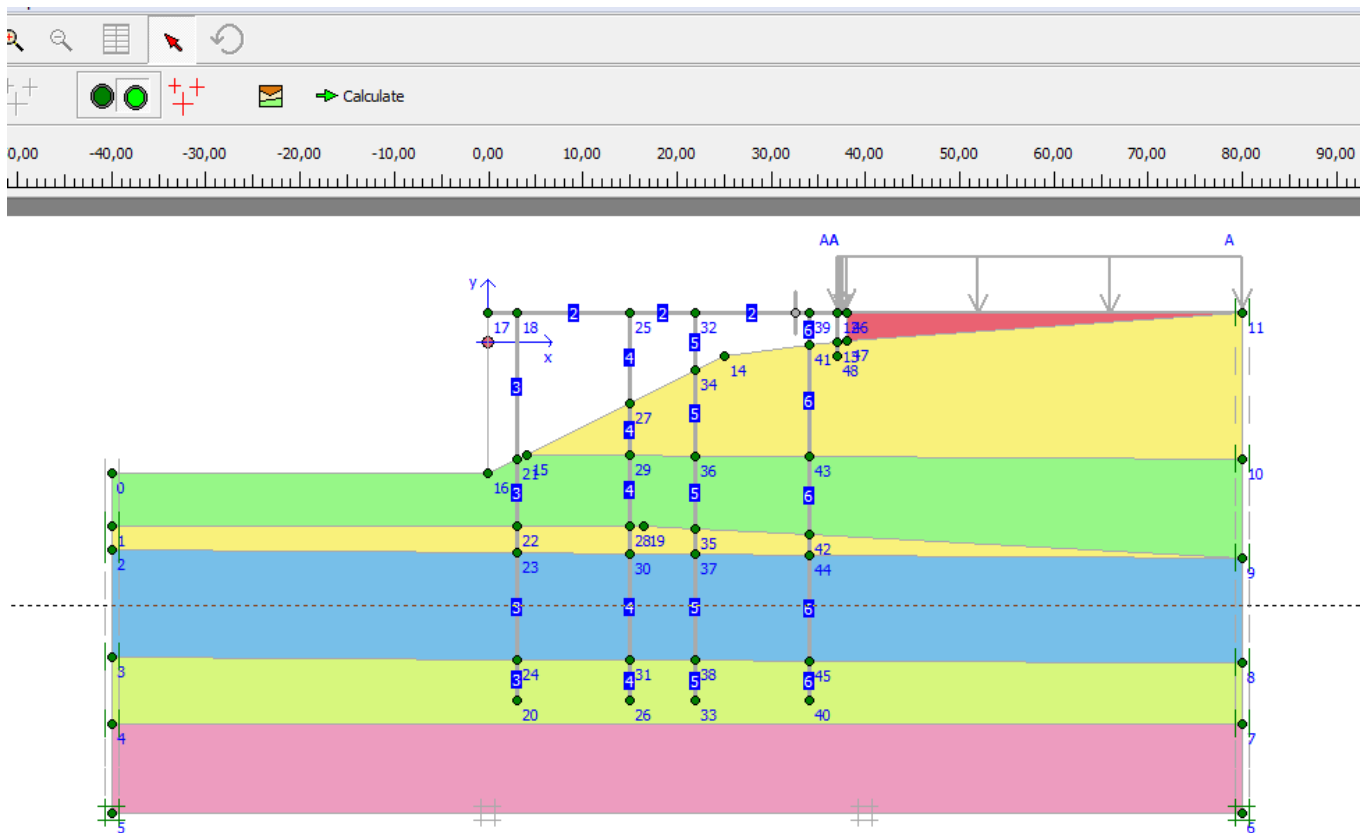


Figura 6.11 – Plataforma com superfície de ruptura

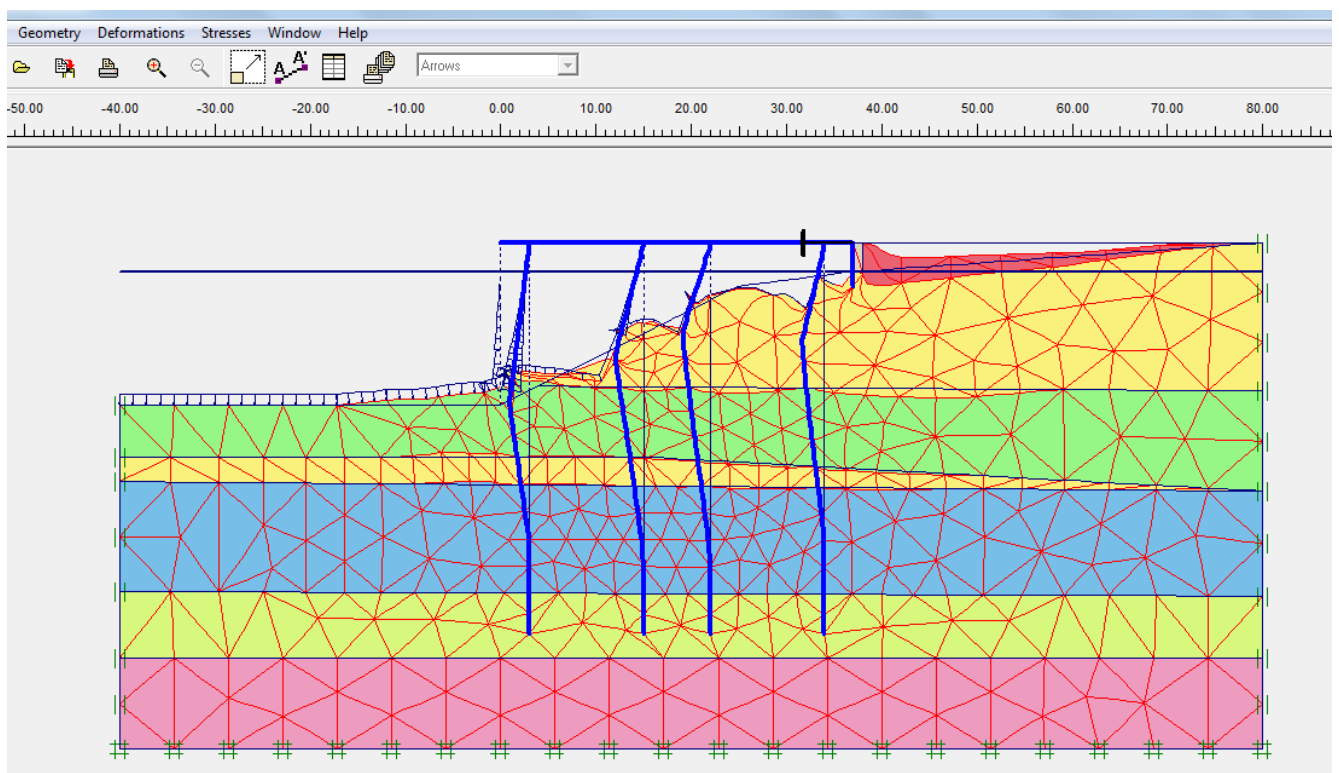


Figura 6.12 – Deformada na ruptura

Os valores obtidos para o fator de segurança global da obra se encontram resumidos na tabela 6.10 e 6.11, respectivamente sem e com sobrecarga.

SEM SOBRECARGA	
FS original	1,354
FS final	2,064
acrécimo (%)	52,44

Tabela 6.10 – FS sem sobrecarga

COM SOBRECARGA	
FS original	1,245
FS final	1,884
acrécimo (%)	51,33

Tabela 6.11 – FS com sobrecarga

Conforme observado nas tabelas 6.10 e 6.11, o acréscimo devido a presença do estaqueamento foi da ordem de 50%, um valor significativo e maior do que o acréscimo obtido com a utilização do Método do Equilíbrio Limite.

O aumento do acréscimo no fator de segurança na presença de estacas, de 25% no Método do Equilíbrio Limite para 50% no Método dos Elementos Finitos, pode ser explicado devido às tensões resistentes do solo, no caso da 1ª e da 4ª linha de estaqueamento, ser o valor limitante.

No caso onde a ruptura da estaca é o valor limite, o modelo em Elementos Finitos simula corretamente a contribuição do estaqueamento. Porém quando a tensão no solo é o fator limitante, o modelo em Elementos Finitos em duas dimensões não simula adequadamente a resistência devido ao solo escoando entre o estaqueamento e por isso um modelo em três dimensões se mostra mais adequado nestas condições.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1. Conclusões

Este trabalho teve como objetivo analisar a contribuição do estaqueamento de plataformas portuárias para o aumento do fator de segurança de taludes. O estudo foi feito com a utilização de dois métodos distintos, o Método do Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos.

O primeiro método é amplamente adotado na Engenharia Geotécnica e, apesar de algumas limitações, atende às necessidades práticas. No caso específico deste trabalho, o método também atende às expectativas, embora a análise da contribuição das estacas no fator de segurança da obra não seja prática usual de projeto. O segundo método, apesar de bem estabelecido em diversas áreas da engenharia, na Geotecnia ainda não é comumente usado na análise de taludes, apesar de se apresentar como uma alternativa aos métodos usuais. Ele permite incluir elementos estruturais, como estacas, na avaliação do comportamento de taludes.

Com base num mesmo caso de referência, este estudo mostrou que, apesar da utilização de métodos distintos de análise, os resultados foram muito similares. Em ambos os casos o acréscimo ao fator de segurança do talude devido à consideração do estaqueamento para o caso base foi da ordem de 20%.

A proximidade dos resultados sugere que a utilização de solução 2D do Método dos Elementos Finitos para este problema, é possível. Entretanto deve-se ter em mente que o problema é 3D, e que a solução 2D não modela corretamente a resistência passiva do solo às estacas; a resistência estrutural das estacas é corretamente modelada.

O estudo paramétrico executado apresenta acréscimos ao fator de segurança, com a concordância do Método de Equilíbrio Limite e do Método dos Elementos Finitos, na avaliação devida à densidade de estacas. Aparentemente a concordância se deu porque a ruptura ocorreu no elemento de estaca.

Este estudo também avaliou o aumento no fator de segurança pela contribuição do estaqueamento com variações de parâmetros do solo e declividades do talude. Mesmo nas análises que apresentaram as menores contribuições, estas foram em torno dos 10%.

Assim, fica evidente a importância que pode ter uma análise de estabilidade levando em conta a contribuição das estacas como uma alternativa no aumento do fator de segurança da obra. Seria uma alternativa em relação a modificações do projeto, muitas vezes para uma opção mais custosa.

Para a análise da contribuição do estaqueamento também foi escolhido um caso de obra, o cais ERG2 localizado no Rio Grande do Sul. Neste estudo, a consideração do estaqueamento do cais gerou um aumento no fator de segurança de aproximadamente 25%, passando o fator de segurança que se encontrava no limite do aceitável - com monitoramento - para um fator de segurança mais confortável, de 1,5. Para este mesmo caso, no modelo de Elementos Finitos o acréscimo devido ao estaqueamento foi de 50%, aparentemente nesta análise para duas linhas de estacas o valor limitante de ruptura não foi a resistência estrutural das estacas, e por isso o acréscimo obtido pelo Método dos Elementos Finitos se apresentou da ordem de duas vezes maior ao obtido pelo Método do Equilíbrio Limite.

As diversas análises apresentadas demonstraram que a contribuição do estaqueamento pode ser proveitosa para obra, podendo minimizar medidas com custos elevados. Porém a avaliação das forças resistentes devidas às estacas ainda é um assunto sujeito a discussões, com grandes variações dependendo de cada autor. Assim, se torna necessária mais pesquisa no que diz respeito aos mecanismos da contribuição do estaqueamento para a estabilidade do talude, para que esta avaliação se torne mais comumente usada durante a fase de projeto.

7.2. Sugestões para pesquisas futuras

Tendo em vista os pontos expostos anteriormente, são sugeridos alguns tópicos para trabalhos futuros:

Execução de modelagem 3D pelo Método dos Elementos Finitos de maneira a melhor avaliar as superfícies críticas e a contribuição tri-dimensional do estaqueamento.

Modelo reduzido de laboratório para obtenção de maiores dados relativos à distribuição e magnitude das forças resistentes pela presença de estacas em taludes.

Estudos utilizando o Método do Equilíbrio Limite com a avaliação das tensões do solo sobre as estacas por diferentes autores.

Execução de modelagem numérica utilizando diferentes modelos de cálculo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANG, ENG-C., 2005, *Numerical Investigation of Load Transfer Mechanism in Slopes Reinforced with Piles*, Tese de Doutorado, University of Missouri – Columbia.

ZALKASAWNEH, W., MALKAWI, A.I.H., et al, 2008, *A comparative study of various commercially available programs in slope stability analysis*, Computers and Geotechnics, Vol. 35, pp. 428-435.

ALVES, M.C.M., 1982, *Estudo de valas escoradas por Equilíbrio-Limite e pelo Método dos Elementos Finitos*, Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro;

AUSILIO, E., CONTE, E., DENTE, G., 2001, *Stability analysis of slopes reinforced with piles*, Computer and Geotechnics, Vol. 28, pp. 591-611.

BISHOP, A.W., 1955, *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*, Geotechnique, Vol.5, pp.7-17.

BOWLES, J. E., 1996, *Foundation analysis and design 5th edition*, The MacGraw-Hill Companies, New York.

Broms, B. B., 1964, *Lateral resistance of piles in cohesive soil*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, SM 2, pp. 27-63.

DE AGUIAR, M.F.P., 2008, *Estudo da estabilidade de um colúvio na serra do mar por elementos finitos*, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

DE BEER, E.E., and M. WALLAYS (1970), *Stabilization of a slope in schists by means of bored piles reinforced with steel beams*, Proceedings of the 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, Vol. 3, pp. 361-369.

DE CAMPOS, T. M. P., 1985, *Análise de Estabilidade: Métodos, Parâmetros e Pressões Neutras*, Relatório Técnico, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro.

DUNCAN, J. M., 1996, *State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes*, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, pp. 577-596

FUJII, J., 1976, "Método dos Elementos Finitos aplicado ao problema de escavações", Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro.

FUKUOKA, M., 1977, *The effects of horizontal loads on piles due to Landslides*, In: Proceedings of 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, pp. 27-42.

GRIFFITHS, D.V., LANE, P.A., 1999, *Slope stability analysis by finite elements*, Geotechnique, vol. 49, No 3, pp. 387-403.

HANSEN, J.B., LUNDGREN, H., 1960, *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Springer-Verlag, Berlim.

HASSIOTIS, S., J.L. CHAMEAU, and M. GUNARATNE (1997), *Design method for stabilization of slopes with piles*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 4, pp. 314-323.

HULL, T.S., LEE, C.Y., e H.G. POULOS, 1991, *Mechanics of pile reinforcement for unstable slope*, Research report submitted to National Technical Information Service, U.S. Department of Commerce, Report No. R-636.

ITO T., MATSUI, T., 1975, *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles*, Soils Foundation vol.15, No.4, pp. 43-59.

KAHYAOGLU, M.R., IMANÇLI, G., e OZDEN, G., 2009, *Determination os lateral loads on slope stabilizing piles*, Pamukkale University Journal of engeneering Sciences, vol 15, No 2.

LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V., 1969, *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York.

LEE, C.Y., T.S. HULL, e H.G. POULOS, 1995, *Simplified pile-slope stability analysis*, Computers and Geotechnics, Vol. 17, pp. 1-16.

LI, X., PEI, X., et al, 2012, *Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis*, Acta Geotechnica, vol. 7, pp.253-259.

LOEHR, J.E., E.C. ANG, J.R.. PARRA, and J.J BOWDERS, 2004, *Design methodology for stabilizing slopes using recycled plastic reinforcement*, Proceedings of Geo-Trans 2004: Geotechnical Engineering for Transportation Projects, M.K. Yegian and E. Kavazanjian, Editors, ASCE, GSP 126, Vol. 1, pp.723-731.

LOEHR, J. E., BOWDERS, J. J., 2007, *Slope Stabilization Using Recycled Plastic Pins – Phase III*, Organizational Results Research Report, University of Missouri – Columbia.

LOPES, F.R., 1974, *Análise do controle da água em escavações pelo método dos elementos finitos*, Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

LOPES, F. R., Métodos Numéricos em Geotecnia. Notas de Apoio às Aulas, COPPE/ UFRJ, 2003;

MASON, J., 1981, *Obras Portuárias*, Campus Ed.Ltda, Rio de Janeiro.

Norma Brasileira ABNT NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – 2004

Norma Brasileira ABNT NBR9782 – Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais – Procedimento - 1987

Norma Brasileira ABNT NBR6122 – Projeto e execução de fundações – 2010

Norma Brasileira ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

PARRA, J.R., 2004, *Evaluation of uncertainties in the resistance provided by slender reinforcement for slope stabilization*, Dissertação de Mestrado, University of Missouri – Columbia.

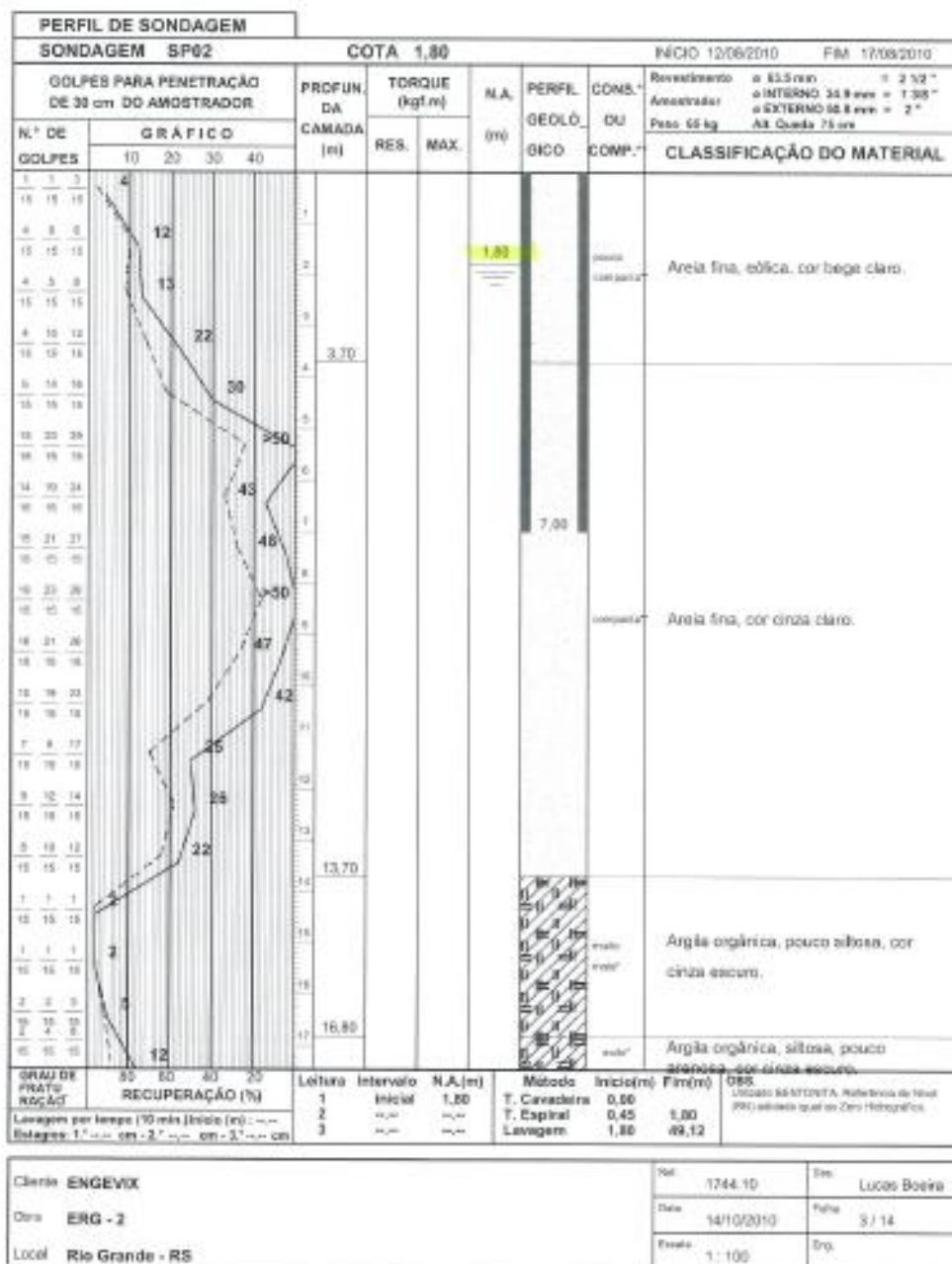
POULOS, H.G., 1995, *Design of reinforcing piles to increase slope stability*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.32, pp 808-818.

SPENCER, E., 1967, *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*, Geotechnique, vol. 17, pp. 11-26.

TSCHEBOTARIOFF, G.P., 1951, *Soil Mechanics, Foundation an Earth Struuctures*, The MacGraw-Hill Companies, New York.

WEI, W.B. e CHENG, Y.M., 2009, *Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles*, Computer and Geotechnics, Vol 36, pp. 1179-1185.

ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM



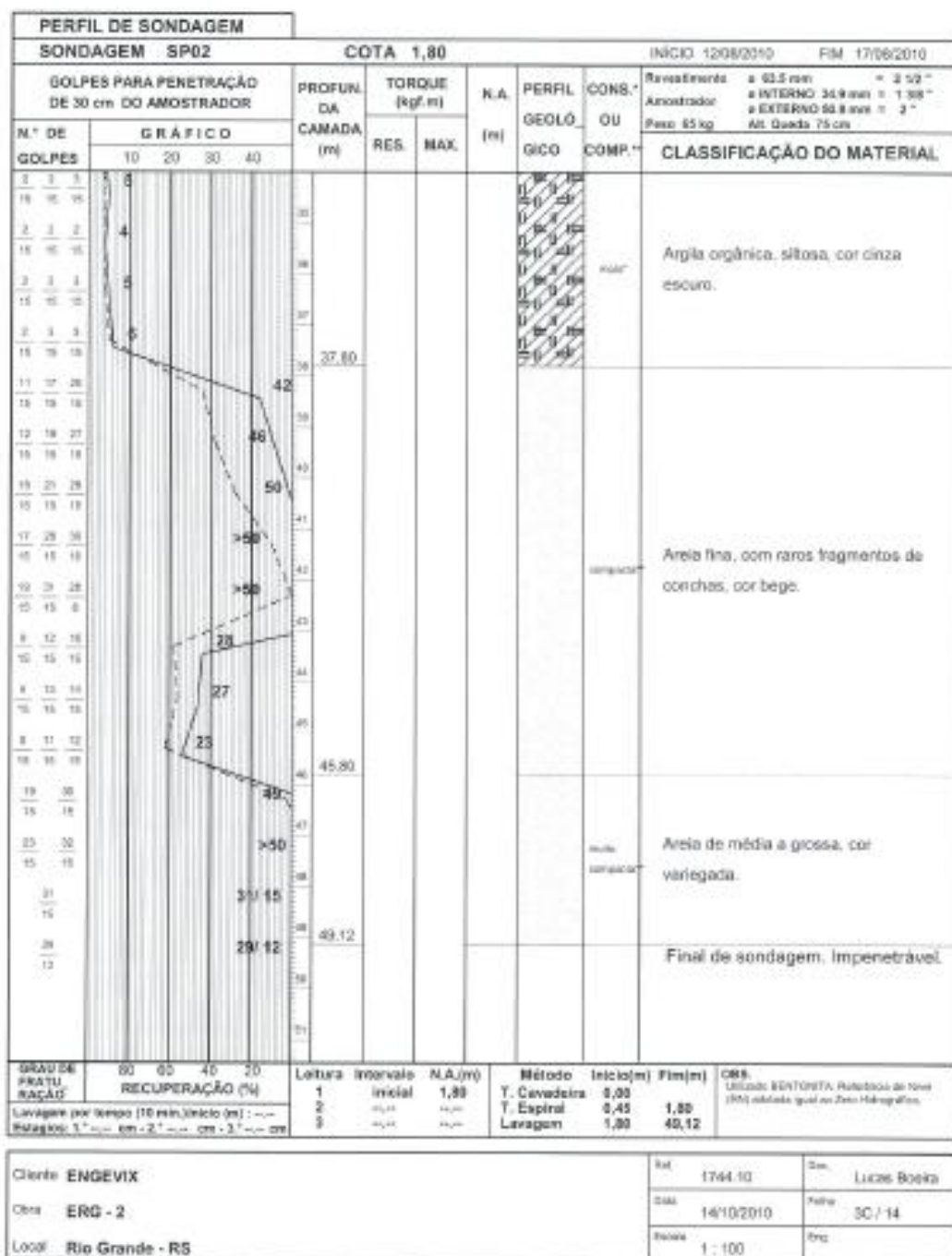
Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.8055 - estausul@estausul.com.br - CEP: 91039-460 - POA - RS

Av. Ernani do Amaral Peixoto nº 455, sala 402
Centro, Niterói - RJ; CEP: 24.005-900
rio@interport.com.br

Tel.: +55(21) 2705-4681
Fax: +55(21) 2618-2981
Site: www.riointerport.com.br

Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.6055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91035-480 - POA - RS

Tel.: +55(21) 2705-4681
Fax.: +55(21) 2628-2981
site: www.rioairport.com.br



Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estaxul@estaxul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS

Av. Ernani do Amaral Peixoto nº 455, sala 402
Centro, Niterói - RJ; CEP: 24.005-900
riointerportopenlink.com.br

Tel.: +55(21) 2705-4681
Fax: +55(21) 2608-2981
site: www.riointerport.com.br

PERFIL DE SONDAGEM					COTA 0,00		INÍCIO 19/08/2010		FIM 23/09/2010		
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS. OU COMP.	Revelamento Amostrador Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				RES.	MAX.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
	10	20	30	40							
1					1			0,05			Água
2					2						
3					3						
4					4						
5					5						
6					6						
7					7						
8					8						
9					9						
10					10						
11					11						
12					12						
13					13						
14					14						
15					15						
16					16						
17					17						
18					18						
19					19						
20					20						
21					21						
22					22						
23					23						
24					24						
25					25						
26					26						
27					27						
28					28						
29					29						
30					30						
31					31						
32					32						
33					33						
34					34						
35					35						
36					36						
37					37						
38					38						
39					39						
40					40						
41					41						
42					42						
43					43						
44					44						
45					45						
46					46						
47					47						
48					48						
49					49						
50					50						
51					51						
52					52						
53					53						
54					54						
55					55						
56					56						
57					57						
58					58						
59					59						
60					60						
61					61						
62					62						
63					63						
64					64						
65					65						
66					66						
67					67						
68					68						
69					69						
70					70						
71					71						
72					72						
73					73						
74					74						
75					75						
76					76						
77					77						
78					78						
79					79						
80					80						
81					81						
82					82						
83					83						
84					84						
85					85						
86					86						
87					87						
88					88						
89					89						
90					90						
91					91						
92					92						
93					93						
94					94						
95					95						
96					96						
97					97						
98					98						
99					99						
100					100						
101					101						
102					102						
103					103						
104					104						
105					105						
106					106						
107					107						
108					108						
109					109						
110					110						
111					111						
112					112						
113					113						
114					114						
115					115						
116					116						
117					117						
118					118						
119					119						
120					120						
121					121						
122					122						
123					123						
124					124						
125					125						
126					126						
127					127						
128					128						
129					129						
130					130						
131					131						
132					132						
133					133						
134					134						
135					135						
136					136						
137					137						
138					138						
139					139						
140					140						
141					141						
142					142						
143					143						
144					144						
145					145						
146					146						
147					147						
148					148						
149					149						
150					150						
151					151						
152					152						
153					153						
154					154						
155					155						
156					156						
157					157						
158					158						
159					159						
160					160						
161					161						
162					162						
163					163						
164					164						
165					165						
166					166						
167					167						
168					168						
169					169						
170					170						
171					171						
172					172						
173					173						
174					174						
175					175						
176					176						
177					177						
178					178						
179					179						
180					180						
181					181						
182					182						
183					183						
184					184						
185					185						
186					186						
187					187						
188					188						
189					189						
190					190						
191					191						
192					192						
193					193						
194					194						
195					195						
196					196						
197					197						
198					198						
199					199						
200					200						
201					201						
202					202						
203					203						
204					204						
205											

PERFIL DE SONDAGEM																		
SONDAGEM SP06					COTA 0,00		INÍCIO 15/05/2010		FIM 23/05/2010									
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUND. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS. OU COMP. 14	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL							
N.º DE GOLPES	GRÁFICO					RES.	MAX.											
	10	20	30	40														
6 1 2 15 10 15 2 1 1 15 10 15 2 2 1 15 10 15 2 1 1 15 10 15 5 8 10 10 12 12 8 14 16 10 12 16 8 13 16 10 13 16 1 3 3 10 15 15 1 3 3 10 15 15 2 3 3 15 10 15 2 4 3 15 10 15 1 2 8 15 10 15 2 4 6 15 10 15 3 4 1 15 10 15 3 3 1 15 10 15 2 3 1 15 10 15 2 3 1 15 10 15					18 20,88 23,78													
					</													

Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0855 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-400 - POA - RS

Av. Ernani do Amaral Peixoto nº 455, sala 402
 Centro, Niterói - RJ, CEP: 24.005-900
riointer@openlink.com.br

Tel.: +55(21) 2705-4681
 Fax.: +55(21) 2648-2981
[site: www.riointerport.com.br](http://www.riointerport.com.br)

