

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUANA RAQUEL JUVINO DA SILVA

**ESTUDO DE CASO DE RUPTURA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO:
OPÇÕES GEOTÉCNICAS PARA RECONSTRUÇÃO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2015

LUANA RAQUEL JUVINO DA SILVA

**ESTUDO DE CASO DE RUPTURA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO:
OPÇÕES GEOTÉCNICAS PARA RECONSTRUÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Petrônio Rodrigo Mello Montezuma.

Coorientador: Prof. Dr. Leandro Waidemam

CAMPO MOURÃO

2015



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação
Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

ESTUDO DE CASO DE RUPTURA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO: OPÇÕES GEOTÉCNICAS PARA RECONSTRUÇÃO

por

Luana Raquel Juvino da Silva

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:00 horas do dia 22 de Junho de 2015 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Me. Sérgio Roberto O. Q. Braga
(UTFPR)

Prof. Me. Ângelo Giovanni B. Corelhano
(UTFPR)

Prof. Dr. Leandro Waidemam
(UTFPR)
Coorientador

Prof. Dr. Petrônio R. M. Montezuma
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr. Marcelo Guelbert

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

Dedicatória:

Aos meus pais, que sempre dedicaram suas vidas e esforços em prol da minha criação e educação.

AGRADECIMENTOS

O término dessa etapa em minha vida é marcado pela realização de um sonho, que foi idealizado em primeiro lugar no coração de Deus. À Ele agradeço por ter me dado a oportunidade de concluir essa caminhada, pela coragem de enfrentar o desafio, pela fé a cada adversidade encontrada, por renovar minhas forças ao sentir saudades de casa, e pela honra de concluir essa fase graças à contribuição de pessoas especiais em minha vida. A Ele seja dada toda honra, glória e louvor.

Aos meus pais, Luiz e Rivanda, por serem meus primeiros mentores e maiores incentivadores, por terem me criado à luz da palavra de Deus e me ensinado princípios que me guiam até hoje, por me apoiarem em cada decisão difícil, e por acreditarem em mim quando nem eu mesma acredito. Pai, obrigada por todo esforço despendido para me deixar a única herança que ninguém pode tirar de mim: a educação; e por me ensinar a amar a engenharia desde pequena. Mãe, obrigada por ser meu maior exemplo de amor e dedicação, e por sempre me sustentar com suas orações. Amo muito vocês, e não seria quem sou se não fosse por vocês.

À minha família do coração (Luciene, Silas, Raquel, Gabriel e Rebeca) que foram os primeiros a me adotarem nessa jornada. Obrigada por terem mais que me fornecido um lar, mas por terem vivido esse sonho comigo e, principalmente, por terem sido mentores espirituais. Sem o apoio de vocês lá no início, o hoje não seria o mesmo.

À Valriane por vencer comigo as dificuldades ao chegar em Campo Mourão, por ter me aguentado por quatro anos e por ter me dado força em cada momento que precisei. Aos queridos, Fernando e Marcos, por compartilharem da loucura de comprar um cachorro (Chapisco) e mudar de casa no último ano de faculdade, por viverem intensamente cada momento dessa decisão, por me aconselharem em cada detalhe nessa fase final. À Marina, por ter entrado nessa loucura, mesmo que por poucos meses, e aguentado minhas ansiedades e nervosismos. Vocês quatro formaram meu lar aqui, foram família nos momentos bons e ruins, lutaram e venceram comigo. Obrigada por viverem tudo isso ao meu lado!

À Fernanda, por tão singular amizade, por me conhecer tão bem e por sempre “me desconectar” quando a vida não dá folga, por todo cuidado e carinho, e em especial, obrigada por todo o tempo desprendido para me auxiliar na elaboração deste trabalho, sua ajuda (Co) foi essencial. À Letícia, amiga-irmã, por confiar em mim e sempre topar um novo desafio de trabalho ao meu lado, por ser besta comigo

e ter as ideias mais idiotas, e depois, ao perceber isso, morrer de rir. Meninas, vocês foram um presente de Deus na minha vida!

Aos queridos Ana, Caroline, Paulo, Othon e Vanessa, obrigada por serem mais que veteranos, mas por me aceitarem na turma e se tornarem amigos para todas as horas. À Herily, por sempre me ouvir e me mostrar o quão longe posso ir. Ao Jullian, por ser esse amigo chato que dá trabalho, mas também fiel e companheiro. Ao lado de vocês enfrentei as maiores dificuldades da vida acadêmica, mas também foi com vocês que comemorei cada vitória. Obrigada por terem estado comigo em cada momento, vocês são os melhores.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Petrônio R. M. Montezuma, por todo empenho e dedicação empregados na elaboração deste trabalho, e por todo o esforço para garantir desde já meus próximos passos na vida acadêmica e profissional, se tornando assim um grande mentor. Obrigada por cada conselho e “puxão de orelha”. E ao Prof. Dr. Leandro Waidemam, não só por seus ensinamentos durante toda a graduação, mas também pela ajuda burocrática prestada para a entrega deste trabalho.

Aos professores da DACOC – Departamento Acadêmico de Construção Civil – da UTFPR – CM por seus ensinamentos e por compartilharem suas valiosas experiências, que certamente farão a diferença em minha vida profissional.

Aos colegas do CAEC – Centro Acadêmico de Engenharia Civil – pela oportunidade de trabalhar com vocês e por terem partilhado do sonho de “construir a universidade que queríamos”. Gestão 2012 (Chapa em Construção) e 2013 (Chapa Estruturando) foi um prazer construir esse legado com vocês.

À AEISEC por me oferecer tamanhas oportunidades de desenvolvimento. Aos meus líderes, liderados e a todos que fizeram parte da minha carreira nessa organização. Ao EB Endeavor, obrigada pelo ano de muitas lutas, mas também de muitas conquistas e conhecimento, vocês fizeram e fazem a diferença na minha vida. E em especial, ao Marini, por me apresentar essa organização e me ensinar ama-la, por plantar em mim o “Hey Aiesec”, por confiar e apostar no meu trabalho, por ter sido líder e mentor; e por hoje ser um alumini que “causa” comigo, colega de turma para os estudos, e um amigo fiel que levarei para a vida toda!

Ao melhor time universitário de futsal feminino, obrigada por cada jogo, cada treino, e é claro, por cada medalha!

E por fim, agradeço a todos amigos e familiares, e a todos que de alguma forma fizeram parte desta trajetória, que incentivaram e acreditaram em mim, vocês foram primordiais.

“Se não for o Senhor o construtor da casa, será inútil trabalhar na construção”. (Salmos 127.1a)

“Unless the Lord builds the house, its builders labor in vain”. (Psalm 127.1a)

RESUMO

SILVA, Luana R. J. **ESTUDO DE CASO DE RUPTURA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO: OPÇÕES GEOTÉCNICAS PARA RECONSTRUÇÃO** 2015. 90 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Campo Mourão. Campo Mourão, 2015.

A constante ocorrência de escorregamentos de massa de solo em taludes e as consequências geradas por essa problemática, contribuíram para que se intensificasse o estudo das causas de instabilidade e suas formas de contenção e/ou reforço ao longo dos anos. No Brasil, uma grande parte dos casos de instabilidade se dá em taludes rodoviários, o que acarreta diversos prejuízos tanto para os usuários como para a sociedade. O presente trabalho tem por objetivo analisar as possíveis soluções para o caso de instabilidade de um talude rodoviário, situado no município de Queluz no Estado de São Paulo. Por meio do Software Slide foram realizadas as análises de instabilidade, antes e após a simulação de reforço e troca de solo, de acordo com os consagrados métodos propostos por Fellenius, Bishop e Spencer. Para a realização das análises, e a consequente obtenção dos fatores de segurança, foram variados os parâmetros de nível de água e sobrecarga. Após todas as verificações constatou-se que a troca de solo é a técnica mais aconselhada para o estudo em questão, por apresentar maior eficiência devido aos altos valores de fator de segurança gerados.

Palavras-chave: Talude. Instabilidade. Reforço. Tirante. Troca de Solo.

ABSTRACT

SILVA, Luana R. J. RUPTURE STUDY CASE OF A HIGHWAY EMBANKMENT: GEOTECHNICAL OPTIONS FOR RECONSTRUCTION 2015. 90 p. Final Paper of Graduation (Bachelor of Civil Engineering). Paraná's Federal Technological University – Campus Campo Mourão. Campo Mourão, 2015.

The constant landslides of embankments and the consequences of it, contributed to the intensification the study of the cause of instability and contention methods and/or reinforcement over the years. In Brazil, a great amount of the cases occurs in road embankment, which results in many damages to both users and society. The objective of this work is to analyze the possible solutions to the instability case of a road embankment, located at the city of Queluz, São Paulo State. The instability analysis were done using the Software Slide, before and after the simulation of reinforcement and change of soil, according to the consecrated methods proposed by Fellenius, Bishop and Spencer. To make the analysis, and by consequence obtain the safety factors, the water level and the overload parameters were changed. After all verifications it was found that the soil change is the most advised option technic to the case, because it presents more efficiency due to the highest values of the safety factors generated.

Key-words: Embankment. Instability. Reinforcement. Rod. Soil Change.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Terminologia usualmente adotada em uma encosta.....	19
Figura 2: Decomposição da força P. Fonte: Pereira (2013).	20
Figura 3: Geometria do escorregamento.....	24
Figura 4: Talude Infinito: forças atuantes em sua fatia genérica.	28
Figura 5: Método das Fatias.....	29
Figura 6: Esforços na fatia n (Método de Fellenius).	30
Figura 7: Esforços e polígono de forças (Método de Fellenius).	30
Figura 8: Planilha para o Método Bishop.	33
Figura 9: Perfil circular para Método de Spencer.	34
Figura 10: Esforços da fatia (Método de Spencer).	35
Figura 11: Equilíbrio de forças (Método de Spencer).	35
Figura 12: Convergência do Método de Spencer.	36
Figura 13: Esforços na fatia (Método de Janbu generalizado).	37
Figura 14: Esforços na fatia n (Método Morgenstern e Price).	38
Figura 15: Distribuição de forças entre fatias usadas por Morgenstern e Price.	39
Figura 16: Influência de no valor do Fator de Segurança.....	42
Figura 17: a) Elemento de Solo sem reforço; b) Elemento de Solo com reforço.....	44
Figura 18: Detalhes de um tirante.	45
Figura 19: Sequência Executiva do Método de Substituição de Solos.....	47
Figura 20: Remoção Total de Solo Mole da Fundação.	48
Figura 21: Remoção Parcial de Solo Mole da Fundação.	48
Figura 22: Ruptura do Talude.....	51
Figura 23: Nível de água registrado na véspera do escorregamento.....	52
Figura 24: Modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original.....	53
Figura 25: Representação gráfica da modelagem do perfil transversal do talude.....	54
Figura 26: Seção transversal do talude após a aplicação de tirantes de 15mm e com inclinação de 20°.	56

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius...	58
Gráfico 2: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.....	59
Gráfico 3: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer....	59
Gráfico 4: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.....	60
Gráfico 5: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.....	61
Gráfico 6: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.....	61
Gráfico 7: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.....	62
Gráfico 8: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.....	62
Gráfico 9: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.....	63
Gráfico 10: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.....	63
Gráfico 11: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.....	64
Gráfico 12: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.....	64
Gráfico 13: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.....	65
Gráfico 14: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.....	65
Gráfico 15: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.....	66
Gráfico 16: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.....	66
Gráfico 17: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.....	67

Gráfico 18: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.....	67
Gráfico 19: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.....	68
Gráfico 20: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.....	68
Gráfico 21: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.....	69
Gráfico 22: Camada “A” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius.	70
Gráfico 23: Camada “A” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.....	70
Gráfico 24: Camada “A” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer. .	71
Gráfico 25: Camada “B” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius.	71
Gráfico 26: Camada “B” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.....	72
Gráfico 27: Camada “B” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer. .	72

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Fatores de segurança determinísticos e suas respectivas condições de estabilidade do talude.	25
Quadro 2: Características dos Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.	27
Quadro 3: Resumo dos Métodos de Análise de estabilidade de taludes em solo.	43
Quadro 4: Parâmetros geotécnicos adotados.	53
Quadro 5: Propriedades mecânicas e geométricas dos tirantes.	55
Quadro 6: Estados de compacidade e de consistência.....	80
Quadro 7: Peso específico de solos argilosos.....	81
Quadro 8: Peso específico de solos arenosos.	81
Quadro 9: FS - Solo Natural com variação simultânea de NA e SC.....	83
Quadro 10: FS - Método Fellenius para caga de ruptura de 19t.	84
Quadro 11: FS - Método Fellenius para caga de ruptura de 84tf	85
Quadro 12: FS - Método Fellenius para caga de ruptura de 107tf	85
Quadro 13: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 19tf.	86
Quadro 14: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 84tf.	86
Quadro 15: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 107tf	87
Quadro 16: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 19tf	87
Quadro 17: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 84tf	88
Quadro 18: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 107tf	88
Quadro 19: FS - Troca de Solo pela camada "A".	89
Quadro 20: FS - Troca de Solo pela camada "B".	90

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO GERAL.....	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
3 JUSTIFICATIVAS	18
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
4.1 TALUDES	19
4.2 TIPOS E CAUSAS DE INSTABILIDADE EM TALUDES	21
4.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES	22
4.3.1 Equilíbrio Limite.....	23
4.3.2 Fator de Segurança (F_s).....	24
4.3.3 Superfície de Ruptura.....	25
4.4 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES...26	
4.4.1 Superfícies Planas	27
4.4.2 Superfícies Circulares	29
4.4.3 Superfícies Quaisquer	37
4.5 REFORÇOS DE SOLOS	44
4.6 TROCA DE SOLOS	46
4.7 SOFTWARE SLIDE	48
5 METODOLOGIA	50
5.1 ESTUDO DE CASO	50
5.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO.....	52
5.3 DADOS BÁSICOS PARA A ANÁLISE.....	53
5.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	54
5.5 SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO	55
5.5.1 Cortina Atirantada	55
5.5.2 Troca de Solo.....	56
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	58
6.1 SOLO NATURAL	58
6.2 REFORÇO DE SOLO	60
6.3 TROCA DE SOLO	69

7 CONCLUSÕES	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	76
ANEXO A	80
ANEXO B	83
ANEXO C	84
ANEXO D	89

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma extensa malha de rodovias, o que contribuiu consideravelmente para o desenvolvimento histórico e econômico do país. Os mais de 62 mil quilômetros de vias federais pavimentadas mostram, em especial, os avanços alcançados na década de 70, momento em que o país direcionou seus investimentos para esse modal. Contudo, em meados dos anos 90 esses investimentos chegaram ao seu ponto mais baixo, como resultado de sua gradativa diminuição ao longo desses anos, e com isso a qualidade da malha foi comprometida em face à necessidade do setor e da expansão da economia nacional. Mesmo diante disto o transporte rodoviário brasileiro ainda possui significativa importância, uma vez que responde por mais de 58% do volume de movimentação nacional de cargas, e 48% do transporte interestadual de passageiros (PPA, 2012-2015).

Visto tamanha a importância da malha rodoviária brasileira, percebe-se a necessidade de garantir as condições permanentes de trafegabilidade, segurança e conforto aos usuários das rodovias, por meio da manutenção e recuperação das vias. Apesar disso, por diversas vezes, a forma de implantação e operação dessas vias acabou gerando sérios impactos negativos ao meio ambiente, aos usuários e ao Estado. Dentre esses passivos ambientais, destacam-se, principalmente, os processos de instabilidade de taludes, abrangendo os movimentos gravitacionais de massa e as erosões. A ocorrência desses processos pode se dar devido à escassez de estudos geológicos e geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos e/ou ausência de manutenção (MATTOS, 2009).

Desta forma, importantes rodovias brasileiras apresentam muitos taludes afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes, e os custos de recuperação têm sido expressivamente altos. Dyminski (2010) classifica esses custos em diretos e indiretos. Sendo os diretos correspondentes ao reparo de danos, relocação de estruturas e manutenção de obras e instalações de contenção. E os indiretos, ainda maiores, correspondentes à perda de produtividades industrial, agrícola e florestal; perda do potencial turístico devido aos danos locais e interrupção de sistemas de transporte; perda de valor de propriedades, bem como

impostos relacionados a eles; perda de vidas humanas, invalidez física e/ou trauma psicológico de moradores de locais afetados por deslizamentos de massa de solo.

Diante dessa problemática causada por escorregamento de massas de solos, têm-se a necessidade do estudo da análise de estabilidade de taludes (AET). Essa análise envolve a obtenção de um fator de segurança (FS), que representa o quão distante da ruptura está a massa de solo. Marangon (2009) propõe que antes dessa análise de estabilidade seja realizado um estudo tratando das causas que podem levar a esses deslizamentos. Isso porque essas causas são complexas por possuírem uma infinidade de fatores de que se associam e entrelaçam. O conhecimento adequado destas causas permite a melhor escolha do critério de solução a ser empregado.

Como solução para essa problemática surgiram diversos métodos de estabilização de taludes, que segundo Caputo (1987) os mais utilizados são: diminuição da inclinação do talude; drenagem (superficial e profunda); revestimento do talude; emprego de materiais estabilizantes; muros de arrimo e ancoragens; utilização de bermas; prévia consolidação da fundação, quando constituída por solos compressíveis.

Dentre muitos casos, o talude localizado, em uma das rodovias mais movimentadas do país, na pista sul da Rodovia Presidente Dutra, na cidade de Queluz, no Estado de São Paulo, exemplifica essa ocorrência de instabilidade de massa de solo. A instabilização se deu por conta do pronunciado aumento do nível de água do Rio Claro, que passa pela ponte que se liga à lateral do aterro, e a interdição da pista poderia ser necessária devido à proximidade da crista do talude com a pista (JOLY, 2014).

Assim, o presente estudo trata da análise da estabilidade do talude da Rodovia Presidente Dutra, tendo como possíveis soluções o uso de reforços (tirantes) ou a troca do solo. O software Slide 6.0 foi utilizado para as verificações matemáticas, através dos métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer, para posterior tratamento de dados e obtenção de informações que possam ser úteis neste trabalho e em estudos posteriores.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Estudar as possíveis soluções geotécnicas a serem adotadas para a reconstrução de um talude rodoviário.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar os diferentes valores dos fatores de segurança obtidos a partir das alternativas de reconstrução sugeridas.
- Apontar qual a solução mais adequada do ponto de vista geotécnico a ser utilizada.

3 JUSTIFICATIVAS

O estudo dos processos de instabilidade de taludes e suas formas de contenção tem se tornado cada vez mais relevante, posto que as consequências geradas por escorregamentos de solo são desastrosas. O desflorestamento contínuo, o aumento das taxas de precipitação causadas pelas mudanças de clima e o aumento da urbanização e do desenvolvimento de áreas sujeitas a escorregamentos são os principais motivos dessa ocorrência (DYMINSKI, 2010).

Escorregamentos em taludes rodoviários de corte ou aterro, assim como em encostas naturais adjacentes às rodovias, causam danos e, normalmente, interrupções no tráfego, com grandes prejuízos aos usuários e ao Governo. Quando identificados desde o seu estágio inicial, esses problemas de instabilidade de taludes podem ser solucionados, em sua maioria, mediante simples resoluções econômicas e que contribuem para maior segurança do tráfego rodoviário (IPT, 1991).

O conhecimento prévio da geologia local é importante tanto para estudos preliminares como para indicar a possibilidade de ocorrências que poderão trazer problemas futuros à obra. Assim uma análise mais aprimorada da estabilidade, das sondagens, e dos perfis geológicos e geotécnicos é essencial quando se pretende abordar os aspectos relativos à manutenção, segurança e conservação das rodovias, durante sua vida útil.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 TALUDES

Talude é definido como uma superfície inclinada que delimita um maciço de terra, rocha ou ambos. Pode ser natural, como encostas ou vertentes, ou artificial quando construído pelo homem, como é o caso de cortes e aterros. Os taludes construídos são normalmente mais homogêneos que os naturais, por isso adequam-se melhor às teorias de estabilidade em taludes. (CAPUTO, 1988).

A Figura 1, a seguir, ilustra a composição de um talude, segundo Caputo (1988), e a terminologia comumente empregada para cada parte.

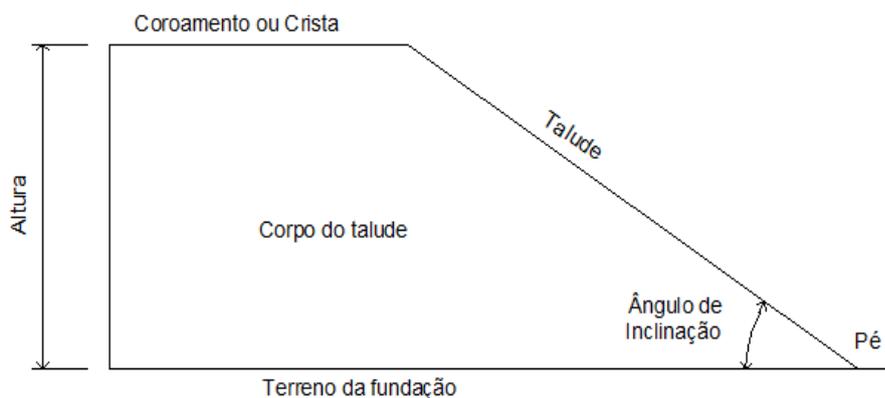


Figura 1: Terminologia usualmente adotada em uma encosta.
Fonte: Adaptado Caputo (1987, P. 379).

Teoricamente, um talude pode ser considerado como sendo uma massa de solo submetida a três campos de força: forças devidas ao peso dos materiais, forças devidas ao escoamento de águas e forças devidas à resistência ao cisalhamento (PEREIRA, 2013).

ABGE (1998 apud Marangon, 2009) explica que a execução de cortes nos maciços pode promover o escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento do solo, ao longo de determinadas superfícies de ruptura. Ou seja, para que haja um equilíbrio-limite as forças que tendem a induzir a ruptura ou movimento devem ser exatamente equilibradas pelas forças resistentes. Exemplificando isso, a Figura 2 demonstra a

decomposição da força P em suas componentes tangencial e normal à força de resistência.

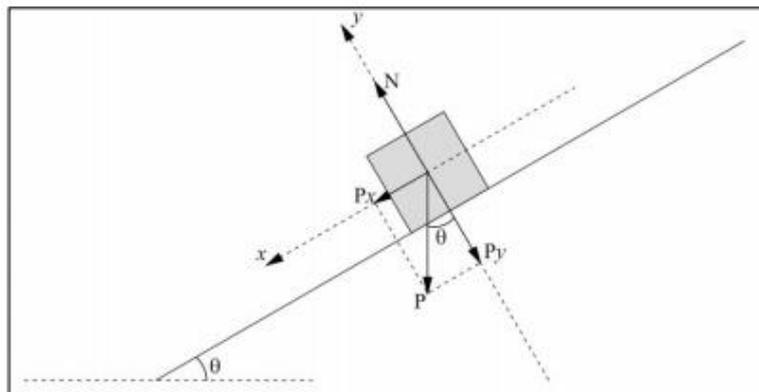


Figura 2: Decomposição da força P .
Fonte: Pereira (2013).

É importante notar que essa estabilidade depende da natureza dos materiais que constituem o talude e de possíveis agentes perturbadores, sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica (OLIVEIRA, 2006).

Existem diversas formas possíveis de rompimento em talude. Cruden e Varnes (1996) classificam as rupturas em taludes em cinco categorias, relacionadas a seguir:

1. Queda – caracterizada por ser o desprendimento de solo e/ou fragmentos de rocha que caem de um talude;
2. Tombamentos – é o movimento de rotação à frente do solo e/ou rochas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade do material que está sendo deslocado;
3. Escorregamento ou deslizamentos – é o movimento descendente de uma massa de solo. Acontece na superfície de ruptura;
4. Expansões laterais ou espalhamento – é uma forma de deslizamento que ocorre por translação;
5. Escoamentos – é o movimento, ladeira abaixo, de massa de solo, de forma similar à de fluidos viscosos.

4.2 TIPOS E CAUSAS DE INSTABILIDADE EM TALUDES

Para estudar as análises de estabilidades em taludes é recomendado o estudo prévio das causas que podem leva-los à essa vulnerabilidade. Esse estudo se torna complexo devido a infinidade de fatores que se associam e entrelaçam essas causas (PEREIRA, 2013).

Neste sentido, Vernes (1978 apud PEREIRA, 2013) afirma que os movimentos de terra são divididos em três categorias de acordo com a velocidade de sua incidência. São eles: os desmoronamentos, que são movimentos rápidos resultantes da ação da gravidade sobre a massa de solo que se desloca em relação à parte fixa do maciço; os escorregamentos, que também são rápidos, só que não há uma separação efetiva dos corpos; e os rastejos ou fluimentos, que são movimentos muito lentos e ocorrem nas camadas superiores do maciço.

O escorregamento é a categoria que mais se adequa à análise de estabilidade. E pode ser classificado, de acordo com Carvalho (1991 apud MARANGON, 2009) devido à inclinação, por descontinuidades, por percolação, em aterro, em massas coluviais, ou queda e rolamento de blocos.

Terzaghi (1952) enumera as causas de instabilidade em três níveis:

1. Causas externas – são ações externas que geram um aumento de tensões cisalhantes que igualando ou superando a resistência ao cisalhamento resultam em ruptura. O aumento de inclinação do talude, deposições de material ao longo da crista do talude, efeitos sísmicos, cortes no pé do talude, dentre outros, são alguns exemplos desse tipo de causa.
2. Causas internas – são ações internas que sem a alteração visual da geometria do maciço atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento. Podem ocorrer devido ao intemperismo/decomposição, erosão interna, decréscimo da coesão, etc.
3. Causas intermediárias – são ações que podem acontecer na fundação do maciço devido à elevação ou rebaixamento do lençol freático, liquefação espontânea, empuxo hidrostático da água preenchendo fendas verticais, dentre outros.

4.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise da estabilidade de taludes compreende um conjunto de procedimentos que objetivam a determinação de uma grandeza ou índice que possa quantificar a probabilidade de um talude ou encosta se romper, de acordo com as suas condições atuantes, como pressões hidrostáticas, sobrecargas, geometria, etc. (JUNIOR, 2005).

Essa análise de estabilidade, de acordo com Junior (2005), pode ser dividida em três grandes grupos:

1. Métodos Analíticos: que são baseados na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
2. Métodos Experimentais: que utilizam modelos físicos de diferentes escalas;
3. Métodos Observatórios: baseado na experiência adquirida com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opiniões de especialistas, etc.)

O método analítico, segundo Calle (2000 apud PEREIRA, 2013) diferente dos outros métodos, tem a vantagem por quantificar o grau de segurança do talude. Ou seja, o emprego do equilíbrio limite, nesse método, expressa a estabilidade de um talude ou encosta por um Coeficiente ou Fator de Segurança (F_s).

É importante ressaltar que a aceitação da análise de estabilidade por equilíbrio limite se dá devido à simplicidade do método, ao nível de satisfação na apuração de resultados e à relativa facilidade e baixo custo para se estimar ou obter os parâmetros de resistência do solo com precisão necessária para o melhor aproveitamento do método (THOMAS, 1984 apud PERREIRA, 2013).

4.3.1 Equilíbrio Limite

Segundo Junior (2005), suecos motivados pelo escorregamento que aconteceu no cais de Stigberg, em Gotemburgo no ano de 1916, desenvolveram os métodos de análise baseados no conceito de equilíbrio-limite, que são usados até hoje. Tal conceito supõe a hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tida como um corpo rígido plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento.

Esse método assume que todos os elementos ao longo a superfície de ruptura atingem a condição F_s simultaneamente. Isto é, assume-se que a superfície formada por esta massa obedece a um critério de ruptura, e é aplicado a esta superfície um critério de resistência, em geral de Mohr Coulomb, em que a resistência ao cisalhamento é dado por:

$$\tau_f = C + \sigma_v t g \phi \quad (1)$$

Onde,

τ_f = é a resistência ao cisalhamento total do solo

C = é a coesão do solo

σ_v = é a tensão normal atuante na superfície potencial de ruptura

ϕ = é o ângulo de atrito interno do solo

Vários métodos de análise de escorregamentos por meio do equilíbrio limite foram desenvolvidos. Podem ser citados dentre eles: Fellenius (1927), Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), Janbu (1973) e Bishop Simplificado (1995). A similaridade entre esses métodos é muito grande, entretanto as diferenças entre eles dependem, de acordo com Geo-Slope (2008), de quais equações estatísticas são consideradas e satisfeitas, quais as forças são incluídas, e qual é a relação considerada entre as forças cisalhantes e normal entre as fatias.

4.3.2 Fator de Segurança (F_s)

O fator de segurança é o valor numérico, dado pela relação entre a resistência ao cisalhamento total do material (Equação 1) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ). De uma maneira simples, a Equação 2 pode ser definida como a razão entre os esforços estabilizantes (resistentes) e os esforços instabilizantes (atuantes) (VANMARCKE, 2011 apud PEREIRA, 2013).

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (2)$$

Onde,

F_s = é o fator ou coeficiente de segurança

τ_f = é a resistência média ao cisalhamento disponível (forças resistentes)

τ_{mob} = é a resistência mobilizada (forças atuantes)

A Figura 3 ilustra um exemplo de seção transversal de um talude, mostrando as tensões cisalhantes mobilizadas e as resistentes ao cisalhamento do solo.

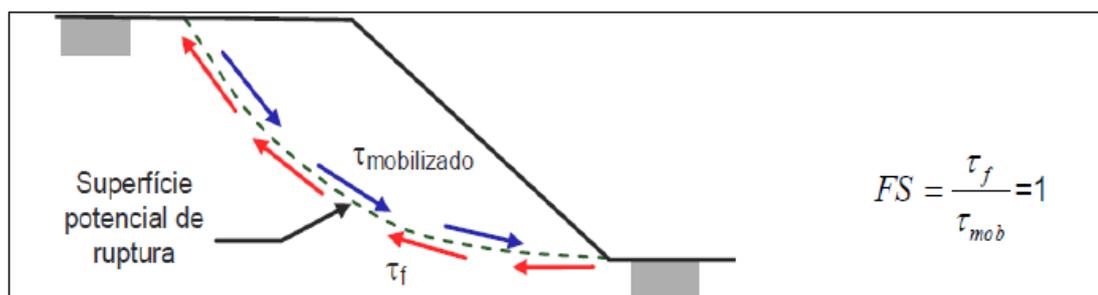


Figura 3: Geometria do escorregamento.
Fonte: Gerscovich (2009).

Objetivando a implantação ou contenção de taludes, a determinação de um valor de F_s depende de vários fatores. As consequências potenciais associadas às instabilidades do talude, às dimensões do talude, à heterogeneidade do maciço, à base de dados utilizadas, dentre outros são alguns exemplos desses fatores (JUNIOR 2005).

O Quadro 1 mostra os fatores de segurança determinísticos e as respectivas condições de estabilidade do talude.

COEFICIENTE DE SEGURANÇA (FS)	CONDIÇÃO DO TALUDE
FS<1,0	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS=1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; também condição adotada geralmente nos casos de retroanálise.
FS>1,0 (pouco maior)	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS>>1,0 (muito maior)	Condição estável; quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.

Quadro 1: Fatores de segurança determinísticos e suas respectivas condições de estabilidade do talude.

Fonte: Slope/W.

De uma forma geral, a Norma ABNT, NBR 9061/1985 – Segurança de escavação a céu aberto – define que os coeficientes de segurança devem atingir o valor mínimo de 1,5 (ABNT, 1985). Assim o valor de 1,5 para esse fator, em relação a resistência, é aceitável para um projeto de talude estável.

4.3.3 Superfície de Ruptura

Marangon (2009) afirma que, de um modo geral, superfícies circulares são utilizadas em taludes homogêneos ou assentos de fundação com camadas de solo espessas. Geralmente as análises de estabilidade são desenvolvidas no plano, levando em consideração uma seção típica do maciço que se encontra entre dois planos verticais e paralelos de espessura unitária. O equilíbrio tridimensional de um corpo deslizante pode ser estudado de outras formas; contudo ainda não são suficientemente desenvolvidas e por isso sua utilização é pouco usual.

Junior (2005) explica que para o cálculo do fator de segurança é necessário que previamente seja estabelecida a geometria da superfície de ruptura e que o regime de deformação admitido seja do tipo rígido-plástico. Essa superfície tem o formato definido de acordo com o perfil do solo do talude e da sua formação geológica. E são classificados em três tipos, explanadas a seguir:

1. Superfície de Ruptura Plana: é aquela que pode se desenvolver ao longo de uma fratura ou por um plano de acamamento de origem natural ou artificial. São aceitáveis também, em taludes homogêneos e muito íngremes, com inclinação próxima a 90 graus;
2. Superfície de Ruptura Circular: é a superfície que tem diretrizes de um arco de circunferência. É a superfície mais provável para solos homogêneos posto que o círculo tem a menor área por unidade de massa;
3. Superfície de Ruptura Qualquer: é aquela que acontece em solos que possuem vários planos de fraqueza ou baixa resistência, a superfície de ruptura é formada pela união de vários segmentos de reta que passam por esses planos.

4.4 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

São muitos os métodos propostos para a análise da estabilidade de taludes, cujos os usos são determinados em função das hipóteses consideradas por seus autores para a determinação do equilíbrio estático do maciço. E podem ser divididos de acordo com a forma de superfície: plana, circular ou qualquer (HORST, 2007).

Alguns dos métodos mais utilizados atualmente serão apresentados a seguir. A diferença entre estes métodos, está apresentada de forma simplificada no Quadro 2, e se dá quanto à forma da superfície de ruptura considera, quanto às equações de equilíbrio usadas e quanto às hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude.

Método	Circular	Não Circular	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de Forças	Forças entre Camadas
Talude Infinito		x		x	Paralelo ao talude
Método das Cunhas		x		x	Define inclinação
Fellenius	x		x		Resultante paralelo à base de cada fatia
Bishop	x	(x)	x		Horizontal
Janbu Simplificado	(x)	x		x	Horizontal
Lowe e Karafiath	x	(x)		x	Define inclinação
Spencer	x	(x)	x	x	Inclinação constante
Morgenstern e Price	x	x	x	x	$X/E = \lambda f(x)$
Janbu Rigoroso	x	x	x	x	Define linha de empuxo
Fredlund e Krahn	x	x	x	x	$X/E = \lambda f(x)$

Quadro 2: Características dos Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.

Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).

Nota 1: (x) significa que o método pode ser adaptado para tal condição.

Nota 2: E e X são respectivamente as forças horizontais e verticais entre as fatias.

4.4.1 Superfícies Planas

- *Método dos Taludes Infinitos*

É um método simples, em que são considerados taludes infinitos aqueles que se estendem por longas distâncias e possuem camadas consistentes em seu perfil, que tem espessura muito menor que o comprimento (JUNIOR, 2005).

Esse método admite que as linhas de fluxo são paralelas à superfície do terreno e que a ruptura é do planar e paralela à superfície do talude, como pode ser observado no esquema de forças atuantes da Figura 4.

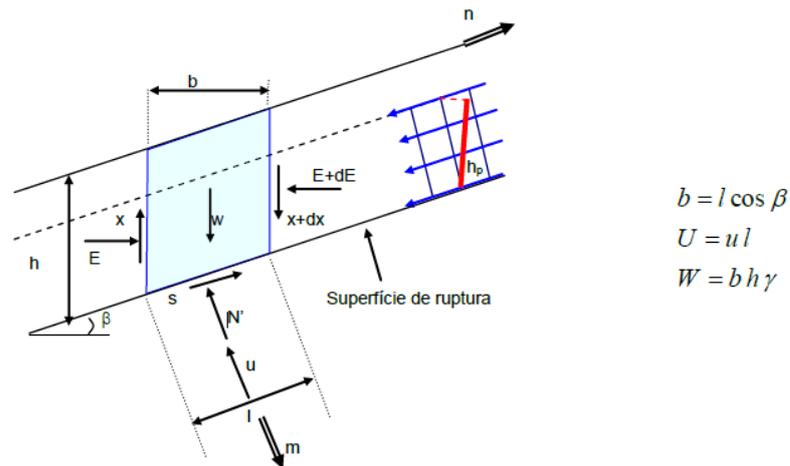


Figura 4: Talude Infinito: forças atuantes em sua fatia genérica.
Fonte: Gerscovich (2009).

De forma genérica, segundo Gerscovich (2009), assume-se que as forças interlamelares se anulam, isto é $dX = dE = 0$. E resolvendo o equilíbrio de forças paralelamente a superfície do talude, tem-se:

$$\sum F_n = 0, \frac{s - W \sin \beta = 0}{s = \frac{c'l + N' \tan \phi'}{F_s}} \rightarrow \frac{c'l}{F_s} + N' \frac{\tan \phi'}{F_s} = W \sin \beta \quad (3)$$

$$\sum F_m = 0, W \cos \beta = N' + ul \rightarrow N' = W \cos \beta - ul \quad (4)$$

Considerando que $W = \gamma bl$, tem-se, independente da dimensão (b) da fatia considerada:

Tensões Efetivas:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma h \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} \quad (5)$$

Tensões Totais:

$$F_s = \frac{s_u l}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} \quad (6)$$

4.4.2 Superfícies Circulares

- Método de Fellenius

Desenvolvido pelo engenheiro Fellenius em 1936, esse método é conhecido como método sueco ou das fatias. É baseado na análise estática do volume de material que se encontra acima de uma superfície potencial de escorregamento da seção circular, a qual esse volume é dividido em fatias verticais.

A Figura 5 apresenta um exemplo dessa fatia:

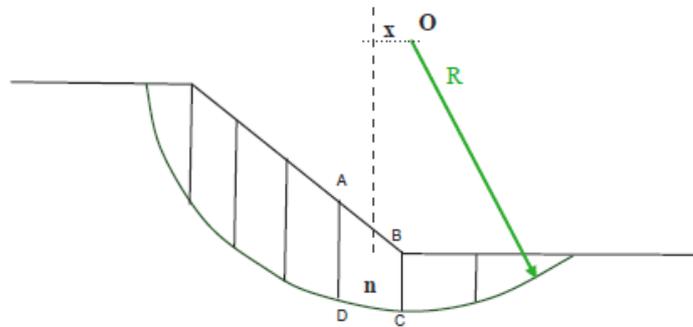


Figura 5: Método das Fatias.
Fonte: Gerscovich (2009).

Considerando as Figuras 6 e 7 e fazendo o equilibrando das forças normais em cada superfície de ruptura, tem-se:

$$N = (W + X_n - X_{n-1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n-1}) \sin \alpha \quad (7)$$

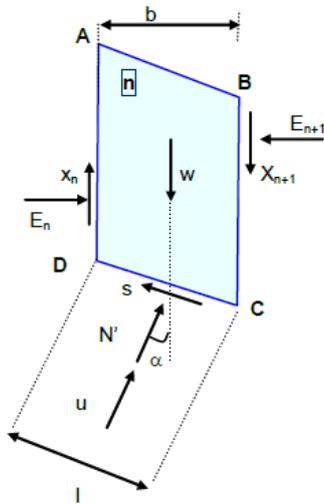


Figura 6: Esforços na fatia n (Método de Fellenius).
Fonte: Gerscovich (2009).

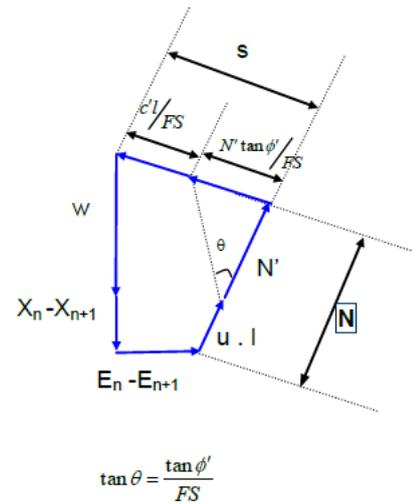


Figura 7: Esforços e polígono de forças (Método de Fellenius).
Fonte: Gerscovich (2009).

Por equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, tem-se a seguinte equação geral:

$$F_s = \frac{R \times \sum(c'l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W_i \times x} \quad (8)$$

Substituindo o valor de N na equação geral (Equação 8) chega-se a:

$$F_s = \frac{R}{\sum W_i \times x} \sum(c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi' + \{(X_n - X_{n-1}) \cos \alpha' - (E_n - E_{n-1}) \sin \alpha\} \tan \phi') \quad (9)$$

O método de Fellenius assume que:

$$\{(X_n - X_{n-1}) \cos \alpha' - (E_n - E_{n-1}) \sin \alpha\} = 0$$

Assim temos que, $N = W \cos \alpha$

E com isso chega-se a:

$$F_s = \frac{\sum(c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi')}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (10)$$

Esse método tende a fornecer valores baixos de F_s , por ser conservativo. Em círculos muito profundos e com elevados valores de poropressão, os valores fornecidos passam a ser pouco confiáveis. E existem lamelas em que o valor do ângulo alfa é negativo, isso torna a parcela referente à tensão efetiva também negativa (GERSCOVICH, 2009).

- *Método de Bishop*

Proposto por Bishop (1955), esse método também utiliza a divisão da cunha em fatias, por isso é considerado como uma modificação do método de Fellenius. Contudo Bishop considera as reações entre as fatias vizinhas (PEREIRA, 2013).

Novamente considerando as Figuras 6 e 7, e fazendo o equilibrando das forças em cada fatia na direção vertical à superfície de ruptura, tem-se:

$$N' \cos \alpha + ul \cos \alpha = W + X_n - X_{n-1} - \tau \sin \alpha \quad (11)$$

E considerando: $b = l \times \cos \alpha$

$$N' \cos \alpha + ub = W + X_n - X_{n-1} - \left[\frac{c'l}{F_s} + N' \frac{\tan \phi'}{F_s} \right] \times \sin \alpha$$

$$N' \cos \alpha = W + X_n - X_{n-1} - ub - \frac{c'l}{F_s} \times \sin \alpha - N' \frac{\tan \phi'}{F_s} \times \sin \alpha$$

$$N' \left\{ \cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F_s} \right\} = W + X_n - X_{n-1} - ub - \frac{c'l}{F_s} \times \sin \alpha \quad (12)$$

Considerando:

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left\{ \frac{1 + \tan \alpha \tan \phi'}{F_s} \right\} \quad (13)$$

Tem-se:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n-1} - ub - \frac{c'l}{F_s} \times \sin \alpha}{m_{\alpha}} \quad (14)$$

Substituindo N' na equação geral (Equação 8), chega-se a:

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \times x} \sum (c'b + [(W - ub) + (X_n - X_{n-1})] \frac{\tan \phi'}{m_{\alpha}}) \quad (15)$$

O método de Bishop assume que:

$$\sum [(X_n - X_{n-1})] \frac{\tan \phi'}{m_{\alpha}} = 0$$

Assim, esta hipótese está desprezando as parcelas de esforço horizontal entre lamelas. E com isso chega-se:

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left([c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_{\alpha}} \right) \quad (16)$$

Como F_s aparece nos dois lados da Equação 16 a solução do método se dá por meio de interações. O valor fornecido por esta equação é verificado por meio da adoção de um valor para F_{s1} , que em sua primeira aproximação é geralmente obtido por Fellenius (GERSCOVICH, 2009).

A Figura 8 representa uma planilha e roteiro de cálculo, que facilita o uso do método.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
FATIA	b	h	w	α	$\text{sen}\alpha$	$w\text{sen}\alpha$	$c'b$	$(w-ub)\text{tg}\phi'$	(8)+(9)	$\text{sec}\alpha$	$\text{tg}\alpha$	$m\alpha$	$(10) \times \frac{1}{m\alpha}$
1													
2													
3													
·													
·													
n													
Σ						$\Sigma(7)$							$\Sigma(14)$

(13) e (14) p/cada iteração

Figura 8: Planilha para o Método Bishop.
Fonte: Gerscovich (2009).

Nota: é recomendado que

$$\alpha < m_\alpha < 0,2 \rightarrow N' = W \cos \alpha \text{ (Idem Fellenius)}$$

$$m_\alpha < 0 \rightarrow N' = 0$$

Ao comparar os Métodos de Fellenius e Bishop pode-se afirmar que para tensões efetivas $F_s \text{ Bishop}$ equivale à aproximadamente $1,25 F_s \text{ Fellenius}$, e para as tensões totais $F_s \text{ Bishop}$ iguala-se à aproximadamente $1,1 F_s \text{ Fellenius}$.

- *Método de Spencer*

Spencer (1967) é o desenvolvedor desse método, que diz que as forças entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas possuem a mesma angulação que é calculada como parte da solução do problema.

No processo de cálculo são adotados valores para o fator de segurança e para a inclinação do talude, e os cálculos são repetidos diversas vezes caracterizando-o, assim, como um método iterativo (PEREIRA, 2013).

É originalmente desenvolvido para superfícies circulares, como pode-se observar na Figura 9, contudo pode ser adaptado a uma superfície não circular com um centro de rotação fictício.

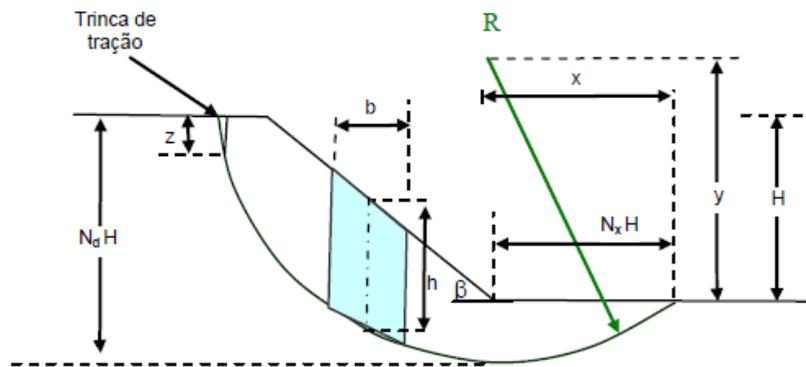


Figura 9: Perfil circular para Método de Spencer.
Fonte: Gerscovich (2009).

Classificado como rigoroso, o método de Spencer, satisfaz todas as equações de equilíbrio. O método admite que:

1. Estado de deformação plana
2. As forças entre as lamelas (Z_n e Z_{n+1}) podem ser representadas por sua resultante Q , com inclinação θ ; assumindo X e E como as componentes vertical e horizontal da força interlamelar, tem-se:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n}$$

3. Para que ocorra o equilíbrio, a resultante Q passa pelo ponto de interseção das demais forças W , $N (= N'+u)$ e S .
4. A resultante Q , assim como N , possui uma parcela efetiva e outra total.

De acordo com os esforços na fatia (Figura 10), e tendo que $l = b \sec \alpha$, a força na base é dada por:

$$s = \frac{c' b \sec \alpha}{F_s} + N' \frac{\tan \phi'}{F_s} \quad (17)$$

Por meio do equilíbrio de forças (Figura 11) nas direções paralelas e normal a base da fatia chega-se a equação resultante Q . É importante observar que Q e inclinação θ variam para cada fatia.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F_s} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F_s} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{\tan \phi'}{F_s} \tan(\alpha - \theta) \right\}} \quad (18)$$

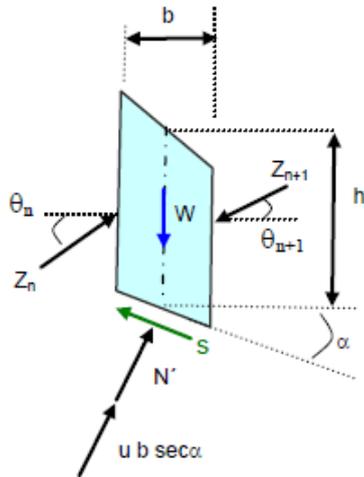


Figura 10: Esforços da fatia (Método de Spencer).
Fonte: Gerscovich (2009).

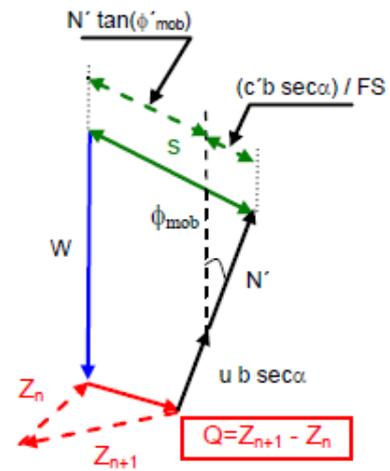


Figura 11: Equilíbrio de forças (Método de Spencer).
Fonte: Gerscovich (2009).

Com o objetivo de garantir o equilíbrio global, a soma das componentes horizontal e vertical das forças entre as lamelas deve ser nula, ou seja:

$$\sum Q \cos \theta = 0$$

$$\sum Q \sin \theta = 0$$

Já para o equilíbrio de momento, a soma de momentos das forças externas em relação ao centro do círculo é nula, então o mesmo acontece com a soma de momentos das forças internas; assim:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] \times R = 0 \rightarrow \sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0$$

(19)

Com a finalidade de se resolver o problema de desequilíbrio entre o número de equações e incógnitas, o método sugere que o valor adotado para a inclinação

seja constante para todas as fatias. Esta hipótese significa assumir uma determinada função para as forças interlamelares, o que é comum para métodos rigorosos. Com isso:

$$\sum Q \cos \theta = \sum Q \sin \theta = \sum Q = 0 \quad (20)$$

Segue o processo, passo-a-passo, de cálculo por meio do método de Spencer de acordo com GERSCOVICH (2009):

1. Definir uma seção circular;
 2. Assumir um valor para $\theta =$ constante (sugere-se que seja menor que a inclinação do talude);
 3. Cálculo do Q para cada fatia, de acordo com a Equação 18.
- Onde $W = \gamma bh$;
4. Cálculo de F_s Momentos a partir da equação de equilíbrio de momentos (Equação X*);
 5. Cálculo de F_s Hipótese a partir da hipótese do valor de θ constante.
 6. Comparar os valores de F_s para os diferentes valores θ , até que estes sejam aproximadamente iguais (Figura 12).

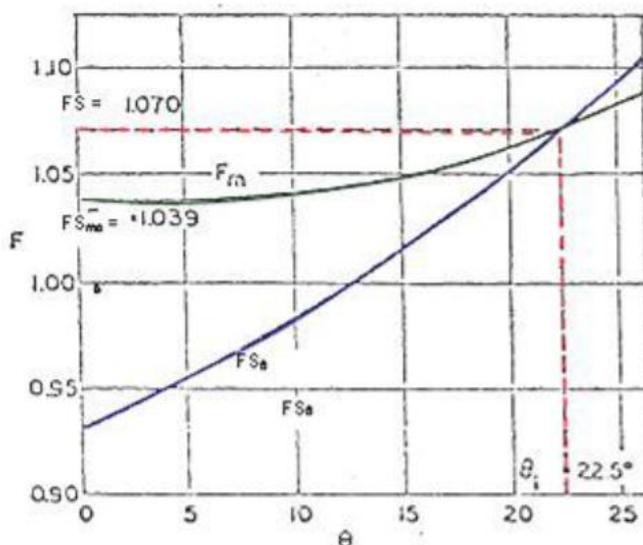


Figura 12: Convergência do Método de Spencer.
Fonte: Gerscovich (2009).

4.4.3 Superfícies Quaisquer

- *Método de Janbu*

Segundo Gerscovich (2009), Janbu desenvolveu um método generalizado, rigoroso, satisfazendo todas as equações de equilíbrio. Suas hipóteses são:

1. Estado de deformação plana;
2. A resultante das forças normais dN passa pelo ponto médio da base, onde também atuam os demais esforços: dW , dS , sendo que:

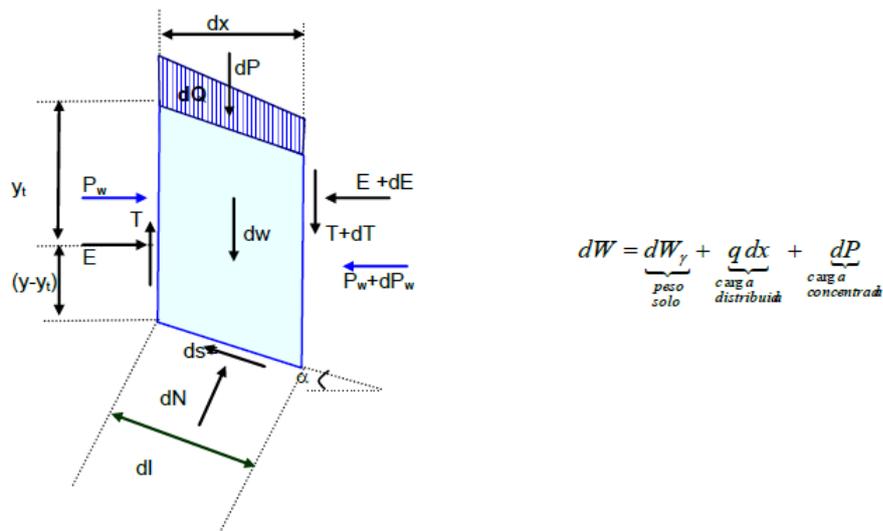


Figura 13: Esforços na fatia (Método de Janbu generalizado).
Fonte: Gerscovich (2009).

3. A posição da linha de empuxo é conhecida, estabelecendo, assim, a posição resultante das forças interlamelares (E):
 - a) Se $c' = 0$, a resultante posiciona-se próximo ao terço médio inferior da lamela.
 - b) Se $c' > 0$, haverá uma região sob tração e outra sob compressão. Na parte tracionada deve-se assumir trinca de traça com profundidade z_T ou introduzir uma força teórica, de tração (negativa), acima de z_T .

4. Combinando as equações de equilíbrio e usando fatias infinitesimais, o coeficiente de segurança pode ser calculado por:

$$F_s = \frac{\sum [c' + (p + t - u) \tan \phi'] dx}{E_a - E_b + \sum [dQ + (p + t) \tan \alpha] dx} \frac{1}{n_\alpha} \quad (21)$$

Onde,

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/F_s) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (22)$$

- *Método de Morgenstern & Price*

Também conhecido como Método das Forças de Interação, desenvolvido por Morgenstern e Price (1965), este é considerado o método mais geral de equilíbrio limite para qualquer superfície.

Para o cálculo da força normal à base de cada lamela são exigidas as forças de cisalhamento de interação. A Figura 14 demonstra os esforço na fatia n.

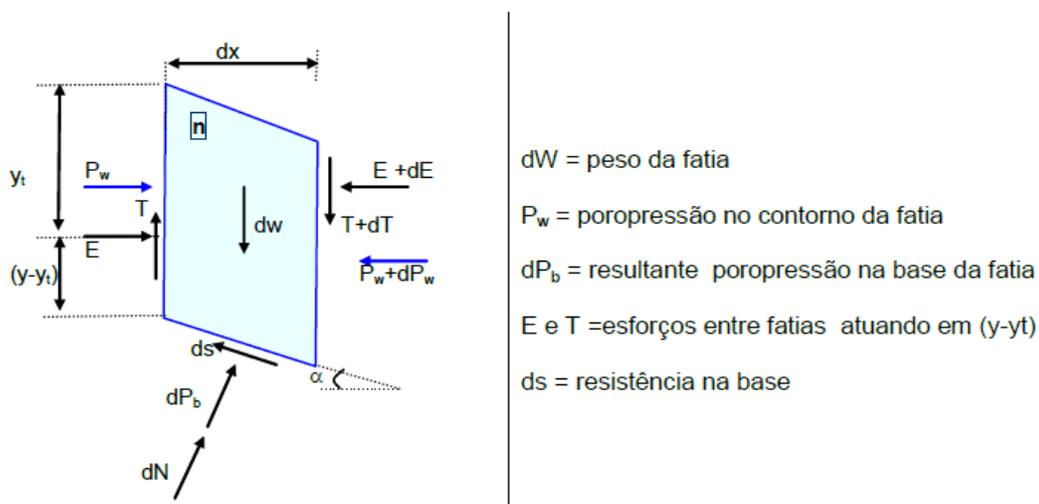


Figura 14: Esforços na fatia n (Método Morgenstern e Price).
Fonte: Gerscovich (2009).

Para que o problema se tornar estaticamente determinado, a relação entre E e T é dada por:

$$T = \lambda f(x)E \text{ ou } \tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (23)$$

Onde o parâmetro deve ser determinado por meio da solução de $f(x)$, uma função arbitrária, de acordo com a Figura 15.

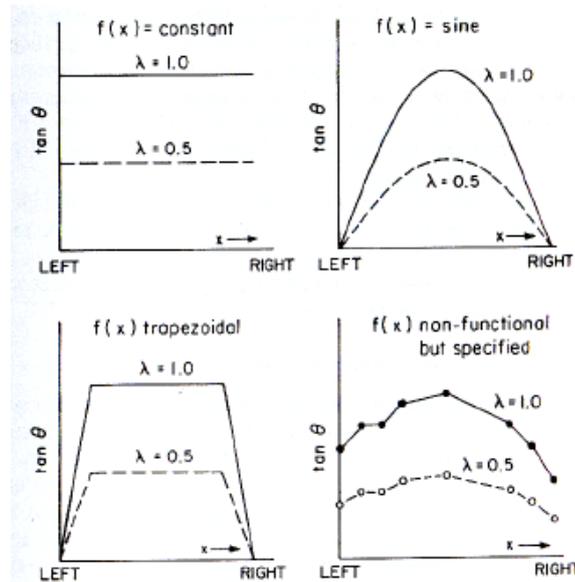


Figura 15: Distribuição de forças entre fatias usadas por Morgenstern e Price.
Fonte: Brundsen & Prior – Slope Instability (1984 apud GERSCOVICH, 2009)

Caso $f(x)=0$ a solução passa a ser igual a de Bishop, e quando $f(x) =$ constante o método torna-se igual ao de Spencer.

Em uma fatia infinitesimal, considerando as forças atuantes, o equilíbrio de momentos com relação a base, para $dx \rightarrow 0$, é dado por:

$$-T = \frac{d\{E(y - y_1)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad (24)$$

Onde as funções podem ser definidas da seguinte maneira:

- $y(x)$ representa a superfície de ruptura;

- $y_1(x)$ representa a linha de ação da tensão efetiva normal;
- $z(x)$ representa a superfície do talude;
- $h(x)$ representa a linha de ação da poropressão.

O equilíbrio das forças na direção normal e tangencial à base da fatia, somada ao critério de ruptura de Mohr Coulomb resulta na seguinte equação:

$$\begin{aligned}
& \frac{dE}{dx} \left\{ 1 - \frac{\tan \phi'}{F_s} \frac{dy}{dx} \right\} + \frac{dT}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + \frac{dy}{dx} \right\} \\
& = \frac{c'}{F_s} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{dP_w}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} \frac{dy}{dx} - 1 \right\} + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + \frac{dy}{dx} \right\} \\
& \quad - P_u \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} \frac{\tan \phi'}{F_s} \\
\rightarrow & \frac{dE}{dx} \left\{ 1 - \frac{\tan \phi'}{F_s} \frac{dy}{dx} \right\} + \lambda f \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + \frac{dy}{dx} \right\} + \lambda \frac{df}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + \frac{dy}{dx} \right\} \\
& = \frac{c'}{F_s} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{dP_w}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} \frac{dy}{dx} - 1 \right\} + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + \frac{dy}{dx} \right\} \\
& \quad - P_u \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} \frac{\tan \phi'}{F_s}
\end{aligned} \tag{25}$$

Em que:

$$\begin{aligned}
P_u &= \cos \alpha \frac{dP_b}{dx} \\
\tan \alpha &= -\frac{dy}{dx}
\end{aligned}$$

Levando em conta a subdivisão em n fatias, com coordenadas x_0, x_1, \dots, x_n assume-se no interior das fatias as seguintes funções:

$$\begin{aligned}
y &= Ax + B \\
\frac{dW}{dx} &= px + q \\
f &= kx + q \\
P_u &= rx + s \\
P_w &= u_w + v_w x = W_w x^2
\end{aligned}$$

$$hP_w = u_N + v_N + w_N x^2 + z_N x^3$$

A Equação 25, pode ser simplificada da seguinte maneira:

$$(Kx - L) \frac{dE}{dx} + KE = Nx + P \quad (26)$$

Onde:

$$K = \lambda k \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + A \right\}$$

$$L = 1 - \frac{A \tan \phi'}{F_s} + \lambda m \left(\frac{\tan \phi'}{F_s} + A \right)$$

$$N = \frac{\tan \phi'}{F_s} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA]$$

$$p = \frac{1}{F_s} \{ (c - s \tan \phi')(1 + A^2) + V_w A \tan \phi' + q \tan \phi' \} + \{ qA - V_w \}$$

Fazendo a integração da equação simplificada (Equação 26), obtem-se:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad (27)$$

Assim sendo:

$$E_{i+1} = \frac{1}{L + Kb} \left[E_i L + \frac{Nb^2}{2} + Pb \right] \quad (28)$$

Onde a largura da fatia é dada por $b = x_1 - x_{i+1}$

Usando a relação entre E e T e a equação de equilíbrio de momentos, e em seguida integrando na fatia x_0 a x_n , tem-se:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (29)$$

Com,

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)]$$

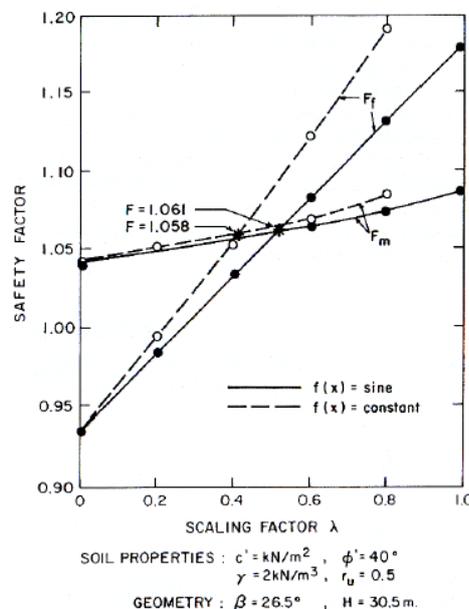
A ação iterativa desse método de dá admitindo-se valores para F_s e λ , e assim calculando-se E e $M(x)$ para cada fatia. Em $x = 0$ e $x = n$, contornos, os valores de E e M devem ser nulos, ou seja:

$$x = x_0 \rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0$$

$$x = x_n \rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0$$

Esse processo iterativo é repetido até que as condições no contorno sejam satisfeitas. Assim o uso de computadores torna-se necessário para o uso desse método. Como o resultado depende da hipótese adotada para λ , é importante ter conhecimento prévio da função adotada.

Figura 16, apresenta a influencia de λ no valor d Fator de Segurança.



**Figura 16: Influencia de no valor do Fator de Segurança.
 Fonte: Gerscovich (2009)**

O Quadro 3, a seguir, traz de forma resumida os métodos de análise de estabilidade em solo.

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Taylor (1948)	circular	Método do círculo de atrito. Análise em termos de tensões totais. Taludes homogêneos.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para algumas condições geométricas indicadas nos ábacos.	Determinação do valor da altura crítica $H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$ $H_c \left[FS = \frac{H_c}{H} \right]$	Estudos preliminares. Pouco usado na prática.
Talude infinito	plana	Estabilidade global representada pela estabilidade de um fatia vertical.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} \cdot B + \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \cdot A$ $B = \sec \alpha \cdot \operatorname{cosec} \alpha$ $A = (1 - r_u \cdot \sec^2 \alpha) \quad r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$	Escorregamentos longos, com pequena espessura da massa instável; por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.
Método das cunhas	superfície poligonal	Equilíbrio isolado de cada cunha, compatibilizando-se as forças de contato entre cunhas.	Resolução analítica ou gráfica, com cálculos manuais.	Considera cunhas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo (d) de inclinação das forças de contato entre as cunhas.	Determinação gráfica dos erros em polígonos de força para fatores F arbitrados. Cálculo de FS por interpolação para erro nulo.	Materiais estratificados, com falhas ou juntas.
Bishop simplificado (1955)	circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	$F = \frac{l}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \frac{\sum [c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \phi']}{m_\alpha}$ $m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right]$	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenster n (1960)	circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes superiores a 27°	Retirado diretamente de ábacos.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.

Quadro 3: Resumo dos Métodos de Análise de estabilidade de taludes em solo.

Fonte:GeoRio(2000).

4.5 REFORÇOS DE SOLOS

O desenvolvimento das técnicas de reforço de solos se deu a partir da década de 60, com a introdução de novos métodos e materiais, e com o aperfeiçoamento das técnicas existentes, se tornando assim, uma área de importante papel na Engenharia Geotécnica (CORREIA, 2003).

Segundo Sayão, Sieira e Santos (2009) o método de estabilização do solo por meio do uso de reforços baseia-se na introdução de elementos resistentes à tração, convenientemente posicionados, que majoram a resistência e minoram a deformabilidade do maciço. Nessa técnica o comportamento global do maciço é melhorado devido à transferência de esforços para os elementos resistentes.

A Figura 17 ilustra o princípio básico do comportamento do solo sem e com reforço.

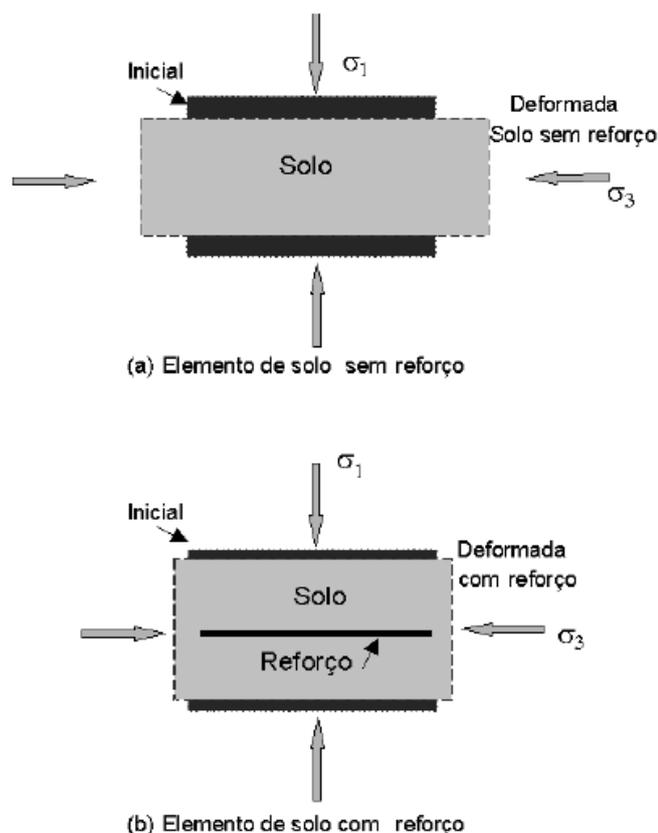


Figura 17: a) Elemento de Solo sem reforço; b) Elemento de Solo com reforço.

Fonte: Abramento (1998, apud SAYÃO, SIEIRA e SANTOS, 2009)

Em geral os solos possuem elevada resistência a esforços de compressão, contudo baixa resistência a esforços de tração. As deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração) surgem quando uma massa de solo é carregada verticalmente. Não obstante, se a massa de solo estiver reforçada, a reduzida deformabilidade do reforço limita os movimentos laterais. Devido ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço essa restrição de deformação é obtida (Sayão, Sieira e Santos, 2009).

Dentre os tipos de reforços, destacam-se os tirantes por serem uma solução muito utilizada em obras rodoviárias e ferroviárias, em estradas ou linhas de trem que atravessam serras ou relevos bem acidentados (CORSINI, 2011).

4.5.1 Tirantes pré tensionados e chumbados

Com o objetivo de ancorar massas de solo ou blocos de rocha, os tirantes, por meio do incremento de força gerado pela protensão, transmitem os esforços diretamente a uma zona mais resistente do maciço através de fios, barras ou cordoalhas de aço. Os chumbadores, por sua vez, têm como finalidade conter blocos isolados, fixar obras de concreto armado, sem o uso da protensão. São barras de aço fixadas com calda de cimento ou resina (IPT, 1991).

A Figura 17 ilustra, detalhadamente, os componentes de um tirante.

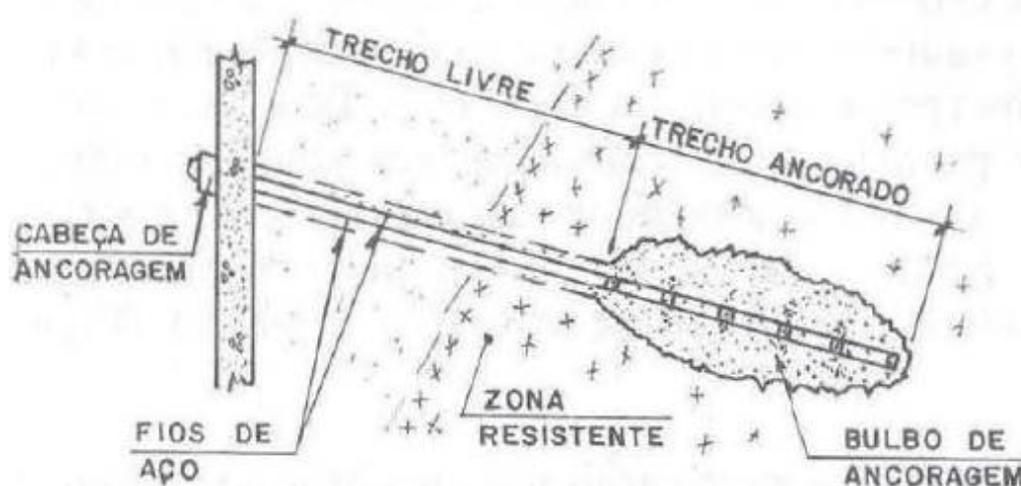


Figura 18: Detalhes de um tirante.
Fonte: IPT (1991).

Ao uso de um conjunto de tirantes dá-se o nome de cortina atirantada, que segundo Dutra (2013) se ligam a estruturas mais rígidas e apresentam ancoragem ativa, o que confere pequena deslocabilidade. Seus tirantes são injetados no solo e solicitados a esforços axiais de protensão, presos na outra extremidade em um muro de concreto armado, projetado para resistir aos esforços causados pela reação entre o solo e o sistema muro-tirantes. Sua eficiência e versatilidade lhes dão destaque entre as estruturas de contenção, mas em contrapartida possuem um elevado custo.

O Manual de Geotecnia do Instituto de Pesquisas e Tecnologias (IPT, 1991) explica que o uso de tirantes isolados é comum em encostas rochosas, nas quais o objetivo é a contenção de cortes em rochas muito fraturadas ou a fixação de blocos de rochas instáveis. Neste caso, os tirantes são protendidos diretamente contra a rocha, ou por meio de cabeças ou placas de distribuição. Já no caso de blocos ou lascas de rochas, com instabilidade, os tirantes possuem a função aumentar a componente resistente por atrito, por intermédio do aumento da tensão normal pela protensão.

4.6 TROCA DE SOLOS

É possível encontrar em obras geotécnicas determinadas condições inadequadas de Fundação. Estas situações demandam análises específicas e a adoção de procedimentos não convencionais para a superação dos problemas detectados.

Uma ocorrência frequente deste tipo de situação é a presença dos chamados solos moles, que se caracteriza por apresentar baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade. De acordo com Massad (2003), solos moles são solos sedimentares com baixa resistência à penetração onde os valores de SPT (Standard Penetration Test ou Teste Padrão de Penetração) não são superiores a 4 golpes. São, em geral, argilas moles ou areias argilosas fofas de deposição recente, isto é, formadas durante o Quaternário.

As origens dos solos moles são as mais variáveis possíveis, desde o fluvial até o costeiro. Eles se distinguem quer pelo meio de deposição (água doce, salgada ou salobra); quer pelo processo de deposição (fluvial ou marinho) ou ainda pelo local

de deposição (várzea ou planícies de inundação, praias, canais de mar, etc.). Com o crescimento populacional, o tratamento destes tipos de solo para construções de obras viárias torna-se cada vez mais necessário (MASSAD,2003).

A remoção do solo mole consiste na retirada parcial ou total do mesmo para diminuir ou eliminar os recalques e aumentar a segurança quanto à ruptura. Segundo Almeida e Marques (2010), esse método é utilizado em geral para camadas de solo mole de até 4,0m de espessura. Além disso, é comum a substituição do solo mole por um material com características geotécnicas adequadas à natureza e especificidades da obra. A Figura 19 demonstra o processo de substituição de solos (ALMEIDA, 2010).

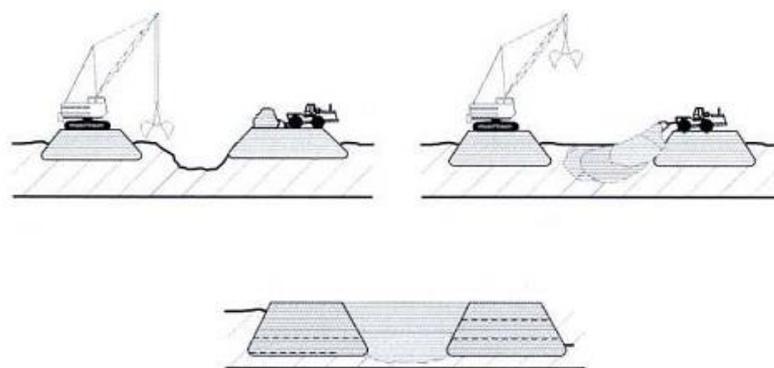


Figura 19: Sequência Executiva do Método de Substituição de Solos.
Fonte: ALMEIDA (2010).

Segundo Almeida (2010), em áreas urbanas, é difícil obter áreas para a disposição deste material escavado, além da questão ambiental associada a essa disposição.

É possível, também, a adoção de um procedimento intermediário mediante a remoção parcial do solo mole e sua substituição por outro material com características geotécnicas adequadas à natureza e especificidades da obra (Figuras 20 e 21).

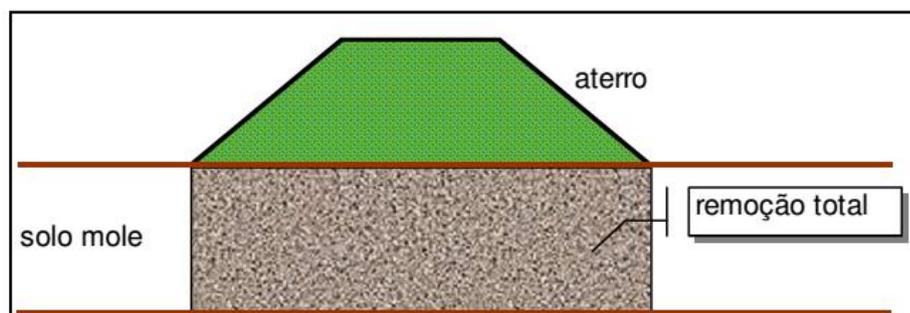


Figura 20: Remoção Total de Solo Mole da Fundação.
 Fonte: Perboni, J. P (2003).

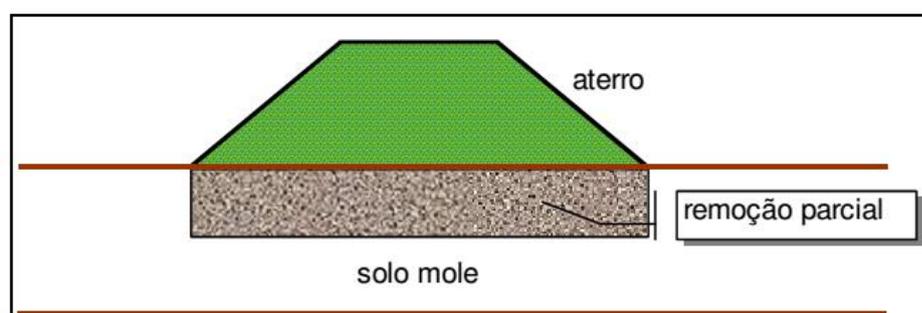


Figura 21: Remoção Parcial de Solo Mole da Fundação.
 Fonte: Perboni, J. P (2003).

4.7 SOFTWARE SLIDE

O Slide 6.0 é um software, da RocScience Inc., de análise bidimensional da estabilidade de superfícies de escorregamento, ou em condições transitórias, de maciços terrosos e rochosos em estado plano de deformação. É considerado o programa mais completo existente no mercado no que diz respeito à tal verificação. Pode ser utilizado para análise de todos os tipos de solo e rocha, encostas, aterros, barragens de terra e muros de contenção. Sua interface permite criar e editar, ou importar modelos complexos com muita facilidade. E tem como fundamento em seu algoritmo os métodos de equilíbrio limite de fatias verticais, e também efetua cálculos por meio do método dos elementos finitos nos problemas de modelagem hidrodinâmica (COSTA, 2014).

Rocscience, Inc, (2015) explica que o Slide 6.0 é uma ferramenta computacional com bases definidas pelo usuário, incluindo as condições de contorno

hidráulico, são calculados os fluxos, pressões e gradientes. A análise de infiltração pode ser realizada de forma totalmente integrada com a análise de estabilidade, ou como um módulo independente. Por possuir uma extensa capacidade de análise probabilística, o usuário desse software pode atribuir distribuições estatísticas para quase todos os parâmetros de entrada, incluindo propriedades do material e de apoio, cargas e localização do lençol freático. O índice de confiabilidade, probabilidade de falha, é calculado e assim dispõe a medida objetiva do risco de falha associado a um projeto. Dessa forma a verificação de sensibilidade permite determinar o efeito das variáveis individuais sobre o fator de segurança do talude.

O Slide 6.0 oferece dezessete modelos de ruptura de materiais diferentes para rocha e solo, incluindo os de Mohr-Coulomb, anisotrópica e generalizada de Hoek-Brown. Permite também a análise de encostas reforçadas, e os tipos de reforços que podem ser utilizados são: tirantes pré tensionados e chumbados, solo grampeado, micro estacas e geotêxteis. A retroanálise permite a determinação da carga que o reforço deverá suportar para um determinado fator de segurança. Algoritmos de busca avançada simplificam a tarefa de encontrar a superfície de deslizamento crítico com o menor fator de segurança.

5 METODOLOGIA

No estudo das possíveis soluções para o caso de instabilidade do talude, da Rodovia Presidente Dutra, foram realizadas análises de acordo com os métodos Fellenius, Bishop Simplificado, e Spencer. As características geotécnicas e geológicas do local foram determinadas por meio de ensaios e procedimentos em acordo com normas brasileiras.

Realizou-se a modelagem bidimensional da seção transversal do talude no Software Slide, primeiramente com suas características naturais. Em seguida, com a aplicação de reforço no solo e depois com a realização da troca do solo. Nessas três situações, as verificações foram feitas com a variação dos parâmetros de sobrecarga e nível de água, com intuito de se comparar as possíveis soluções escolhidas.

Ao fim do estudo foi possível apontar qual a solução de estabilização mais técnica recomendada para o estudo de caso em questão.

5.1 ESTUDO DE CASO

O talude objeto de estudo neste trabalho está localizado na pista sul da Rodovia Presidente Dutra, umas das mais movimentadas do Brasil, situada no município de Queluz, Estado de São Paulo. Constatou-se a ocorrência de instabilização da massa de solo na lateral do trecho aterrado. Coincidentemente, este é o ponto de encontro do talude com a ponte sobre o Rio Claro. Devido à proximidade da crista do talude com a pista, esta poderia ser interditada.

A Figura 22 mostra a ruptura ocorrida no talude.



Figura 22: Ruptura do Talude.
Fonte: Confidencial.

A profundidade do nível de água registrado na véspera do escorregamento do solo estava acima do comumente registrado. Uma lâmina de dois metros de água era registrada antes do enchimento do reservatório, na cota 478,5 metros acima do nível do mar. No dia do registro do aumento incomum, a profundidade do nível de água encontrava-se na cota 484,5, resultando assim em uma lâmina de água de oito metros, conforme pode ser observado na Figura 23.



Figura 23: Nível de água registrado na véspera do escorregamento.
Fonte: Confidencial.

5.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO

Uma análise tátil-visual preliminar e sondagens a percussão foram realizadas no terreno, com o objetivo de se definir o perfil geotécnico do local de execução da obra. As sondagens com ensaio SPT foram executadas em três pontos, de acordo com a norma NBR 6484:2001.

O subsolo local pode ser caracterizado como uma camada de aterro de silte argiloso, micáceo, muito mole e com espessura variável de 6 a 10 metros. Este é o aterro de formação do greide da via. Logo abaixo do aterro encontra-se uma camada de solo residual composto por argila siltosa, e estende-se até o final das sondagens, a cerca de 10 a 15 metros. O nível de água também foi detectado por meio das sondagens, e as profundidades variam entre 1,5 metros no pé do talude e 10 metros no topo.

A Figura 24 ilustra o modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original do talude.

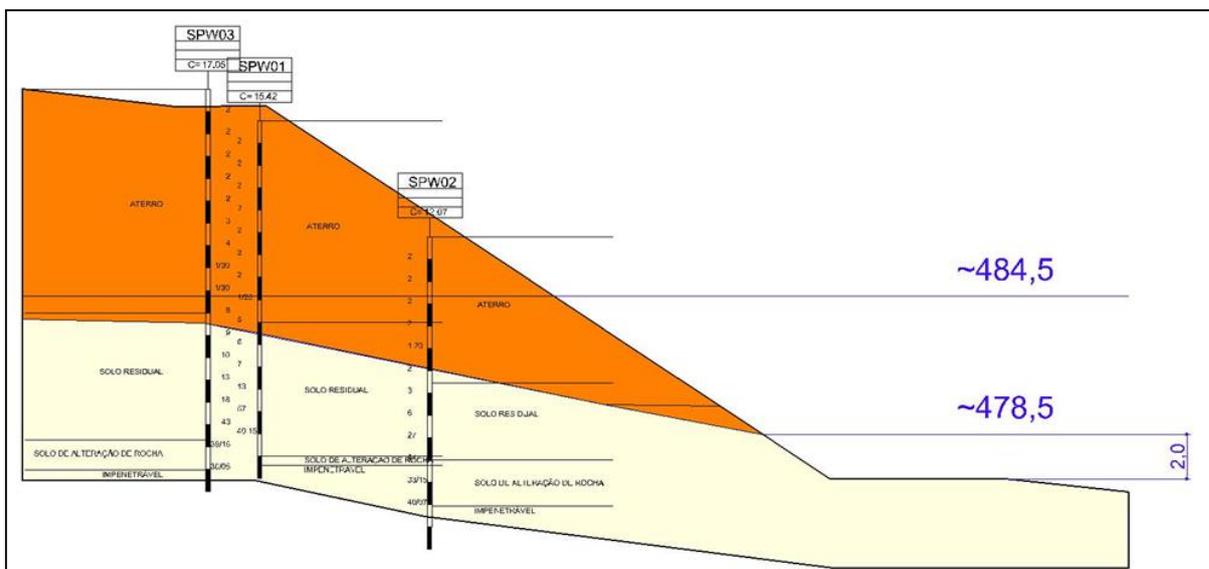


Figura 24: Modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original.
Fonte: Confidencial.

5.3 DADOS BÁSICOS PARA A ANÁLISE

De posse dos resultados dos ensaios de SPT, constatou-se que devido à natureza dos resultados obtidos houve a necessidade de substituir o solo da camada aterro. Dessa forma, na camada de solo residual tem-se uma subcamada, logo abaixo do aterro, chamada “Camada A”; e logo em sequência desta vem a denominada “Camada B”.

Os parâmetros adotados nas análises, apresentados nesse capítulo, foram obtidos através de correlações apresentadas no Anexo A. Esses parâmetros obtidos encontram-se relacionados no Quadro 4.

Camada	NSPT	Peso específico	Ângulo de atrito		Coesão
			Teixeira	Godoy	
Aterro	2	15 kN/m ³	19.5° (*)	28.8°	20 kPa
Solo residual - Camada A	11.5	18 kN/m ³	30.2° (*)	32.6°	115 kPa
Solo residual - Camada B	33	21 kN/m ³	36.4° (*)	40.69°	330 kPa

Quadro 4: Parâmetros geotécnicos adotados.

(*) Valor adotado para o ângulo de atrito

5.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O Software Slide (2013), versão 6.0, foi utilizado para a aplicação dos métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer na análise do talude em estudo. No uso desses métodos foram feitas variações dos parâmetros de sobrecarga (SC) e nível de água (NA) no talude em seu estado natural, após a simulação de aplicação de reforço no solo e após a simulação de troca de solos.

A sobrecarga foi adotada inicialmente, conforme a norma brasileira NBR 7188/82, como sendo uma carga distribuída de 5 kN/m^2 , trem tipo classe 45. E o nível de água foi apresentado de acordo com o detectado nas sondagens.

Para os estudos de reforço de solo com tirantes, foi feita uma variação de um parâmetro, enquanto o outro parâmetro analisado permaneceu constante. Desta forma, as verificações foram obtidas através de um único parâmetro por vez.

Foi adotado um procedimento similar para o processo de troca de solo, porém foram feitas variações de parâmetros de forma simultânea.

A Figura 25 ilustra uma representação gráfica da modelagem do perfil transversal do talude desenhado no software, e utilizado nas análises antes da variação do nível do lençol freático e da sobrecarga.

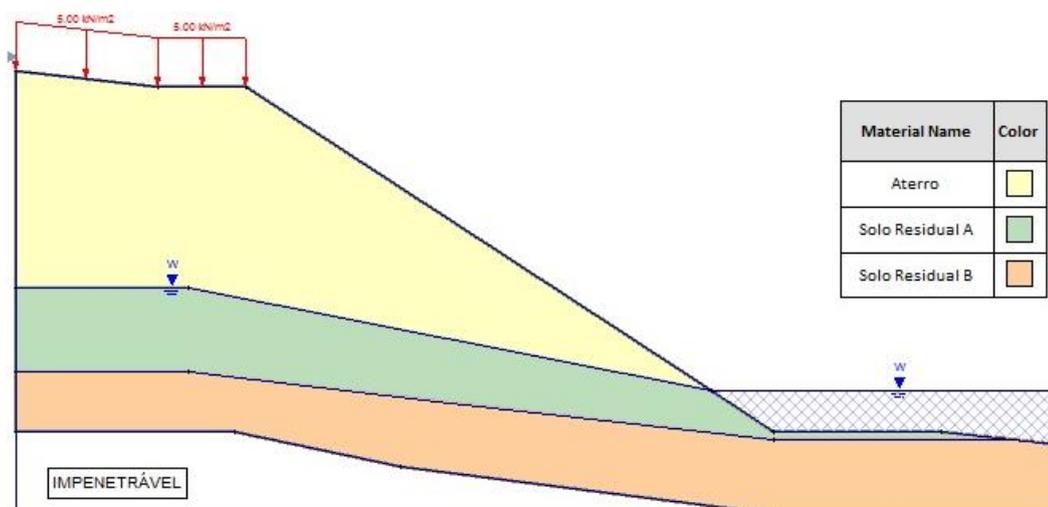


Figura 25: Representação gráfica da modelagem do perfil transversal do talude.

5.5 SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO

Existem dois tipos básicos de reforço de solo: com utilização de reforços no próprio solo (tirantes e solo grampeado, por exemplo) e/ou construção de um aterro reforçado com outro tipo de solo (geotêxtil e terra armada, por exemplo). Observou-se que nos estudos realizados, a troca de solo já foi suficiente para uma elevação considerável do Fator de Segurança global do talude. Assim, os reforços que contemplariam a construção de um reaterro no tardo da estrutura de arrimo não foram consideradas como opção de reforço, uma vez que sua utilização iria gerar gastos desnecessários para o caso em estudo.

Desta forma as simulações da aplicação de reforço no solo estudado foram feitas apenas com cortinas atirantadas e a troca do solo.

5.5.1 Cortina Atirantada

As barras de aço escolhidas para a demonstração do uso de tirantes nas análises são fabricadas pela empresa DYWIDAG, por serem adequadas aos esforços de protensão e comercializadas em território nacional. Foram feitas análise da aplicação de barras de aço de 15, 32 e 36 milímetros de diâmetro, separadamente, mas todas com 12 metros de comprimento e com ancoragem à uma taxa de 20% do comprimento total.

O Quadro 5 traz as propriedades mecânicas e geométricas da cada tirante.

Diâmetro Nominal	mm (*)	36	32	15
Carga de Ruptura	tf (*)	107	84	19
Carga de Ruptura	KN (**)	1049,67	824,04	186,39
Ancoragem	% (***)	20	20	20
Comprimento	m (***)	12	12	12
Tensão de Arrancamento	KN/m (**)	87,47	68,67	15,53

Quadro 5: Propriedades mecânicas e geométricas dos tirantes.

(*) Valores característicos de fabricação – Fonte: DYWIDAG.

(**) Valores calculados a partir dos valores característicos de fabricação e valores adotados.

(***) Valores adotados.

Todas as barras foram posicionadas a cada 3 metros na posição transversal, mas em diferentes posições longitudinais, formando assim as cortinas. Sendo as de 15mm colocadas a cada 1 metro, as de 32mm a cada 3 metros e as de 36 a cada 5 metros.

Cada uma dessas barras foi aplicada em três diferentes taxas de inclinação em relação a horizontal, sendo 15° , 20° e 25° os ângulos que representam essa taxa. Essa variação no ângulo teve o objetivo de se verificar se este seria um fator que pudesse alterar significativamente os valores dos Fatores de Segurança.

A Figura 26 ilustra a seção transversal do talude com a aplicação de tirantes de 15 mm de diâmetros, com 20° de inclinação.

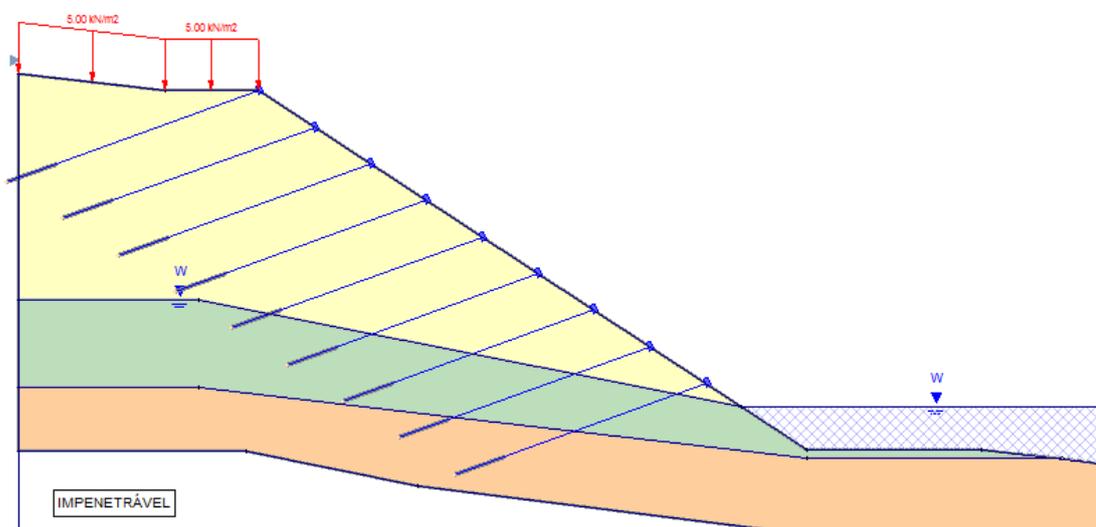


Figura 26: Seção transversal do talude após a aplicação de tirantes de 15mm e com inclinação de 20° .

5.5.2 Troca de Solo

Considerando-se o exposto anteriormente sobre o processo de troca de solo, para este estudo, em particular, foi considerada a remoção total da camada de aterro de solo de baixa capacidade de carga.

Assim, a simulação considerou a retirada da camada de solo mole com reaterro de solo com características de resistências mais adequadas. Foram realizadas considerações sobre a possibilidade de se usar solo com características

ao solo residual presente no local, que foi subdividido em solos do tipo “A” e “B”. Assim, foram realizadas análises considerando-se a situação da presença do aterro e das possíveis troca de solos para verificação da variação dos parâmetros de estabilidade envolvidos.

Considerando-se que o solo abaixo do aterro é um solo residual, poderá ser encontrado, com facilidade, este material próximo ao local do evento de ruptura. Não está sendo considerado efeitos adversos da interrupção da via e, com isto, é considerado apenas o aspecto de segurança geotécnica da obra a ser realizada.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dentre os diversos métodos de análise de estabilidade apresentados no item 4.4, serão apresentadas a seguir as aplicações dos métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer tanto para o talude em seu estado natural, como com as simulações da aplicação de reforço e troca de solo.

6.1 SOLO NATURAL

Na análise inicial do solo verificou-se a influência da variação do nível de água e da sobrecarga, de forma simultânea, sobre o valor do fator de segurança. Os Gráficos 1, 2 e 3 apresentam esses valores de FS obtidos, de acordo com os métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer, respectivamente.

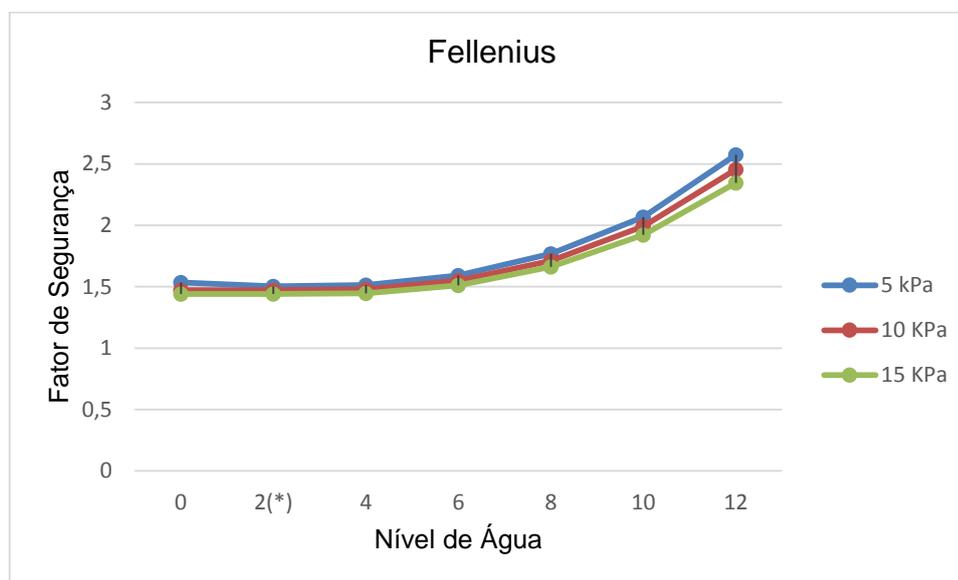


Gráfico 1: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius.

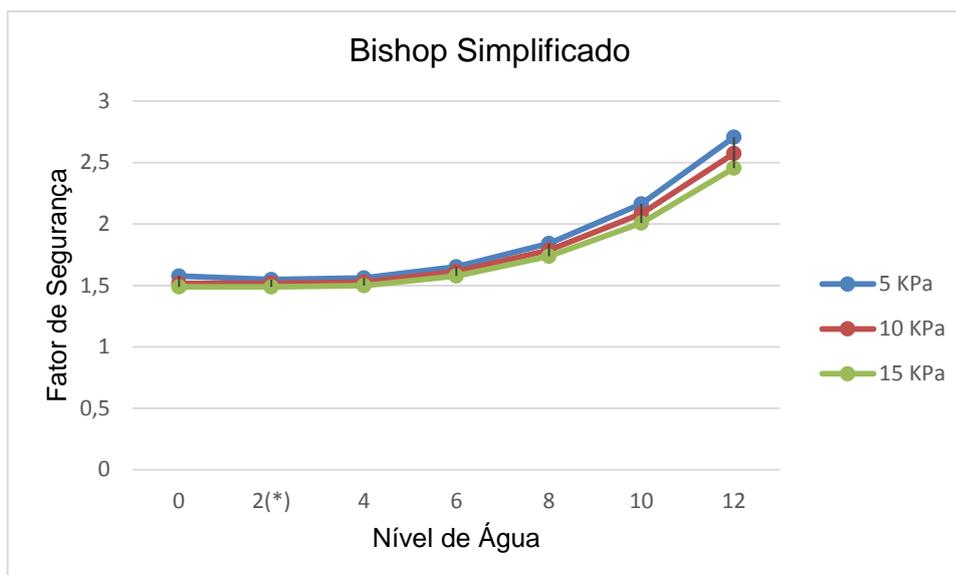


Gráfico 2: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.

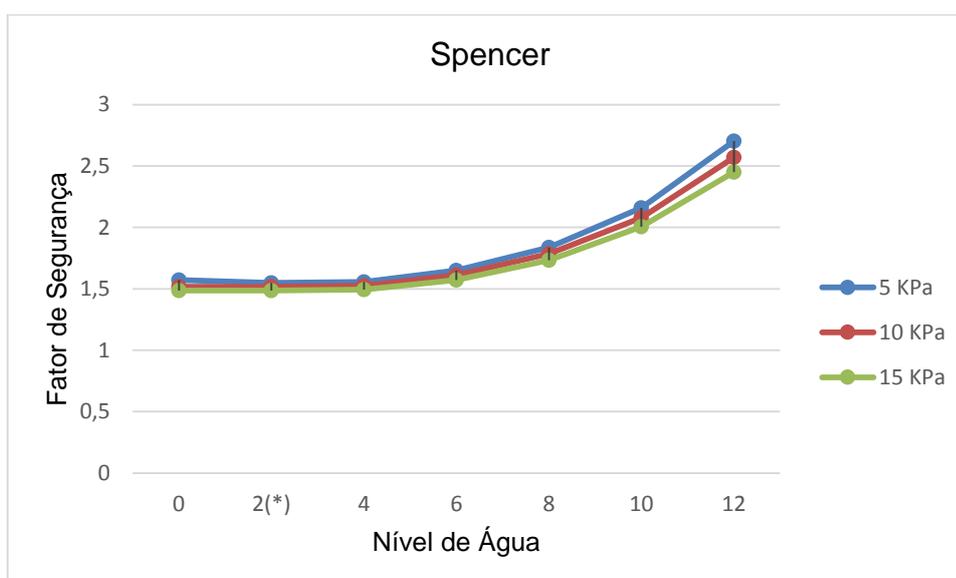


Gráfico 3: Solo Natural - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer.

Na aplicação dos três métodos foi possível observar que o aumento gradativo do valor da sobrecarga resultou na diminuição do fator de segurança a uma média de 2% a cada 5 kN/m². Entretanto, considerando-se apenas o efeito de sobre carga, verifica-se que o aumento do nível de água ocasionou a diminuição do FS até a cota 4m. Porém, a partir da cota de 6 m, esses valores passaram a aumentar ao invés de diminuir.

É interessante notar que o nível de água do rio que passa ao lado do talude encontra-se na cota 2m. Nessa cota os três métodos resultaram valores de fator de segurança menores que o mínimo exigido por norma para se garantir a estabilidade da encosta.

6.2 REFORÇO DE SOLO

Na análise realizada após a simulação do uso de tirantes, verificou-se a influência da variação do nível de água e da sobrecarga de forma independente sobre o valor do fator de segurança, ou seja, enquanto um variava o outro permanecia estável. Foram testados três tipos de tirantes, com diâmetros de 15, 32 e 36 milímetros; e cada um deles foi posicionado com três angulações diferentes, 15°, 20° e 25°.

Os Gráficos 4, 5 e 6 apresentem os valores de FS obtidos de acordo com o método Fellenius, variando o nível d'água, e com a utilização barras de aço de 15, 32 e 36 mm respectivamente.

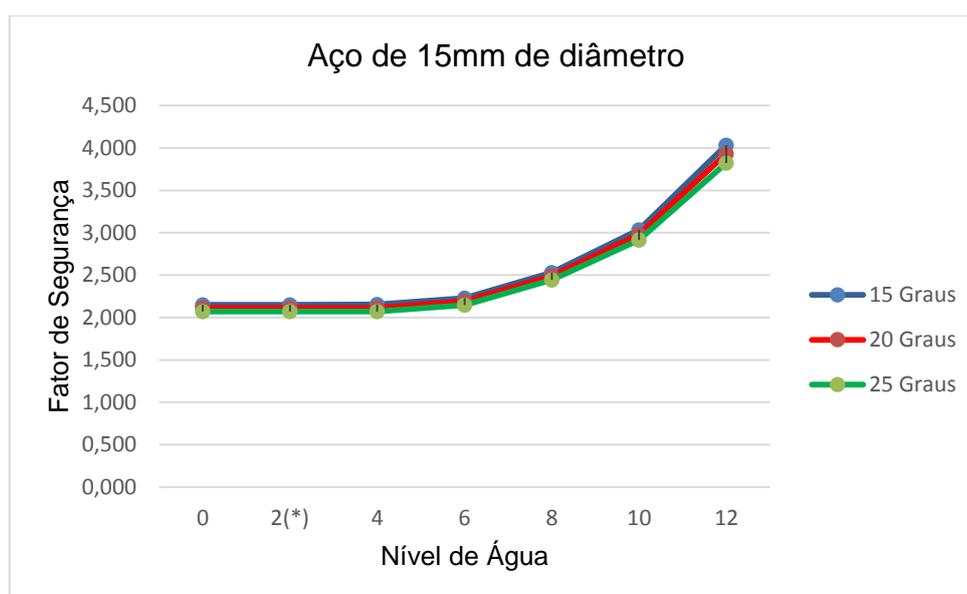


Gráfico 4: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.

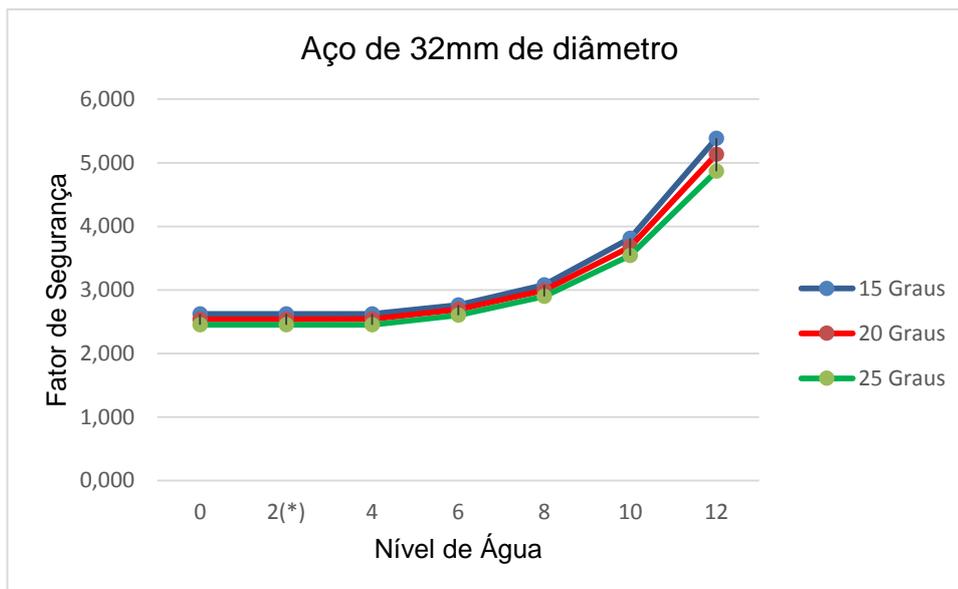


Gráfico 5: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.

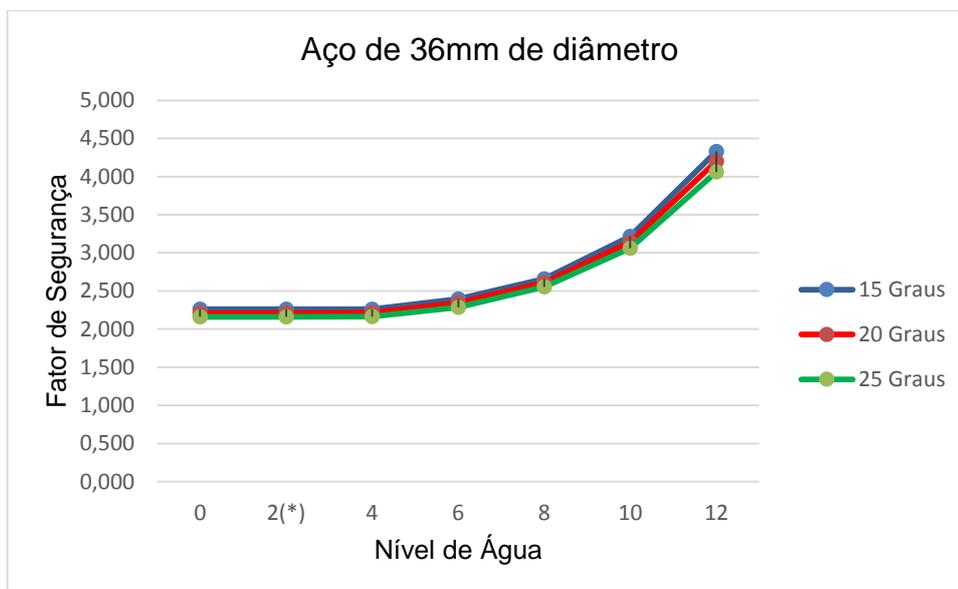


Gráfico 6: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Fellenius.

Os valores de FS obtidos por meio do método Fellenius após a aplicação dos tirantes, em suas variações de diâmetros, e com a alteração da sobrecarga estão apresentados nos Gráficos 7, 8 e 9.

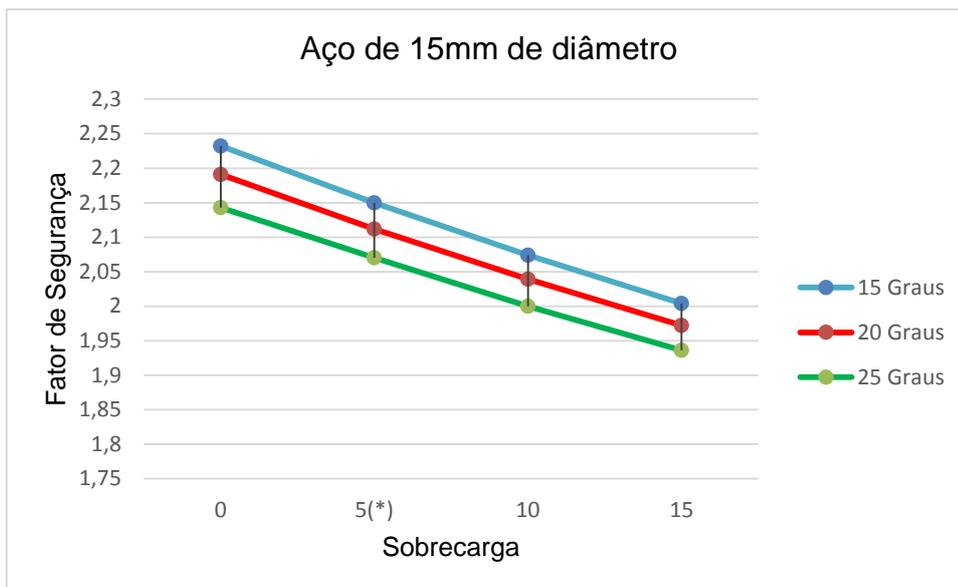


Gráfico 7: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.

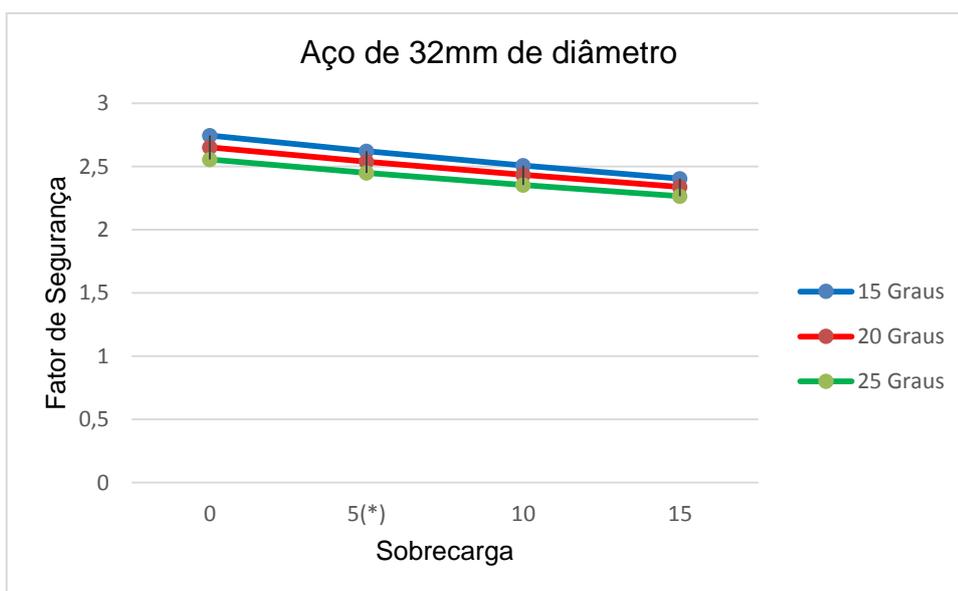


Gráfico 8: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.

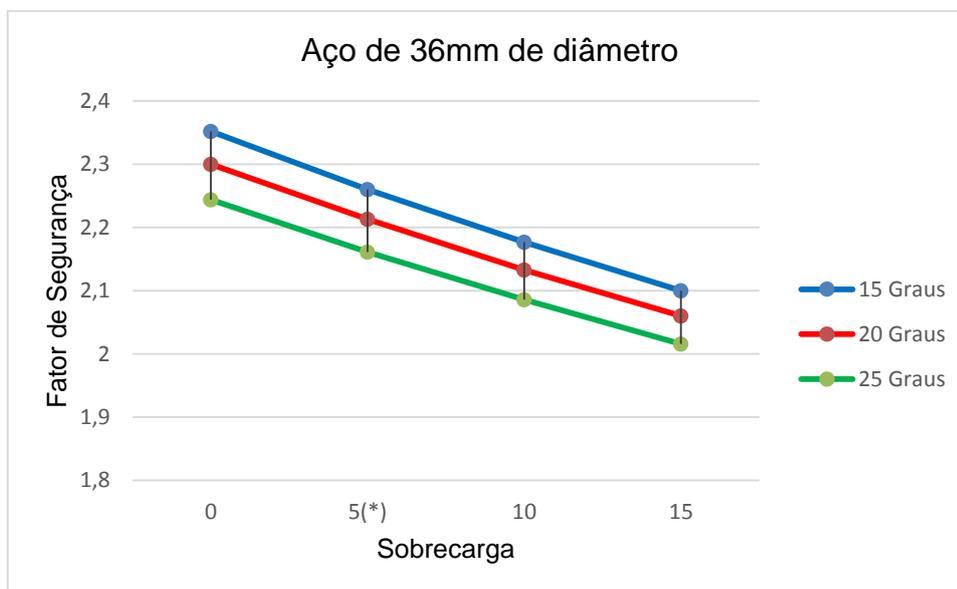


Gráfico 9: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Fellenius.

Na alteração do nível de água para os três diâmetros usados, de acordo com o método Bishop Simplificado, foram adquiridos os valores de fatores de segurança apresentados nos Gráficos 10, 11 e 12.

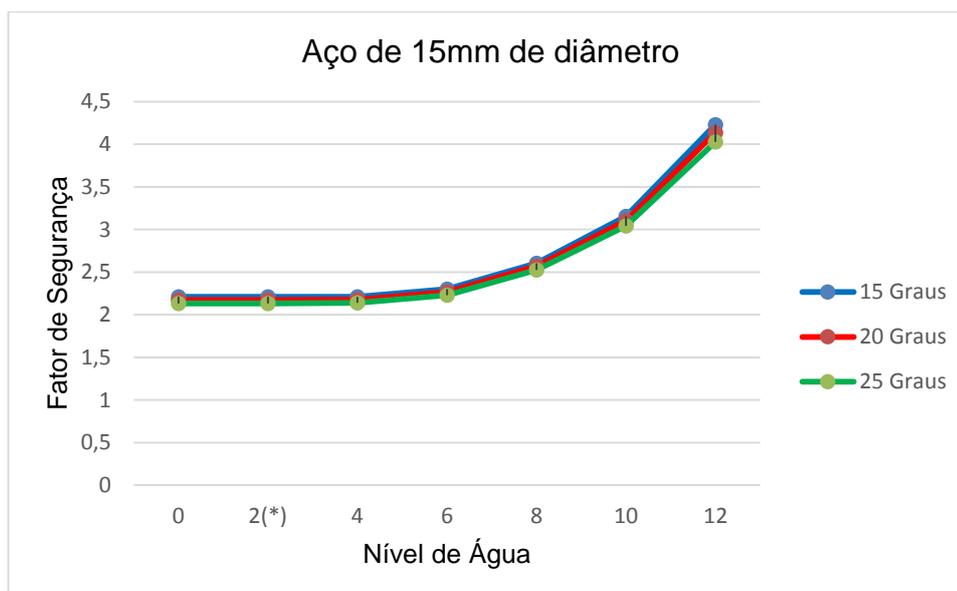


Gráfico 10: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.

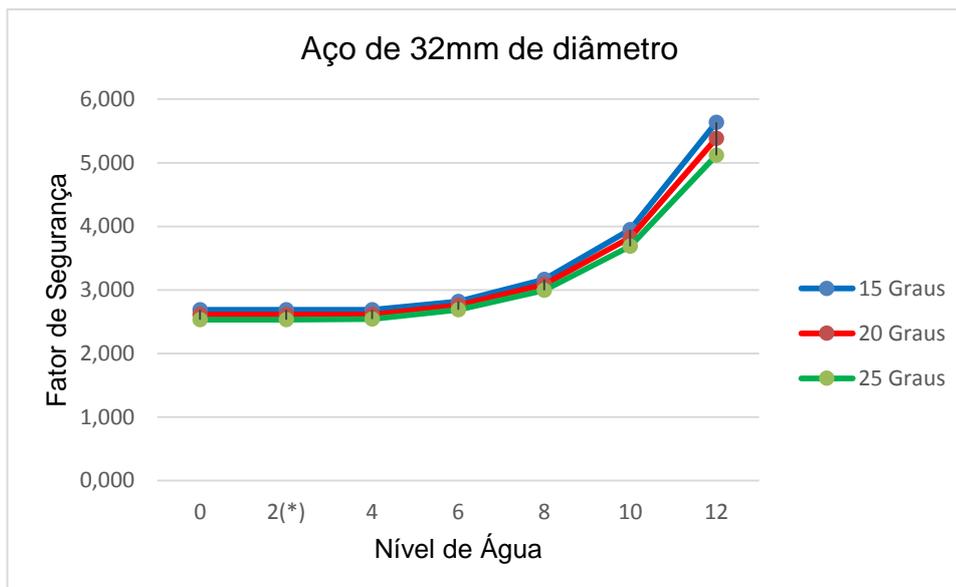


Gráfico 11: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.

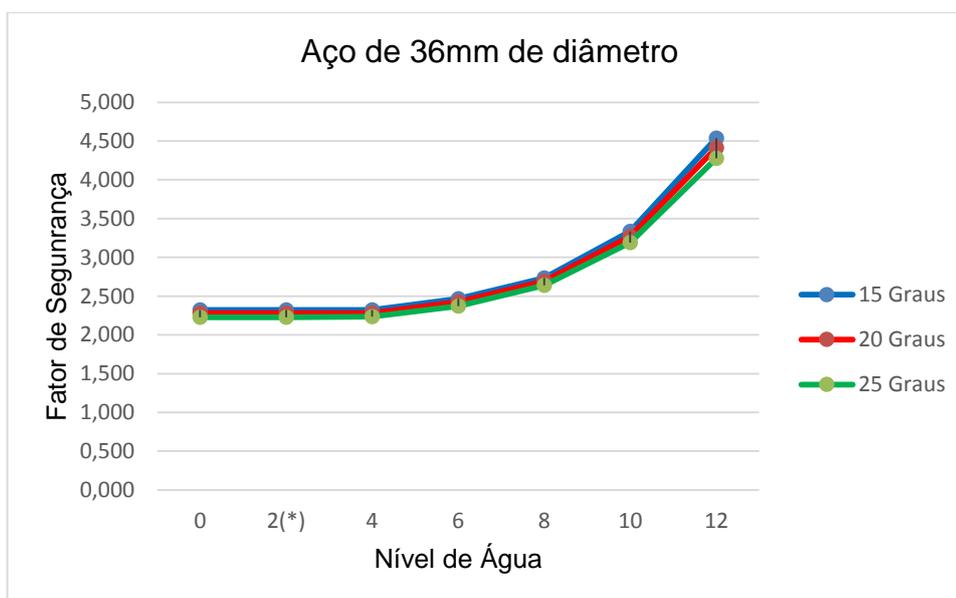


Gráfico 12: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Bishop Simplificado.

Os Gráficos 13, 14 e 15 trazem os valores de FS oriundos da variação da sobrecarga no solo, para os três tipos de tirantes utilizados na simulação. Esses valores foram calculados por meio do método Bishop Simplificado.

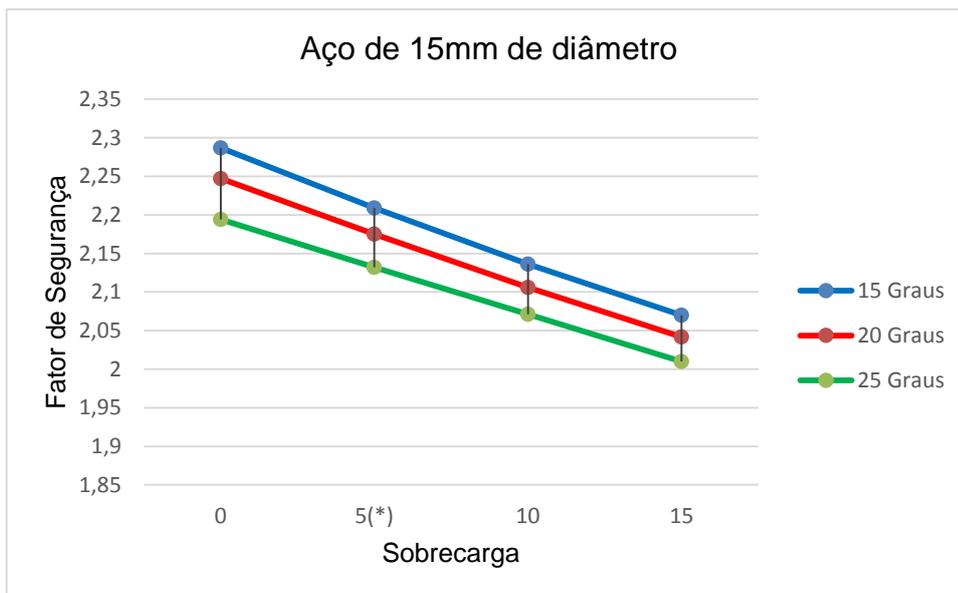


Gráfico 13: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.

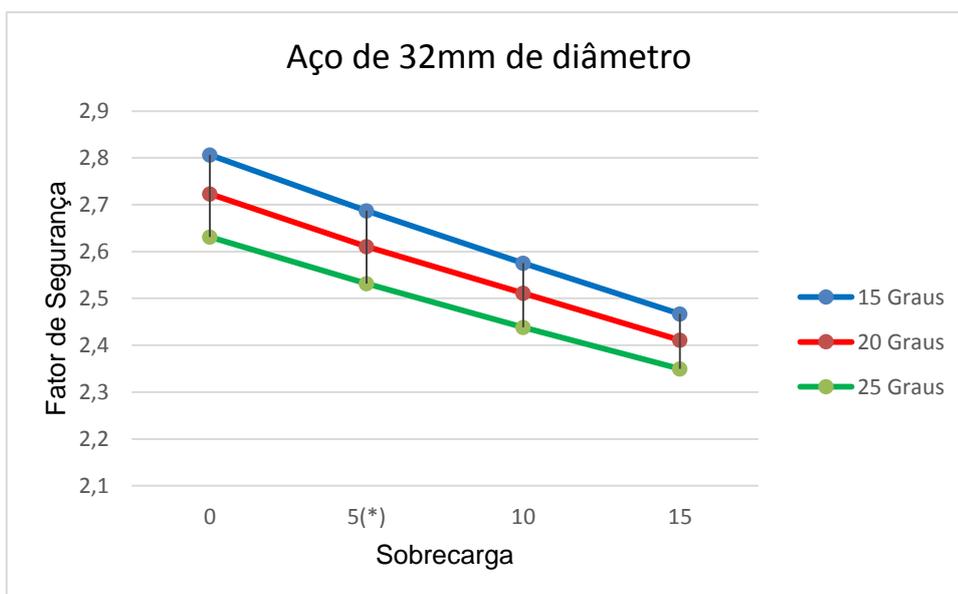


Gráfico 14: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.

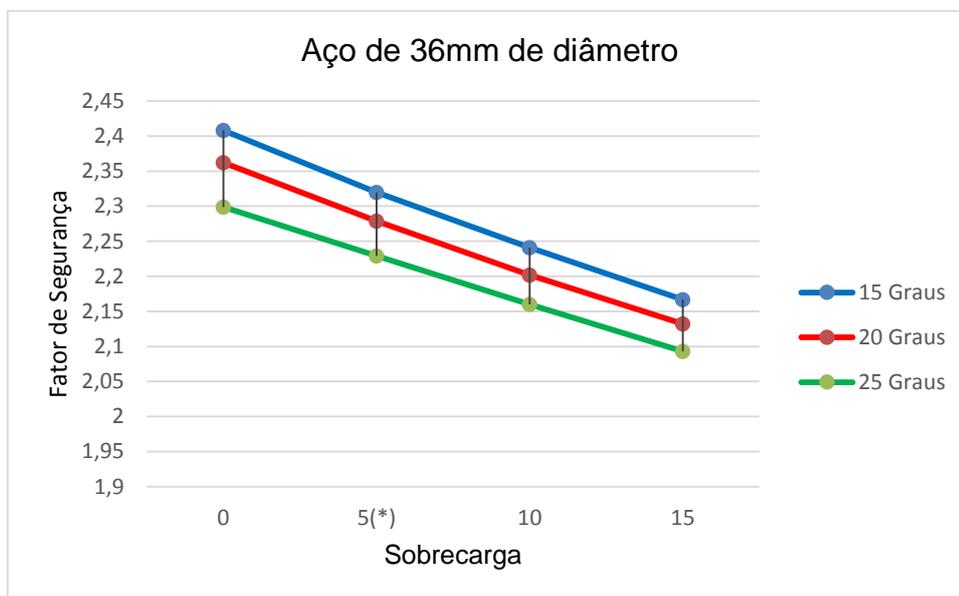


Gráfico 15: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Bishop Simplificado.

Na alteração do nível de água realizada na análise de estabilidade por meio do método Spencer, para os três diâmetros de tirantes, foram encontrados os valores de FS apresentados nos Gráficos 16,17 e 18.

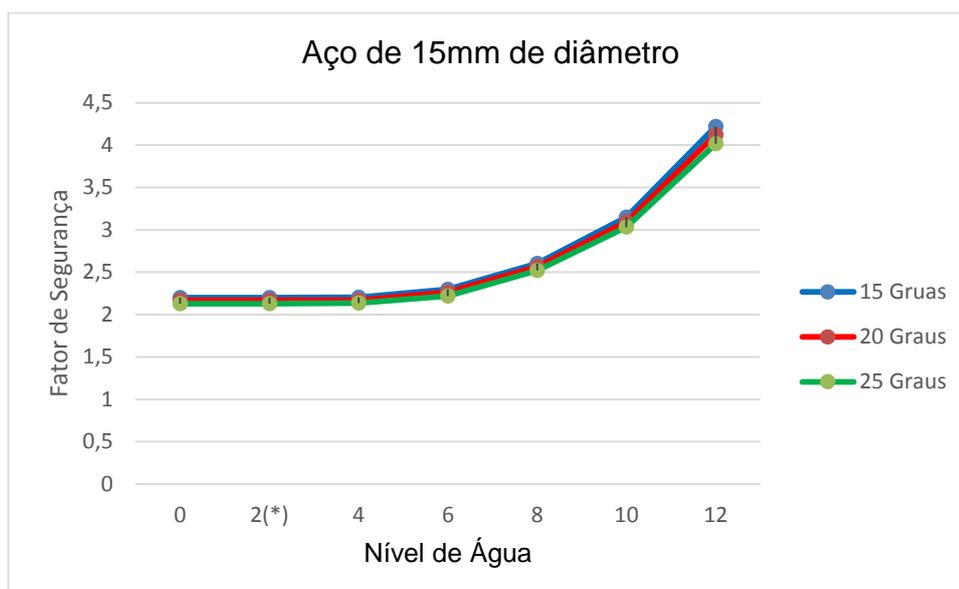


Gráfico 16: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.

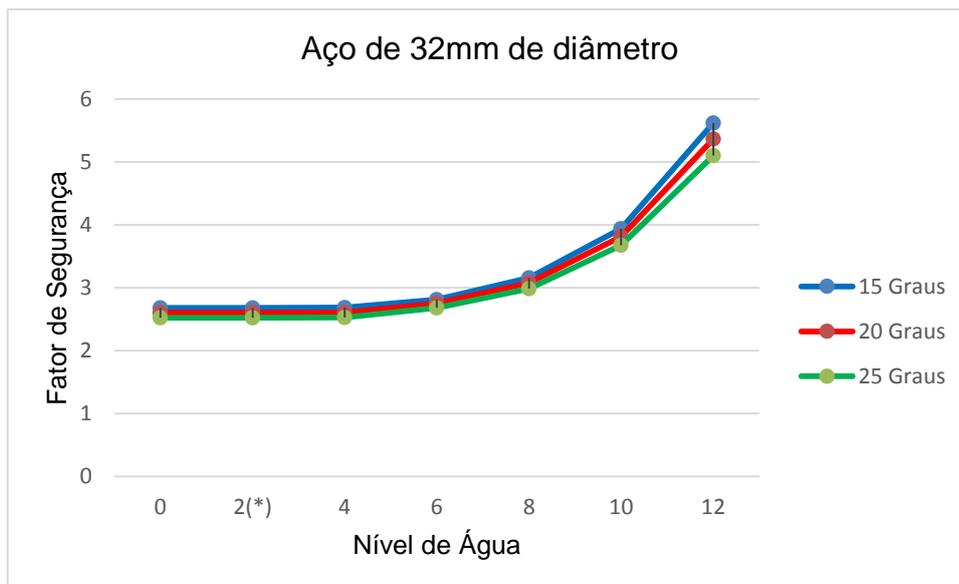


Gráfico 17: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.

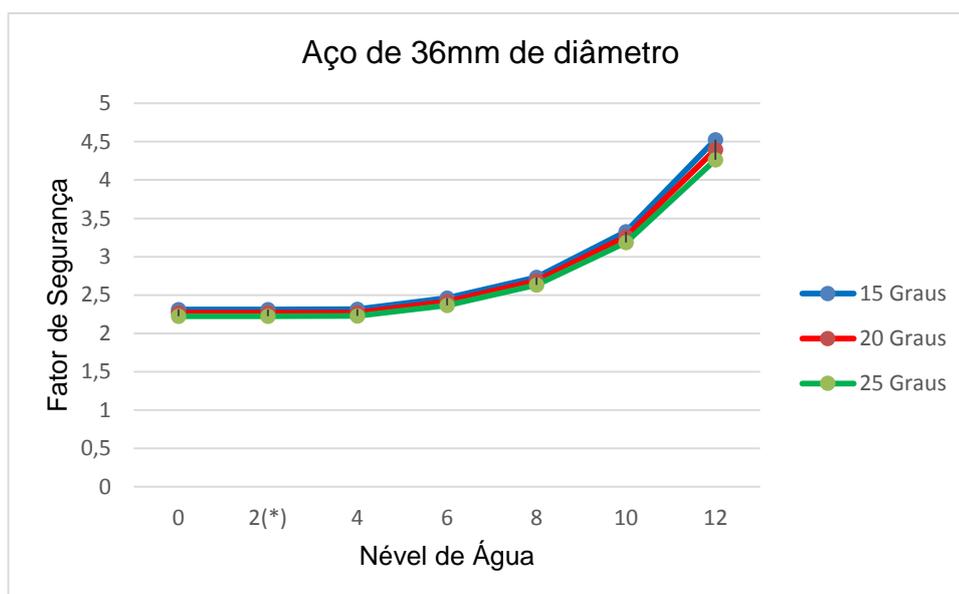


Gráfico 18: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação do NA pelo Método Spencer.

Os Gráficos 19, 20 e 21 trazem os valores dos fatores de segurança obtidos por meio do método Spencer, após a variação da sobrecarga na simulação de aplicação de reforço dos solos com o uso de tirantes de 15, 32 e 36 mm, respectivamente.

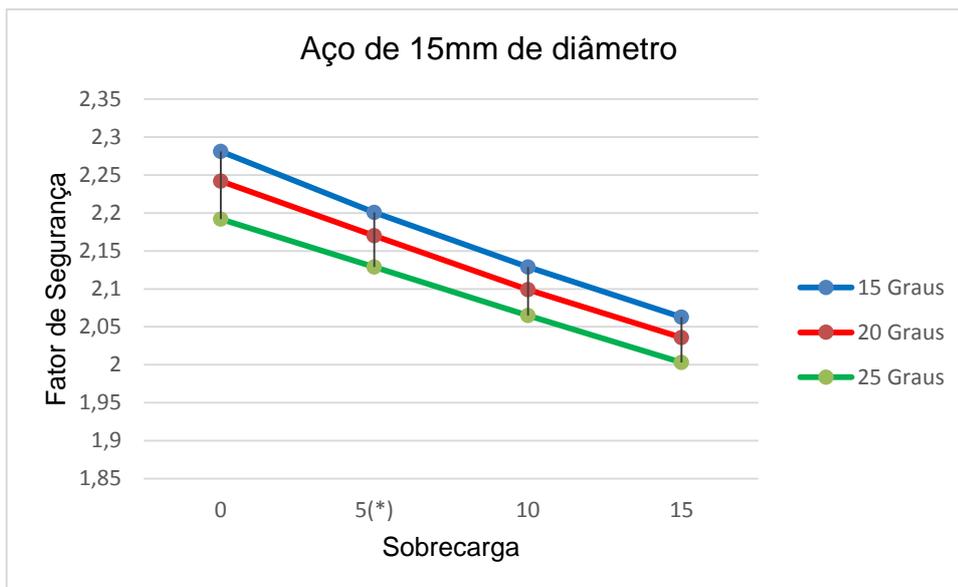


Gráfico 19: Aplicação de Tirantes (Aço 15 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.

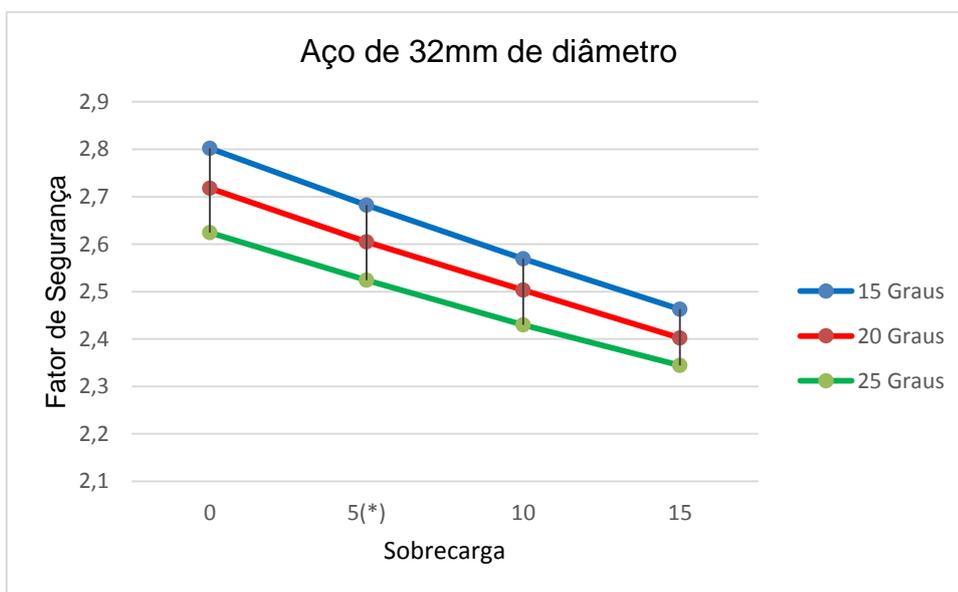


Gráfico 20: Aplicação de Tirantes (Aço 32 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.

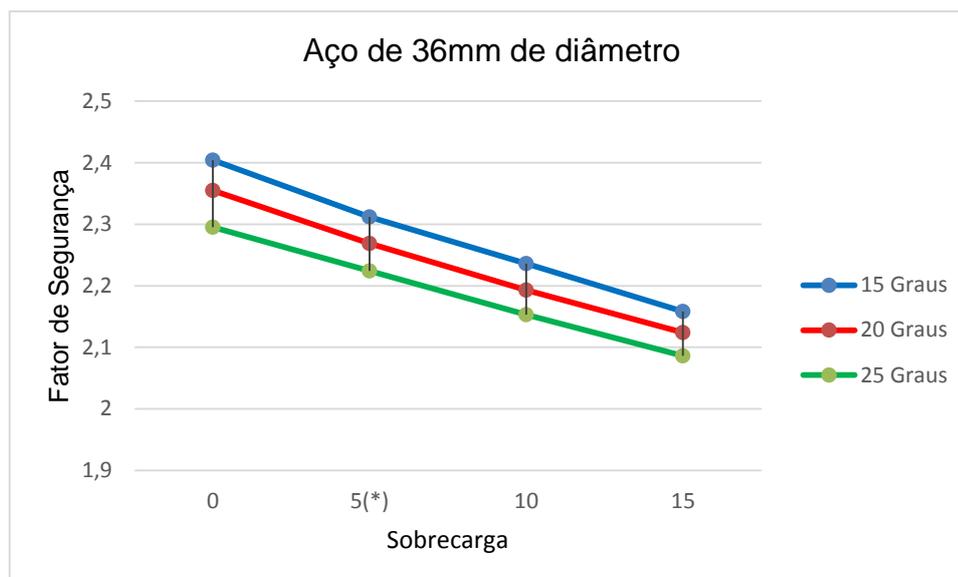


Gráfico 21: Aplicação de Tirantes (Aço 36 mm) - Variação da SC pelo Método Spencer.

A variação dos valores de FS, influenciados pela alteração do nível de água e da sobrecarga, apresentaram as mesmas características percebidas no solo em seu estado natural. Contudo, a adição de tirantes possibilitou um aumento desses valores, resultando assim em números aceitáveis por norma.

O aumento dos valores dos fatores de segurança com o uso de tirantes com 15 mm de diâmetro se deu a uma taxa entre 40 e 60%, os de 32 mm resultaram um acréscimo entre 70 e 130% e os de 36 mm obtiveram um aumento entre 45 e 70%.

6.3 TROCA DE SOLO

A terceira análise ocorreu com o emprego da técnica de troca de solo, onde a camada de aterro foi substituída, primeiramente, por um solo igual ao da camada “A” e em seguida por um igual ao da camada “B”. Nessa análise, a influência da variação do nível de água e da sobrecarga se deu de forma simultânea.

Os Gráficos 22, 23 e 24 trazem os valores de FS, após a simulação da troca do aterro por um solo semelhante ao da camada “A”, de acordo com os métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer, respectivamente.

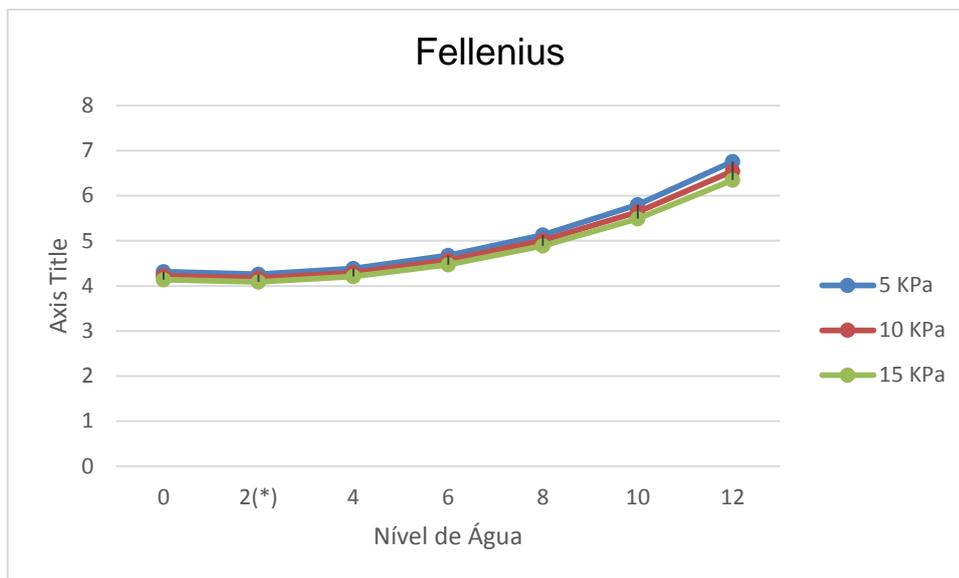


Gráfico 22: Camada “A” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius.

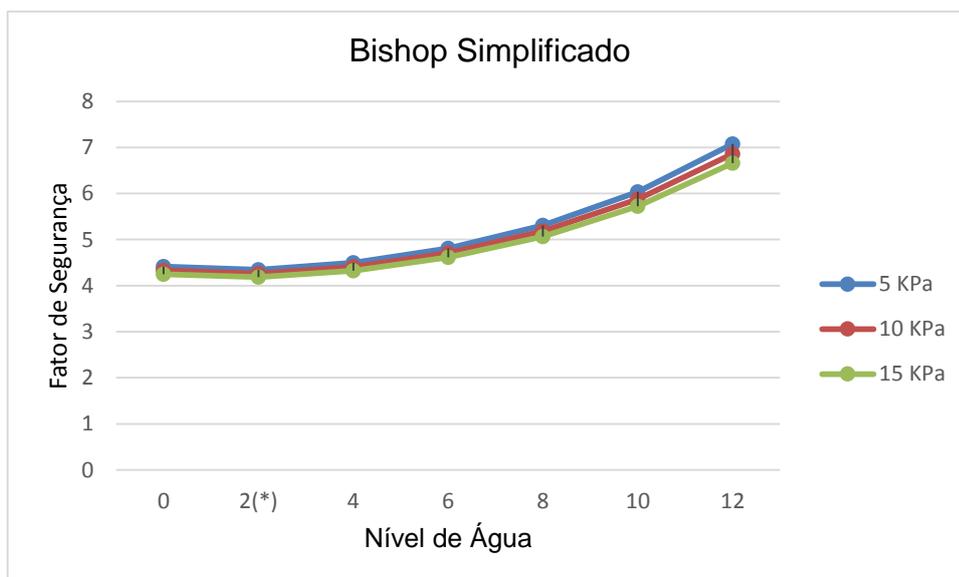


Gráfico 23: Camada “A” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.

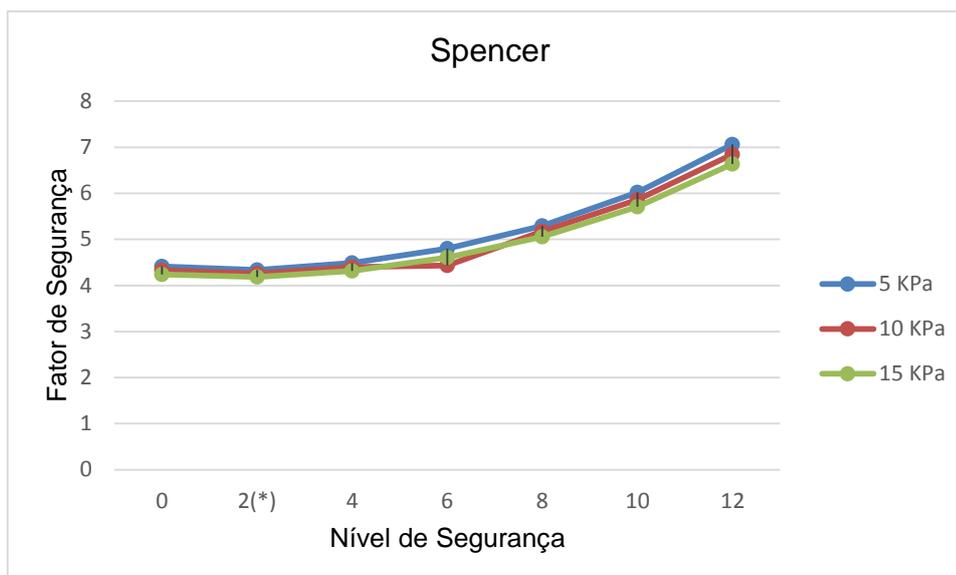


Gráfico 24: Camada "A" - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer.

Os fatores de segurança adquiridos, após a simulação da troca do aterro por um solo semelhante ao da camada "B", por meio dos métodos Fellenius, Bishop e Spencer, respectivamente, podem ser observados nos Gráficos 25, 26 e 27.

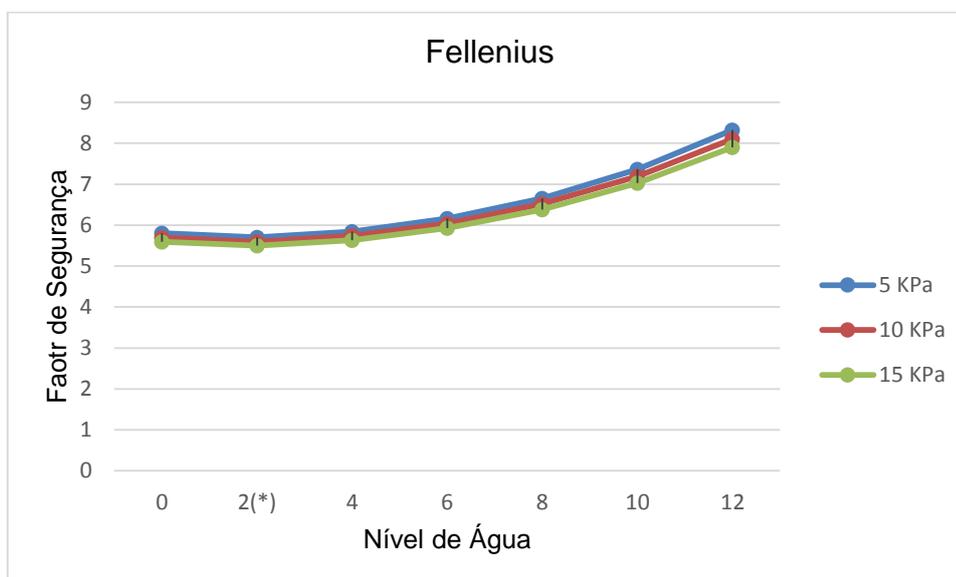


Gráfico 25: Camada "B" - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Fellenius.

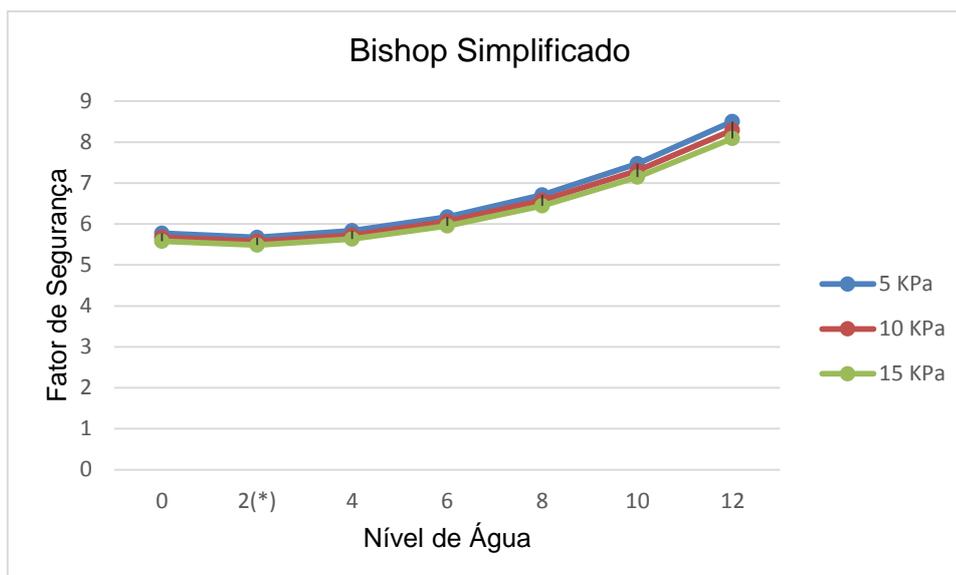


Gráfico 26: Camada “B” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Bishop Simplificado.

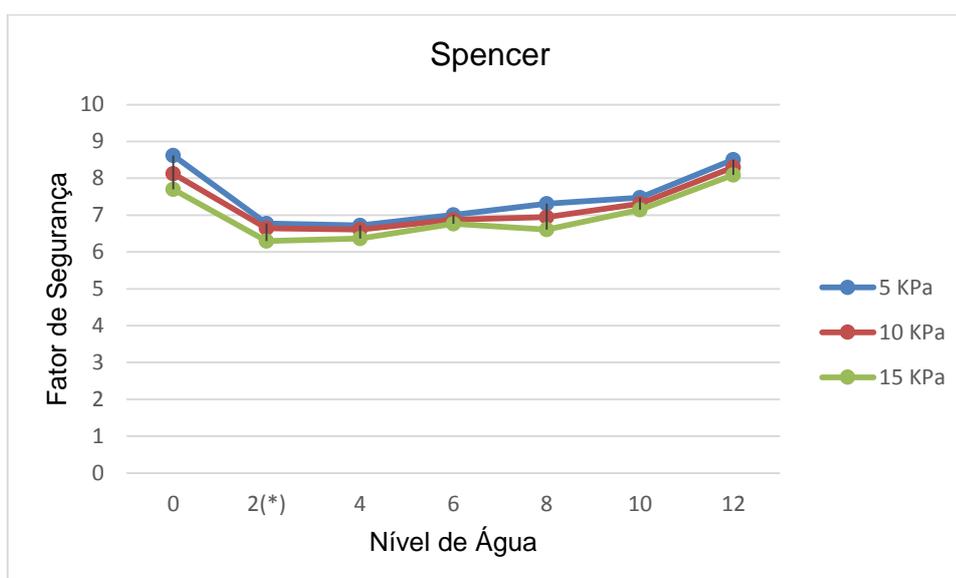


Gráfico 27: Camada “B” - Variação simultânea de NA e SC pelo Método Spencer.

As mesmas características apresentadas na variação dos valores de fatores de segurança, influenciada pela alteração dos parâmetros de nível de água e sobrecarga, no solo em estado natural e com o uso de tirantes, foram observadas na simulação com a técnica de troca de solo. Onde o aumento da SC gerou menores valores de FS, e o aumento do NA resultou em menores FS apenas até a cota 4m, passando a aumentar a partir de 6m.

O emprego de solo com características semelhantes ao da camada "A" resultou em valores de FS quase 200% maiores que os com o solo em seu estado natural. Enquanto a simulação com um solo semelhante ao da camada "B" gerou valores de FS, com no mínimo, 300% de aumento em relação aos com o solo natural.

7 CONCLUSÕES

Nesse trabalho foram realizadas simulações da aplicação de possíveis soluções para o caso de instabilidade no talude da Presidente Dutra. Por meio do Software Slide foram aplicados os métodos de análise (Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer), que possibilitaram observar a variação do valor do fator de segurança para diferentes combinações de parâmetros e soluções empregadas.

A análise inicial, do solo em seu estado natural e com a alteração simultânea dos parâmetros de nível de água e sobrecarga, mostrou que os valores do fator de segurança nesse estado eram baixos, justificando assim a instabilidade do solo. Sendo assim, foi possível observar a importância de um estudo preliminar mais acurado através de investigações geotécnicas.

A segunda análise se deu por meio da simulação do emprego do uso de cortinas atirantadas. O tirante com menor diâmetro, e conseqüentemente o mais econômico, já apresentou valores aceitáveis de FS, sendo assim o seu uso pode ser recomendado. No que se diz respeito a variação da angulação, a menor (15°) apresentou maiores valores de FS, contudo as diferenças entre os valores das três não eram muito distintas.

A terceira análise ocorreu com o emprego da técnica de troca de solo, onde já na primeira troca os resultados foram satisfatórios, visto que a camada "A" possui maiores valores de ângulo de atrito e coesão que a camada de aterro, gerando assim maiores valores de fator de segurança.

Os métodos Bishop e Spencer apresentaram, em todas as análises, resultados tão próximos que as curvas traçadas com seus resultados praticamente se sobrepõem. Já o método Fellenius apresentou resultados não tão próximos, contudo o comportamento da curva é bem parecido. Assim, é possível que se faça uma análise dos parâmetros de forma geral. Então, foi possível observar que o aumento progressivo do valor da sobrecarga resultava em menores valores do fator de segurança, enquanto que o aumento do nível de água gerava maiores valores de FS. Isso se dá devido a ação do empuxo da água, que a partir do nível 6 m passou a ser um fator positivo e não mais negativo no conjunto de forças atuando sobre o solo. Desta forma, para efeitos de cálculo, foi considerada a hipótese mais conservadora, ou seja, nível máximo do NA de 4 m.

É interessante observar que os valores de FS obtidos por meio da técnica de troca de solo são um pouco mais que o dobro dos valores obtidos por meio do uso de cortinas atirantadas. Podendo-se concluir assim, que a troca de solo é a opção geotécnica que apresenta maior eficiência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles – Projeto e Desempenho**. 1 ed. São Paulo: Editora Oficina De Textos. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: 2001. 17 p.

_____. **NBR 9061**: Segurança de Escavação a Céu Aberto. Rio de Janeiro: 1985. 31 p.

_____. **NBR 7188**: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Rio de Janeiro: 1982. 4 p.

BISHOP, A. W. **The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**. Géotechnique. Vol 5. 1955.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. v. 1. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987.

_____. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. v. 2. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CINTRA, José; AOKI, Nelson; ALBIERO, José. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

CORREIA, António A. S. **Métodos de Dimensionamento de Muros de Alvenaria de Tijolo Reforçados com Geossintéticos**. 2003. 210 f. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2003.

CORSINI, Rodnei. **Fundações e Contensões**. 6 ed. “Infraestrutura Urbana”. 2011. Disponível em <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/6/taludes-atirantados-227250-1.aspx>>. Acesso em 13 mar. 2015.

CRUDEN D.M.; VARNES, D.J. **Landslide types and processes**. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides-investigation and mitigation. Special Report 247. Transportation Research Board, Washington, p.36-75, 1996.

DUTRA, Vinícius A. de S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção Englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural**. 2013. 89 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

DYMINSKI, Andréa S. **Notas de aula da disciplina de Geotecnia Ambiental**. Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2010.

GEO-SLOPE, International Ltd. **Stability Modeling with SLOPE/W 2007**. 367 p. Version – An Engineering Methodology. Vol. 3. Calgary, Alberta, Canada, 2008.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de Taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HORST, R. **Avaliação dos Métodos para Cálculo de Estabilidade de Taludes em Maciço Terroso**. 2007. 129 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – UNIJUÍ, Ijuí, 2007.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Taludes de Rodovias. **Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, 1991.

JOLY, Nelson H. **Análise Paramétrica da Estabilidade de um Talude**. 2014. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Coordenação de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná Campus Campo Mourão, Campo Mourão, 2014.

JUNIOR, Itamar P. **Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina de Capão Xavier**. 2005. 162 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.

MASSAD, F. **Obras de Terra - Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Editora Oficina de Textos. 2003.

MARANGON, Márcio. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2009.

MATTOS, Kelly C. A. **Processos de Instabilização em Taludes Rodoviários em Solos Residuais Arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313**. 2009. 111 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO, ORÇAMENTO E GESTÃO e SECRETARIA DE PLANEJAMENTO E INVESTIMENTOS ESTRATÉGICOS. **Plano Plurianual (PPA) 2012 - 2015**. Brasília, 8 de abril de 2011. 222 p.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. **The Analysis of Stability of General Slip Surfaces**. Geotechnique. Vol. 15. No.1, 79-93 p. 1965.

OLIVEIRA, Vanessa S. **Análise de Estabilidade Bi e Tridimensional de Talude Estabilizado em Solo Grampeado**. 2006. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

Perboni, J. P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles: caso de encontro da ponte sobre o rio dos peixes (BR 381)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG. 2003.

PEREIRA, Tonismar dos S. **Avaliação do Desempenho de Diferentes métodos de Análise de Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra**. 2013. 77 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Centro de Ciências Rurais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS, 2013.

PINTO, Carlos. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006.

ROCSCIENCE, Inc. **Limit Equilibrium Slope Stability Analysis**. Version 6. 2015. Disponível em < <https://www.rocscience.com/products/8/Slide>>. Acesso em 14 de mar. 2015.

SAYÃO, Alberto; SIEIRA, Ana C.; SANTOS, P. **Manual Técnico de Reforço de Solos**. Jundiaí: Maccaferri, 2009. 168 p.

SPENCER, E. **A Method of Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces**. Geotechnique. Vol.17, No.1. 11-26 p. 1967.

TERZAGHI, K. **Mecanismo dos Escorregamentos de Terra**. São Paulo: Revista Politécnica, n 167, 41 p., 1952.

ANEXO A – CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ACORDO COM JOLY (2014).

Em função da resistência a penetração (N_{SPT}) podemos classificar o solo através da compactidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila ou silte argiloso (PINTO, 2006). O Quadro 6 adaptado da NBR 6484 (2001) fornece o estado de compactidade e de consistência através da resistência a penetração.

Solo	Índice de resistência a penetração N	Designação ¹
Areias e siltes arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

¹ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Quadro 6: Estados de compactidade e de consistência.

Fonte: Adaptado NBR 6484 (2001, P. 17).

As condições de carregamento estão diretamente ligadas aos parâmetros de resistência, variando do não drenado ao drenado. Geralmente a condição mais crítica domina a condição não drenada (CINTRA et al., 2011).

A partir do N_{spt} obtemos outros parâmetros importantes do solo. O peso específico de solos argiloso é definido no Quadro 7.

Nspt	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Quadro 7: Peso específico de solos argilosos.

Fonte: Adaptado GODOY (1972 apud CINTRA et al., 2011, P. 46).

O peso específico de solos arenosos é definido no Quadro 8.

Nspt	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 a 8	Pouca Compacta			
9 a 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 a 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

Quadro 8: Peso específico de solos arenosos.

Fonte: Adaptado GODOY (1972 apud CINTRA et al., 2011, P. 46).

Através da Equação (30) Teixeira e Godoy (1983 apud CINTRA et al., 2011, P. 45) sugerem a seguinte correlação para a coesão não drenada através do índice de resistência a penetração:

$$c = 10N_{spt} \quad (30)$$

Onde:

c – Coesão

N_{spt} – índice de resistência a penetração

O ângulo de atrito não drenado é obtido através da Equação (31) obtida através da correlação empírica de Godoy (1983 apud CINTRA et al., 2011, P. 45) com o índice de resistência a penetração:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{spt}$$

(31)

Onde:

ϕ – Ângulo de atrito

N_{spt} – Índice de resistência a penetração

O ângulo de atrito não drenado pelo método de Teixeira (1996 apud CINTRA et al., 2011, P.45) através do índice de resistência a penetração é dado pela Equação (32):

$$\phi = \sqrt{20N_{spt} + 15^\circ}$$

(32)

Onde:

ϕ – Ângulo de atrito

N_{spt} – Índice de resistência a penetração.

ANEXO B – VALORES DOS FS PARA AS VARIAÇÕES DO SOLO NATURAL.

A seguir estão apresentados, no Quadro 9, os valores de Fator de Segurança resultantes da variação simultânea do nível de água e da sobrecarga, no solo em seu estado natural.

Solo Natural			
Método Fellenius			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	1,534	1,472	1,441
2(*)	1,502	1,472	1,441
4	1,513	1,479	1,447
6	1,591	1,549	1,511
8	1,768	1,712	1,661
10	2,067	1,991	1,921
12	2,574	2,455	2,345
Método Bishop Simplificado			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	1,576	1,518	1,489
2(*)	1,548	1,518	1,489
4	1,560	1,528	1,498
6	1,652	1,614	1,578
8	1,842	1,787	1,737
10	2,163	2,083	2,009
12	2,707	2,575	2,455
Método Spencer			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	1,573	1,517	1,485
2(*)	1,548	1,517	1,485
4	1,557	1,525	1,494
6	1,649	1,610	1,573
8	1,838	1,784	1,733
10	2,159	2,078	2,005
12	2,702	2,569	2,450

Quadro 9: FS - Solo Natural com variação simultânea de NA e SC.

ANEXO C – VALORES DOS FS PARA AS VARIAÇÕES DO SOLO COM A SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE TIRANTES.

A seguir estão apresentados os valores de Fator de Segurança resultantes da variação dos parâmetros de nível de água (NA) e sobrecarga (SC), com a aplicação de tirantes no solo. Nesta análise, enquanto um parâmetro sofria variação o outro permaneceu constante. Desta forma, quando ocorria a variação do NA, a sobrecarga permanecia com o valor de 5 KPa; e enquanto a SC variava o nível de água permanecia em 2m.

Os Quadros 10, 11 e 12 apresentam os valores de FS, calculados de acordo com o Método Fellenius, para as barras de aço de 15, 32 e 36 milímetros de diâmetro respectivamente.

Carga de Ruptura = $19t_f = 186,39\text{KN}$ (Diâmetro de 15mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,150	0	2,232	0	2,112	0	2,191	0	2,070	0	2,143
2(*)	2,150	5(*)	2,150	2(*)	2,112	5(*)	2,112	2(*)	2,070	5(*)	2,070
4	2,152	10	2,074	4	2,113	10	2,039	4	2,071	10	2,000
6	2,229	15	2,004	6	2,190	15	1,972	6	2,147	15	1,936
8	2,531			8	2,490			8	2,445		
10	3,037			10	2,979			10	2,916		
12	4,032			12	3,933			12	3,824		

Quadro 10: FS - Método Fellenius para carga de ruptura de 19t.

Carga de Ruptura = 84tf = 824,04KN (Diâmetro de 32mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,621	0	2,745	0	2,538	0	2,653	0	2,451	0	2,557
2(*)	2,621	5(*)	2,621	2(*)	2,538	5(*)	2,538	2(*)	2,451	5(*)	2,451
4	2,624	10	2,509	4	2,541	10	2,434	4	2,453	10	2,354
6	2,761	15	2,405	6	2,690	15	2,339	6	2,604	15	2,266
8	3,079			8	2,992			8	2,897		
10	3,811			10	3,679			10	3,539		
12	5,387			12	5,131			12	4,867		

Quadro 11: FS - Método Fellenius para caga de ruptura de 84tf

Carga de Ruptura = 107tf = 1049,67KN (Diâmetro de 36mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,260	0	2,352	0	2,213	0	2,300	0	2,161	0	2,244
2(*)	2,260	5(*)	2,260	2(*)	2,213	5(*)	2,213	2(*)	2,161	5(*)	2,161
4	2,262	10	2,177	4	2,215	10	2,133	4	2,163	10	2,086
6	2,396	15	2,100	6	2,343	15	2,060	6	2,285	15	2,016
8	2,659			8	2,609			8	2,553		
10	3,214			10	3,141			10	3,062		
12	4,327			12	4,198			12	4,060		

Quadro 12: FS - Método Fellenius para caga de ruptura de 107tf

Os Quadros 13, 14 e 15 apresentam os valores de FS, calculados de acordo com o método Bishop Simplificado, para as barras de aço de 15, 32 e 36 milímetros de diâmetro respectivamente.

Carga de Ruptura = 19tf = 186,39KN (Diâmetro de 15mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	SC (kPa)	SC	FS
0	2,209	0	2,287	0	2,175	0	2,247	0	2,132	0	2,194
2(*)	2,209	5(*)	2,209	2(*)	2,175	5(*)	2,175	2(*)	2,132	5(*)	2,132
4	2,210	10	2,136	4	2,177	10	2,106	4	2,140	10	2,071
6	2,301	15	2,070	6	2,266	15	2,042	6	2,228	15	2,010
8	2,605			8	2,569			8	2,527		
10	3,154			10	3,102			10	3,041		
12	4,231			12	4,136			12	4,029		

Quadro 13: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 19tf.

Carga de Ruptura = 84tf = 824,04KN (Diâmetro de 32mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	SC (kPa)	SC	FS
0	2,687	0	2,806	0	2,611	0	2,723	0	2,532	0	2,631
2(*)	2,687	5(*)	2,687	2(*)	2,611	5(*)	2,611	2(*)	2,532	5(*)	2,532
4	2,689	10	2,575	4	2,614	10	2,511	4	2,543	10	2,438
6	2,819	15	2,467	6	2,756	15	2,411	6	2,685	15	2,350
8	3,162			8	3,082			8	2,993		
10	3,948			10	3,823			10	3,687		
12	5,636			12	5,384			12	5,120		

Quadro 14: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 84tf.

Carga de Ruptura = 107tf = 1049,67KN (Diâmetro de 36mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	SC (kPa)	SC	FS
0	2,320	0	2,408	0	2,279	0	2,362	0	2,229	0	2,299
2(*)	2,320	5(*)	2,320	2(*)	2,279	5(*)	2,279	2(*)	2,229	5(*)	2,229
4	2,323	10	2,241	4	2,281	10	2,202	4	2,235	10	2,160
6	2,464	15	2,167	6	2,423	15	2,132	6	2,371	15	2,093
8	2,735			8	2,691			8	2,639		
10	3,336			10	3,269			10	3,192		
12	4,537			12	4,413			12	4,276		

Quadro 15: FS - Método Bishop Simplificado para caga de ruptura de 107tf

Os Quadros 16, 17 e 18 apresentam os valores de FS, calculados de acordo com o método Spencer, para as barras de aço de 15, 32 e 36 milímetros de diâmetro respectivamente.

Carga de Ruptura = 19tf = 186,39KN (Diâmetro de 15mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,201	0	2,281	0	2,170	0	2,242	0	2,129	0	2,192
2(*)	2,201	5(*)	2,201	2(*)	2,170	5(*)	2,170	2(*)	2,129	5(*)	2,129
4	2,203	10	2,129	4	2,171	10	2,099	4	2,135	10	2,065
6	2,297	15	2,063	6	2,263	15	2,036	6	2,218	15	2,003
8	2,604			8	2,567			8	2,522		
10	3,148			10	3,094			10	3,033		
12	4,220			12	4,123			12	4,017		

Quadro 16: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 19tf

Carga de Ruptura = 84tf = 824,04KN (Diâmetro de 32mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,682	0	2,802	0	2,605	0	2,718	0	2,524	0	2,624
2(*)	2,682	5(*)	2,682	2(*)	2,605	5(*)	2,605	2(*)	2,524	5(*)	2,524
4	2,685	10	2,569	4	2,603	10	2,503	4	2,527	10	2,430
6	2,815	15	2,463	6	2,753	15	2,402	6	2,679	15	2,344
8	3,157	20	2,362	8	3,076	20	2,310	8	2,986	20	2,257
10	3,939	30(**)	2,194	10	3,813	30(**)	2,149	10	3,675	30(**)	2,111
12	5,620	40(**)	2,053	12	5,366	40(**)	2,016	12	5,102	40(**)	1,984

Quadro 17: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 84tf

Carga de Ruptura = 107tf = 1049,67KN (Diâmetro de 36mm)											
15 Graus				20 graus				25 graus			
NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS	NA	FS	SC (kPa)	FS
0	2,312	0	2,404	0	2,269	0	2,355	0	2,224	0	2,295
2(*)	2,312	5(*)	2,312	2(*)	2,269	5(*)	2,269	2(*)	2,224	5(*)	2,224
4	2,314	10	2,236	4	2,272	10	2,193	4	2,230	10	2,153
6	2,461	15	2,158	6	2,416	15	2,124	6	2,364	15	2,086
8	2,733	20	2,089	8	2,685	20	2,057	8	2,633	20	2,024
10	3,329	30(**)	1,959	10	3,260	30(**)	1,933	10	3,184	30(**)	1,909
12	4,525	40(**)	1,848	12	4,399	40(**)	1,826	12	4,262	40(**)	1,806

Quadro 18: FS - Método Spencer para caga de ruptura de 107tf

ANEXO D - VALORES DOS FS PARA AS VARIAÇÕES COM A SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE TROCA DE SOLOS.

A seguir estão apresentados os valores de Fator de Segurança resultantes da variação simultânea dos parâmetros de nível de água e sobrecarga, com a aplicação da técnica de troca no solo.

O Quadro 19 apresenta os valores de FS calculados com a simulação da substituição do aterro por um solo semelhante ao da camada "A".

Troca de Solos (Aterro = Camada A)			
Método Fellenius			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	4,314	4,224	4,137
2(*)	4,258	4,171	4,088
4	4,389	4,297	4,209
6	4,674	4,570	4,471
8	5,133	5,007	4,887
10	5,804	5,643	5,491
12	6,762	6,549	6,346
Método Bishop Simplificado			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	4,415	4,328	4,246
2(*)	4,342	4,260	4,183
4	4,497	4,409	4,325
6	4,809	4,708	4,612
8	5,308	5,185	5,067
10	6,036	5,876	5,726
12	7,075	6,861	6,659
Método Spencer			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	4,412	4,328	4,240
2(*)	4,337	4,259	4,182
4	4,491	4,402	4,317
6	4,801	4,434	4,604
8	5,296	5,175	5,056
10	6,024	5,864	5,711
12	7,059	6,844	6,641

Quadro 19: FS - Troca de Solo pela camada "A".

O Quadro 20 apresenta os valores de FS calculados com a simulação da substituição do aterro por um solo semelhante ao da camada “B”.

Troca de Solos (Aterro = Camada B)			
Método Fellenius			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	5,802	5,694	5,590
2(*)	5,700	5,597	5,499
4	5,847	5,739	5,636
6	6,162	6,042	5,928
8	6,658	6,518	6,385
10	7,364	7,194	7,032
12	8,324	8,108	7,904
Método Bishop Simplificado			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	5,778	5,676	5,578
2(*)	5,675	5,578	5,485
4	5,834	5,732	5,634
6	6,175	6,061	5,951
8	6,711	6,576	6,448
10	7,472	7,307	7,149
12	8,508	8,295	8,094
Método Spencer			
SC (kPa)	5	10	15
NA	FS	FS	FS
0	8,623	8,122	7,704
2(*)	6,776	6,643	6,297
4	6,719	6,606	6,367
6	7,006	6,879	6,766
8	7,310	6,950	6,612
10	7,473	7,310	7,149
12	8,508	8,294	8,091

Quadro 20: FS - Troca de Solo pela camada “B”.