



## ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE GRAMPEADO

Dayane de Almeida Conceição

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Leonardo De Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro

Setembro de 2011

# ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE GRAMPEADO

Dayane de Almeida Conceição

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

---

Prof. Leonardo De Bona Becker, D. Sc.

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc.

---

Prof. Maurício Ehrlich, D. Sc.

---

Prof. Rogério Luiz Feijó, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2011

Conceição, Dayane de Almeida

Análise Paramétrica da Estabilidade de um Talude Grampeado / Dayane de Almeida Conceição. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2011.

XI, 79 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Leonardo De Bona Becker, Marcos Barreto de Mendonça.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p.48-50.

1. Técnica de Reforço. 2. Comparação dos Métodos. 3. Análise Paramétrica. I. Becker, Leonardo De Bona *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

## AGRADECIMENTOS

Aos orientadores Leonardo De Bona Becker e Marcos Barreto de Mendonça pela atenção, disponibilidade e ensinamentos, durante a graduação e no projeto final.

Aos professores Maurício Ehrlich e Rogério Luiz Feijó pela disponibilidade e participação na minha banca examinadora.

A empresa Soloteste Engenharia Ltda. pela atenção e disponibilização dos dados estudados.

À minha família, pela paciência, por estar sempre ao meu lado e me dar à base para vida.

Aos meus amigos, de dentro e de fora do mundo da Engenharia, pelo apoio e incentivo.

A Deus, acima de tudo, por me dar luz e sabedoria para compreender e pôr em prática o que aprendo a cada dia.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## Análise Paramétrica da Estabilidade de um Talude Grampeado

Dayane de Almeida Conceição

Setembro/2011

Orientadores: Leonardo De Bona Becker, Marcos Barreto de Mendonça.

Curso: Engenharia Civil

O emprego da técnica de Solo Grampeado para a estabilização de taludes ou escavações, tem se destacado nas obras de contenção, no Brasil e no mundo, pela sua boa viabilidade técnica-econômica.

O comportamento do Solo Grampeado está associado a dois mecanismos de interação solo-reforço: atrito ao longo do reforço e resistência passiva. A resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-grampo devido ao atrito deve ser superior a resistência ao arrancamento ( $q_s$ ), determinada por meio de ensaios de campo ou por correlações empíricas, sendo um parâmetro fundamental no dimensionamento de estruturas grampeadas.

O presente trabalho apresenta um estudo de caso referente à obra de contenção realizada no Colégio Internacional Everest situado no Rio de Janeiro.

Foram feitas diversas análises para se avaliar a influência da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ), da inclinação do talude e dos parâmetros do solo - coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) - no dimensionamento de uma estrutura grampeada. Através do Programa Geostudio-Slope/W foi feita uma série de variações paramétricas e constatou-se a importância de se determinar esses parâmetros através de ensaios bem acurados. Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  são determinísticos nas dimensões e na densidade de reforços utilizados na obra.

*Palavras-chave:* Técnica de Reforço. Comparação dos Métodos. Análise Paramétrica.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

## Parametric Analysis of a Slope Stability Nail

Dayane de Almeida Conceição

September/2011

Advisors: Leonardo De Bona Becker, Marcos Barreto de Mendonça.

Course: Civil Engineering

The use of the Soil Nail technique to the stabilization of embankments or excavation works has been highlighted in contention in Brazil and worldwide, this is a good technical-economic viability.

The Soil Nail behavior is associated with two mechanisms of interaction soil-reinforcement: friction along the reinforcement and passive resistance. The resistance to shear developed at the interface soil-nail due to friction might be greater resistance to pullout ( $q_s$ ), determined through trial fields or empirical correlations, being a fundamental parameter in the dimensioning of Nailed structures.

This present work shows a study case of the work of containment realized at Everest International School located in Rio de Janeiro.

There have been several tests to assess the influence of the resistance to pullout and of the parameters of cohesion ( $c'$ ) and friction angle ( $\phi'$ ) of soil in the design of a nailed structure. Through the Geostudio–Slope/W's program was made a series of parametric variations and noted the importance of determining these parameters through accurate testing. The values of  $c'$  and  $\phi'$  are deterministic in size and density of reinforcements used in the work.

Keywords: Soil Nail. Reinforcement technique. Parametric Analysis.

## ÍNDICE

CAPÍTULO 1 .....	1
1. INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2 .....	3
2. SOLO GRAMPEADO .....	3
2.1. Definição.....	3
2.2. Metodologia Construtiva .....	3
2.3. Critérios de Aplicação do Solo Grampeado .....	8
2.4. Comparação com outras Técnicas de Reforço.....	10
2.5. Comportamento dos Solos Grampeados .....	12
2.5.1. Distribuição de tensões.....	12
2.5.2. Resistência ao cisalhamento do grampo.....	14
2.5.3. Influência da Rigidez dos Grampos .....	15
2.5.4. Tipos de Ruptura .....	16
2.6. Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado.....	19
2.6.1. Características Gerais.....	19
2.6.2. Método de Clouterre.....	21
2.6.3. Método das Fatias de Bishop Simplificado.....	24
2.6.4. Método de Spencer.....	25
2.6.5. Método de Coulomb.....	27
CAPÍTULO 3 .....	30
3. DESCRIÇÃO DO CASO ESTUDADO .....	30
3.1. Aspectos geológicos - geotécnicos do terreno.....	30
3.2. Características da Estrutura de Contenção Analisada.....	32
3.3. Ensaio de Arrancamento realizado .....	33
4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DO TALUDE ESTUDADO.....	34
4.1. Dados básicos para análise .....	34
4.2. Aplicação do Método de Spencer .....	35
4.3. Aplicação do Método de Bishop Simplificado .....	37
4.4. Aplicação do Método de Coulomb .....	41
4.5. Comparação entre os resultados dos métodos aplicados .....	43
5. CONCLUSÃO .....	46
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	48

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de um talude grampeado (adaptado de SILVA, 2009).....	3
Figura 2.2 – Fases típicas de execução de uma obra em solo grampeado em talude escavado (SILVA, 2009).....	4
Figura 2.3 - Execução do solo grampeado por meio de escavação em nichos.....	5
Figura 2.4 – Tipos de cabeças para grampos: (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra (DIAS et al., 2006) e (d) sem ancoragem (EHRLICH, 2003).....	7
Figura 2.5 – Importância da face em estruturas grampeadas com taludes: (a) verticalizados e (b) suavizados (EHRLICH, 2003).....	7
Figura 2.6 – Mecanismos de interação solo-reforço na estrutura de solo pregado (SILVA, 2009).....	12
Figura 2.7 – Mecanismos de estabilização do solo grampeado (EHRLICH & BECKER, 2009).....	13
Figura 2.8 - Distribuição dos empuxos passivos ao longo dos grampos (adaptado de SILVA, 2010).....	14
Figura 2.9 – Resultados de ensaios de arrancamento no Brasil (EHRLICH & SILVA, 2012).....	16
Figura 2.10 – Influência da rigidez do grampo: (Si) <sub>1</sub> Grampo com menor rigidez e (Si) <sub>2</sub> Grampo com maior rigidez.....	16
Figura 2.11 – Ruptura interna dos reforços por: (a) Flexão e/ou cisalhamento (b) Tração (SILVA, 2009).....	17
Figura 2.12 – Ruptura interna por falta de aderência dos grampos (SILVA, 2009). ....	18
Figura 2.13 – Ruptura interna por eliminação do efeito de arqueamento (CLOUTERRE, 1991).....	18
Figura 2.14 – Ruptura externa: (a) deslizamento ao longo da superfície de ruptura (b) deslizamento da base do muro (c) ruptura mista (SILVA, 2009).....	19
Figura 2.15 – Equilíbrios externos (EHRLICH, 2003). ....	21
Figura 2.16 a, b, c e d – Ábacos de estabilidade para $L/H$ variando entre 0,6 e 1,2 (CLOUTERRE, 1991).....	24
Figura 2.17 – Fatia genérica e forças do Método de Bishop Simplificado. ....	24
Figura 2.18 – Fatia genérica e forças do Método de Spencer.....	26
Figura 2.19 – Análise de estabilidade global de uma estrutura grampeada fundamentada na Teoria de Coulomb. ....	28



Figura 3.1 – Fotos da Obra (GOLDBACH, 2011).	30
Figura 3.2 – Perfil Geotécnico da seção ensaiada.	31
Figura 3.3 – Boletim de Sondagem – SP-03A (GOLDBACH, 2011).	32
Figura 4. 1 – Análise de estabilidade do talude sem reforço considerando $c' = 17$ kPa e $\phi' = 34^\circ$ .	35
Figura 4. 2 – Gráfico de curvas Iso Fator de Segurança.	40
Figura 4. 3 – Gráfico usado na determinação da $\theta_{\text{crítico}}$ .	42
Figura 4.4 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 0 kPa.	43
Figura 4. 5 - Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 10 kPa.	44
Figura 4.6 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 17 kPa.	44
Figura 4.7 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 25 kPa.	45
Figura 4.8 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 35 kPa.	45
Figura A. 1 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 0 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	53
Figura A. 2 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) =10 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	55
Figura A. 3 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) =17 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	56
Figura A. 4 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) =25 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	58
Figura A. 5 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) =35 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	59
Figura B. 1 - Análise de Estabilidade com variação inclinação do talude ( $\alpha$ ) para coesão ( $c'$ ) =17 kPa e ângulo de atrito $\phi' = 34^\circ$ : (a) $\alpha = 50^\circ$ (b) $\alpha = 60^\circ$ (c) $\alpha = 70^\circ$ (d) $\alpha = 80^\circ$ (e) $\alpha = 90^\circ$	62
Figura C. 1 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 0 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	65
Figura C. 2 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 10 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$	67

Figura C.3 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$ .....	68
Figura C. 4 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 25 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$ .....	70
Figura C. 5 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 35 kPa: (a) $\phi' = 28^\circ$ (b) $\phi' = 30^\circ$ (c) $\phi' = 32^\circ$ (d) $\phi' = 34^\circ$ (e) $\phi' = 43^\circ$ .....	72
Figura D. 1 - Análise de Estabilidade com variação inclinação do talude ( $\alpha$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa e ângulo de atrito $\phi' = 34^\circ$ : (a) $\alpha = 50^\circ$ (b) $\alpha = 60^\circ$ (c) $\alpha = 70^\circ$ (d) $\alpha = 80^\circ$ (e) $\alpha = 90^\circ$ .....	75
Figura E. 1 - Análise de Estabilidade com variação do parâmetro de resistência ( $q_s$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa e ângulo de atrito $\phi' = 34^\circ$ : (a) $q_s = 50$ kPa (b) $q_s = 100$ kPa (c) $q_s = 150$ kPa (d) $q_s = 200$ kPa (e) $q_s = 250$ kPa (f) $q_s = 300$ kPa (g) $q_s = 350$ kPa.....	79

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Prática de proteção de ancoragens contra a corrosão (ORTIGÃO <i>et al.</i> , 1993).....	6
Tabela 3.1 - Resultado dos Ensaios de Arrancamento (GOLDBACH, 2011). .....	33
Tabela 4.1 – Valores típicos para solos residuais de granito ou gnaisse (SANDRONI, 1977).....	34
Tabela 4.2 – Dados de Projeto.....	34
Tabela 4. 3 – Resumo dos Resultados obtidos no programa por Spencer.....	36
Tabela 4. 4 - Resultados da variação da inclinação obtidos no programa por Spencer..	37
Tabela 4. 5 - Resumo dos Resultados obtidos no programa utilizando Bishop. ....	38
Tabela 4. 6 - Resultados da variação da inclinação obtidos no programa utilizando Bishop.....	39
Tabela 4. 7 - Resultados da variação da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) obtidos no programa utilizando Bishop. ....	41
Tabela 4. 8 – Valores dos Fatores de Segurança - Método de Coulomb.....	42

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

O emprego de técnicas de reforço de solos para a estabilização de taludes e escavações apresenta-se como uma alternativa técnico-econômica viável em expansão em todo o mundo. Dentre estas técnicas, a de solo grampeado tem sido cada vez mais aceita no âmbito da engenharia geotécnica brasileira. No Brasil o uso desta técnica ganhou destaque a partir da década de 80, mas existem evidências de sua utilização desde a década de 70 (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

O crescente uso da técnica de solo grampeado se deve principalmente ao seu custo mais baixo, à flexibilidade de adaptação a geometrias variadas, à elevada velocidade de produção em virtude do menor tempo de execução, à sua aplicação em diversos tipos de solo e ao uso de equipamentos leves e de fácil manuseio.

Pode-se definir o solo grampeado como um método de reforço de solo *in situ* a partir da introdução de elementos resistentes à flexão composta (normalmente barras de aço envolvidas por calda de cimento), denominados grampos. Estes elementos de reforço não recebem protensão e sua distribuição na face do talude a ser estabilizado dependerá da geometria do mesmo e das propriedades mecânicas do solo e dos próprios grampos.

Esta técnica tem por objetivo restringir movimentações de massa de solo, transferindo esforços de uma zona potencialmente instável para uma zona resistente e, pode ser usada para estabilização de taludes naturais ou escavados.

Devido aos vários parâmetros envolvidos na análise, recomenda-se realizar ensaios de arrancamento, assim como instrumentações adequadas à obra. O ensaio é relativamente simples e fornece um parâmetro de grande importância para o dimensionamento: a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface entre o grampo e o solo circundante ( $q_s$ ). Este parâmetro também pode ser estimado por correlações empíricas usando parâmetros obtidos em ensaios de campo e/ou laboratório.

No Brasil, os projetos de solo grampeado não possuem uma metodologia padrão bem definida de dimensionamento estrutural. A prática de dimensionamento baseia-se na metodologia de equilíbrios limites. Os métodos mais usuais são o Método Francês (CLOUTERRE, 1991), o Método das Fatias (ex.: Bishop e Spencer) e o Método Alemão (STOCKER, 1979), além das Teorias de Rankine e de Coulomb.

O presente trabalho faz uma análise paramétrica da estabilidade de um talude grampeado, utilizando uma situação real de uma obra de estabilização no Colégio Internacional Everest situado na Rua Rosalvo Costa Rego, 146 – Itanhangá / Rio de Janeiro – RJ. A empresa responsável pelo projeto e execução da contenção foi a Soloteste Engenharia Ltda.

Os parâmetros tratados nessa análise são inclinação do paramento, coesão, ângulo de atrito e resistência ao arrancamento. A partir desse estudo pretende-se observar a influência da variação de cada um desses parâmetros na análise de estabilidade, evidenciando aqueles que induzem uma maior variação nos fatores de segurança.

Para se fazer tais análises foram empregadas as seguintes metodologias: Método das Fatias de Bishop Simplificado e de Spencer e Método de Coulomb. As análises pelos Métodos de Bishop e Spencer foram realizadas através do programa computacional Geostudio-Slope/W.

O trabalho está dividido em cinco capítulos. No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica abordando as características gerais da técnica de solo grampeado, os aspectos sobre comportamento solo-reforço e os métodos de análise. O caso estudado e a análise paramétrica proposta neste trabalho são apresentados nos capítulos 3 e 4, respectivamente. A conclusão do trabalho encontra-se no capítulo 5 e, em seguida, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas.

## CAPÍTULO 2

### 2. SOLO GRAMPEADO

#### 2.1. Definição

O grampeamento do solo é uma técnica moderna e comprovadamente eficaz utilizada para estabilização de taludes naturais, artificiais ou escavados. O método consiste no reforço do solo através da introdução de elementos passivos envolvidos por calda de cimento ou argamassa, em pré-furos executados com uma perfuratriz. Estes elementos de reforço podem ser barras de aço ou barras sintéticas. A este conjunto barra - calda de cimento damos o nome de *grampo*.

Os grampos devem resistir a esforços de tração, cisalhamento e momentos fletores. Sua distribuição ao longo da face do talude a ser estabilizado dependerá das propriedades mecânicas do solo e do grampo e da geometria deste talude. Por serem elementos passivos, ou seja, não são pré-tensionados, a mobilização dos esforços ocorre a partir das deformações da massa de solo. Os grampos são instalados ligeiramente inclinados com a horizontal (variando entre 5° e 30°) garantindo a estabilização do solo por associarem a zona ativa (potencialmente instável) à zona resistente (Figura 2.1).

O principal objetivo da técnica é reduzir e estabilizar as deformações do solo ao longo de um plano de escorregamento bem definido através da introdução de elementos de reforços (grampos) que aumentam a resistência ao cisalhamento do solo.

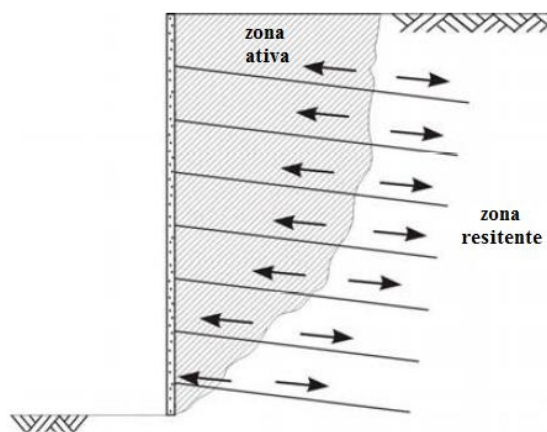


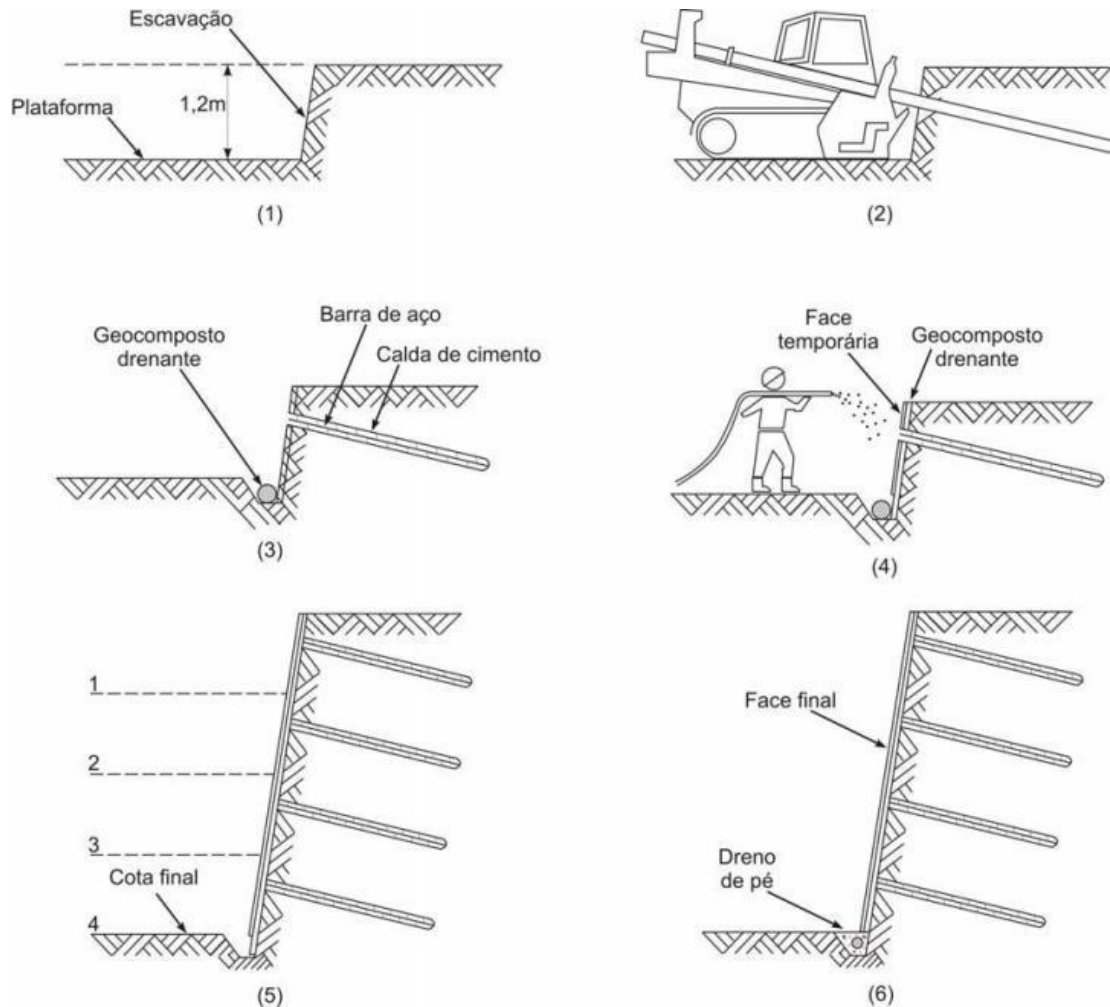
Figura 2.1 – Esquema de um talude grampeado (adaptado de SILVA, 2009).

#### 2.2. Metodologia Construtiva

A construção de uma estrutura grampeada em taludes escavados se processa em

quatro fases sucessivas, que se repetem até a cota desejada: escavação com altura limitada; execução dos grampos; proteção da face do talude e implantação de um sistema de drenagem adequado. A seguir será feita uma breve descrição destas fases construtivas.

A figura 2.2 ilustra a típica execução de grampeamento de solo.

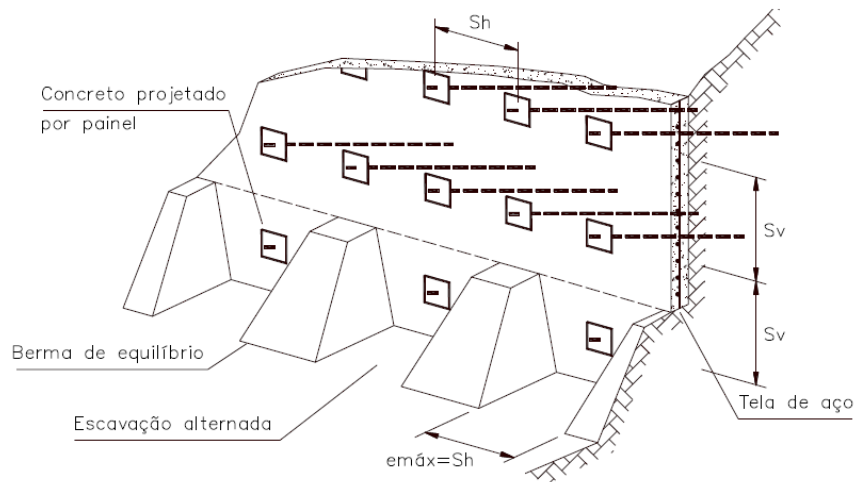


**Figura 2.2 – Fases típicas de execução de uma obra em solo grampeado em talude escavado (SILVA, 2009).**

a) Escavação

A altura de escavação geralmente fica limitada entre 1 ou 2 metros dependendo da resistência ao cisalhamento que o solo local apresenta. O material de escavação que apresentar uma resistência aparente não drenada ao cisalhamento inferior a 10kPa não oferecerá resistência suficiente para execução de uma escavação estável. Portanto, somente no caso deste material ser uma argila mole ou uma areia seca sem nenhuma cimentação entre os grãos esta técnica não poderá ser adotada (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

Alternativamente, para aumentar a estabilidade da escavação, podem ser empregadas diferentes soluções, tais como: escavação alternada (Figura 2.3); construção de bermas provisórias ou proteção por meio de uma fina camada de concreto projetado logo após o processo de escavação.



**Figura 2. 3 - Execução do solo grampeado por meio de escavação em nichos alternados (LAZARTE et al., 2003).**

#### b) Grampeamento

Nesta fase geralmente se faz uma perfuração sub-horizontal no talude e introduzem-se os grampos ao mesmo tempo em que se injeta a calda de cimento. Pode-se também optar por cravação à percussão das barras ou perfis metálicos com auxílio de um martelo pneumático. No entanto, este último procedimento apresenta limitações de uso devido à baixa resistência ao cisalhamento do contato solo-grampo e aos comprimentos reduzidos do grampo (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

O método de perfuração deverá ser escolhido de tal forma que o furo permaneça estável até a conclusão da injeção.

As perfurações são normalmente executadas por equipamentos de pequeno porte, de fácil acesso e instalação. Para limpeza do furo pode-se utilizar água, ar ou lama ou nenhum destes, caso se utilize trados helicoidais.

Os diâmetros dos furos normalmente variam entre 75 e 100 mm, de modo a permitir a instalação das barras e a injeção da calda de cimento.

O passo seguinte a perfuração é a instalação dos grampos. Os grampos deverão ser instalados logo após a perfuração para minimizar movimentações resultantes do alívio de tensão local. Ao longo das barras costuma-se instalar dispositivos



centralizadores que garantem um recobrimento de calda de cimento contínuo e uniforme ao longo das barras. Barras metálicas devem ter um tratamento anticorrosivo adequado para que não haja comprometimento da resistência destas peças.

Devido a alguns acidentes ocorridos em função de problemas com corrosão de cortinas atirantadas a norma brasileira de execução de tirantes ancorados (ABNT NBR 5629) incorporou alguns procedimentos de proteção que podem ser visualizados na Tabela 2.1 a seguir:

**Tabela 2.1 – Prática de proteção de ancoragens contra a corrosão (ORTIGÃO *et al.*, 1993).**

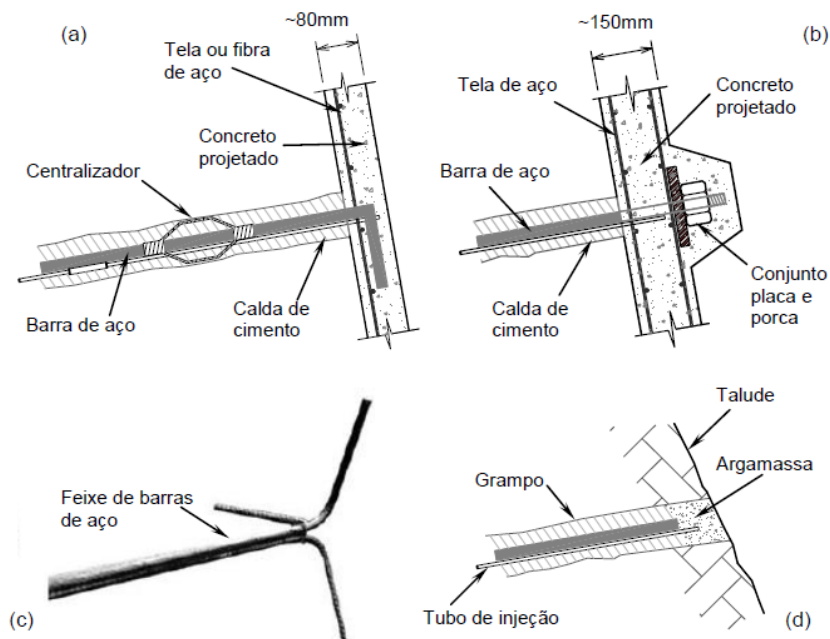
<b>Proteção</b>	<b>Aplicação</b>	<b>Trecho ancorado</b>
Classe 1	Ancoragens permanentes em meio agressivo, ou provisórias em meio muito agressivo.	Cada elemento é envolvido por graxa anticorrosiva e recebe uma proteção dupla com emprego de tubo plástico ou metálico corrugado preenchido com calda de cimento.
Classe 2	Ancoragens permanentes em meio não agressivo, ou provisórias em meio medianamente agressivo.	Cada elemento envolvido por graxa anticorrosiva recebe uma proteção simples através de calda de cimento injetada. O uso de centralizadores é obrigatório.
Classe 3	Ancoragens provisórias em meio não agressivo.	Cada elemento envolvido por graxa anticorrosiva recebe uma proteção simples através de calda de cimento injetada. O uso de centralizadores é obrigatório.

No caso de reforços com grampos costuma-se adotar os procedimentos descritos para classe 2.

As barras de aço normalmente utilizadas no reforço possuem diâmetros variando entre 10 e 25 mm (SOLOTRAT, 2009). Para diâmetros até 20 mm, dobra-se a extremidade dando um acabamento em 90°. Para diâmetros maiores devido à dificuldade de se efetuar tal dobramento é comum rosquear a extremidade, colocando-se uma placa metálica entre a porca e a face do talude mobilizando, conseqüentemente, maiores tensões nos grampos nesta região. Também pode ser adotado um feixe de barras embutido na face por dobras ou apenas uma proteção da cabeça com argamassa sem ancoragem quando a proteção da face do talude for vegetal. A figura 2.4 apresenta os tipos usuais de cabeça de grampo.

Adjacente a barra instala-se um ou mais tubos de injeção perdidos, feitos de polietileno ou material similar, com diâmetros variáveis entre 8 e 15 mm, providos de válvulas a cada 0,5m a até 1,5m da boca do furo (SOLOTRAT, 2009).

Em seguida, inicia-se a injeção da calda de cimento através de um tubo auxiliar removível, a partir do fundo do furo até que se preencha toda a cavidade.

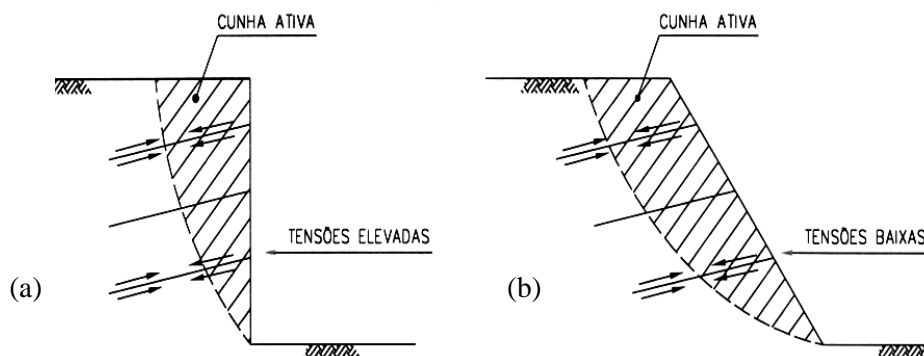


**Figura 2.4 – Tipos de cabeças para grampos: (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra (DIAS et al., 2006) e (d) sem ancoragem (EHRlich, 2003).**

c) Proteção da face do talude

O revestimento aplicado ao longo de toda a face de escavação poderá ser feito com concreto projetado e tela de aço ou cobertura vegetal, a fim de minimizar rupturas localizadas e processos erosivos.

Em taludes mais verticalizados (Figura 2.5 (a)), as tensões junto à face podem se apresentar mais elevadas no pé da escavação, requerendo um revestimento da face mais resistente. Em taludes mais suaves, estas tensões são menores podendo-se adotar apenas uma cobertura vegetal (Figura 2.5 (b)).



**Figura 2.5 – Importância da face em estruturas grampeadas com taludes: (a) verticalizados e (b) suavizados (EHRlich, 2003).**

A execução de concreto projetado nas obras de solo grampeado tem se favorecido pela rapidez deste procedimento. O concreto projetado consiste em uma mistura de cimento, areia, pedrisco, água e aditivos, impulsionada por ar comprimido desde o equipamento de projeção até o local de aplicação. O concreto pode ser projetado por via úmida e por via seca, sendo este último o mais usual na maioria dos casos de solo grampeado devido à praticidade que se tem de interrupção do trabalho sem perdas de material e de tempo de limpeza de equipamento.

Como elemento resistente a tração na face em concreto projetado são utilizadas telas de aço. Sua instalação pode ser feita em uma ou duas camadas, conforme especificações de projeto. É importante ter alguns cuidados no cobrimento destas telas e, caso a tela seja instalada antes do concreto, deve-se evitar vazios atrás da ferragem. Uma alternativa mais prática ainda de armação do concreto é a utilização de fibras (de aço ou sintéticas) adicionadas ao concreto diretamente na betoneira ou no caminhão-betoneira. As fibras reduzem a permeabilidade do concreto e melhoram sua resistência à tração (ZIRLIS *et al.*, 1992).

Outra opção para o faceamento de solo grampeado é o emprego de blocos pré-moldados de concreto intertravados.

Dispositivos de drenagem superficiais e subsuperficiais deverão ser instalados adequadamente para proteger a estrutura grampeada de possíveis processos erosivos. Para melhor ajuste dos sistemas de drenagem devem-se determinar as posições e fluxo do lençol freático durante a execução.

Para drenagem profunda usa-se o DHP (dreno sub-horizontal profundo). Estes elementos têm por função captar as águas distante da face do talude antes que nele aflorem, conduzindo-as através do paramento e despejando-as nas canaletas.

Para drenagem superficial utilizam-se as canaletas e as descidas d'água. Também são utilizados drenos tipo barbacã, que promovem um adequado fluxo às águas que chegam ao paramento vindo do talude.

### **2.3. Critérios de Aplicação do Solo Grampeado**

A aplicação do reforço de solo através do grampeamento abrange situações de estabilização de taludes e escoramentos de escavações em uma ampla variabilidade de solo. Em solos finos e rígidos com baixa plasticidade e em solos granulares compactos com alguma coesão aparente esta solução apresenta-se muito viável e econômica. No entanto, em solos granulares fofos, sem coesão, mal graduados, de baixa densidade

relativa, assim como em solos com elevado teor de umidade, com tendência expansiva esta técnica não se adapta muito bem (SILVA, 2009).

Como toda técnica de estabilização a solução em solo grampeado apresenta vantagens e algumas limitações. As principais vantagens de solo grampeado são:

- i. *Custo*: O custo deste método é bem competitivo, pois associa simplicidade, praticidade e eficiência. O revestimento adotado tem um custo relativamente baixo quando comparado a outras técnicas, assim como o elemento de reforço. A economia com relação às cortinas atirantadas chega a ficar ente 10 e 50% (ZIRLIS & PITTA, 1992).
- ii. *Equipamentos de pequeno porte*: os equipamentos utilizados durante o processo executivo são leves, portanto de fácil manuseio podendo ser instalados em locais de diferentes topografias.
- iii. *Versatilidade*: boa flexibilidade de adaptação do projeto às condições geométricas do talude, à inclinação da face e à distribuição e dimensionamento dos grampos nos diversos estágios da construção.
- iv. *Velocidade de Execução*: o tempo de execução geralmente é muito menor se comparado às outras soluções em função de avanços simultâneos dos serviços de escavação, garantindo uma boa produção e conseqüentemente menores custos. Além disso, o uso de concreto projetado permite obras mais rápidas e pouca utilização de mão-de-obra.

O grampeamento do solo apresenta determinadas limitações, principalmente em relação à deformação que ocorre na massa de solo. Em áreas urbanas, cuja movimentação pode afetar estruturas de obras próximas à escavação, é importante verificar a existência de estruturas que sejam sensíveis a movimentos do terreno, objetivando-se observar, durante e após a construção, se os deslocamentos são mantidos dentro de um nível aceitável para estas estruturas existentes.

Outro inconveniente desta técnica é a necessidade de um eficiente sistema de rebaixamento permanente do lençol na presença de água. A influência da água é marcante na estabilidade de uma estrutura de reforço. O acúmulo de água, pode até duplicar o empuxo atuante. O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto à parte interna da estrutura e do encharcamento do terrapleno, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento do maciço em decorrência do

acréscimo das pressões intersticiais. O efeito direto é o de maior intensidade, podendo ser eliminado ou bastante atenuado por um sistema eficaz de drenagem.

A durabilidade do reforço, como ocorre em outras técnicas, fica muito comprometida quando estes são instalados em solos que apresentam elementos agressivos em sua composição.

## **2.4. Comparação com outras Técnicas de Reforço**

### Cortina Atirantada

A cortina atirantada é uma técnica de contenção que consiste na execução de uma estrutura rígida, em geral de concreto armado, na qual estão ligadas barras de aço ancoradas e pré-dimensionadas em profundidade na massa de solo estável. Este tipo de contenção pode ser de caráter provisório (subsolos) ou definitivo. O atirantamento é um processo dividido em quatro etapas: perfuração, instalação dos tirantes (monobarra ou cordoalha de aço), injeção da calda de cimento e protensão dos tirantes.

Embora esta técnica seja similar a técnica de grampeamento existe distinções claras que podem ser importantes na escolha da solução adotada. Podemos citar o pré-tensionamento dos tirantes com cargas que variam entre 150 e 1000kN diferentemente do que ocorre dos grampos que são elementos passivos. Os tirantes por sua vez possuem um trecho livre, onde a barra não tem contato com o furo, e um trecho injetado com calda de cimento após esta, onde ocorre a transferência de carga entre os tirantes e o solo (trecho ancorado). Os grampos por sua vez transferem tensões para o solo ao longo de todo o seu comprimento.

O revestimento da face do talude no caso do grampeamento serve apenas para evitar processos erosivos e rupturas localizadas, já as paredes de concreto das cortinas convencionais têm por função estabilizar a face e devem ser dimensionadas ao funcionamento das cargas elevadas dos tirantes.

No solo grampeado o avanço dos serviços de escavação e contenção pode ser efetuado de forma contínua, sem necessidade de esperar a resistência mínima do paramento e protensão.

A parte de tratamento contra a corrosão dos tirantes precisa de atenção especial tendo em vista que estes estão sob tensão sendo, portanto, mais caro que o tratamento realizado nos grampos.

Outra diferença relevante entre os métodos está relacionada à inclinação do talude: quanto mais inclinado for o talude, maiores serão os problemas executivos das cortinas atirantadas e maiores serão as vantagens para a estabilidade da obra em solo grampeado.

A técnica de solo grampeado apresenta outra vantagem sobre as cortinas atirantadas, devido a sua versatilidade de se adaptar a geometrias variadas, além disso, consegue-se ter uma obra mais limpa sem remoções posteriores de talude, diferente do que ocorre geralmente em uma obra de cortina atirantada.

### Solo reforçado

O solo reforçado é uma técnica que tem por objetivo aumentar a capacidade do solo de resistir à tração por meio da inserção de materiais geossintéticos, que proporcionam uma redistribuição global das tensões e deformações, permitindo a adoção de menores volumes de aterro compactado.

Os geossintéticos mais empregados como reforço são os geotêxteis tecidos e não tecidos, as geogrelhas, as geotiras e os compostos resistentes.

Dentre as vantagens desta técnica podemos destacar: seu emprego em taludes e aterros com inclinações acentuadas; o uso de mão-de-obra pouco qualificada e de equipamentos simples; sua execução em locais de difícil acesso; e variados tipo de acabamento do faceamento. A estrutura final é flexível e também economicamente viável.

No dimensionamento deve-se levar em consideração critérios de redução de resistência nominal do geossintéticos, devido aos efeitos de fluência que estes materiais visco-elastoplásticos sofrem, podendo haver perda de resistência ao longo prazo sob carregamento constante (MANUAL BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, 2004).

Esta técnica apresenta muitas semelhanças à técnica de solo grampeado assim como algumas diferenças relevantes, que serão comentadas a seguir.

Em ambos os métodos os reforços são instalados no solo sem serem pré-tensionados e as mobilizações nestes elementos de reforço ocorrerão a partir das deformações da massa de solo. Outra semelhança que podemos citar está relacionada ao revestimento final que não é determinante na estabilidade do maciço.

Uma das principais diferenças entre as técnicas de solo reforçado e solo grampeado está no método construtivo. O solo reforçado é executado em etapas

sucessivas de baixo para cima, enquanto que o grampeamento é executado de cima para baixo.

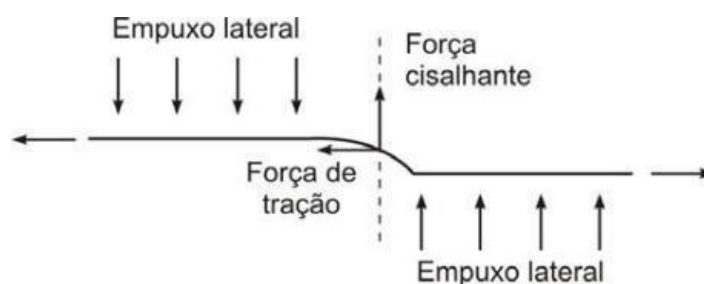
Outra diferença que pode ser citada está nas características dos materiais. No solo reforçado o material do aterro é previamente controlado e determinado, enquanto que no solo grampeado explora-se as características naturais do solo local.

## 2.5. Comportamento dos Solos Grampeados

### 2.5.1. Distribuição de tensões

Nas estruturas grampeadas o solo tende a se relaxar horizontalmente transferindo carga para o reforço até o limite da resistência da interface solo-reforço. Este comportamento do solo acontece de forma interativa até que a condição de equilíbrio seja atingida em termos de deformações no solo, reforço e interface (EHRlich & SILVA, 1992).

Os mecanismos de interação solo-reforço no sistema de grampeamento de solo envolvem atrito ao longo do reforço e resistência passiva. Estes mecanismos de interação variam com o método executivo, com a finalidade de aplicação e com as características mecânicas do solo e do reforço. Na Figura 2.6 podem ser observados estes mecanismos de interação.

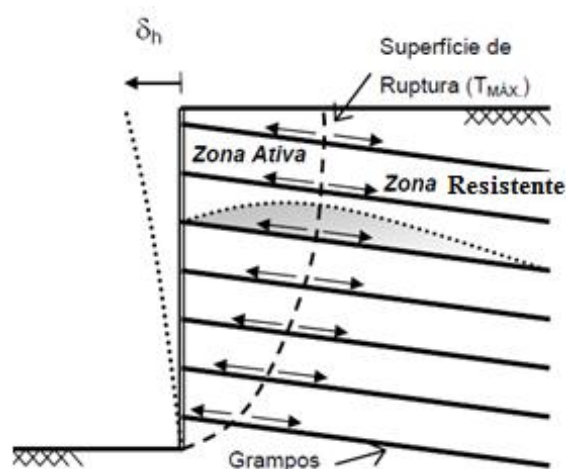


**Figura 2.6 – Mecanismos de interação solo-reforço na estrutura de solo pregado (SILVA, 2009).**

O empuxo passivo refere-se ao esforço normal que o solo exerce sobre o reforço. Esta solicitação faz com que seja desenvolvida uma zona cisalhante no interior da massa de solo, que, conseqüentemente, promove uma mobilização de momento fletor e de esforço cisalhante no reforço.

A distribuição de tensões que ocorre ao longo dos reforços possui sentidos opostos nas zonas ativa e resistente. Na zona ativa, as tensões devido ao atrito lateral nos grampos são direcionadas para fora. Na zona resistente, o sentido das forças é direcionado para dentro do maciço em direção oposta aos deslocamentos laterais da

região ativa. Desta forma obtém-se uma “amarração” da zona potencialmente instável a zona resistente (Figura 2.7).



**Figura 2.7 – Mecanismos de estabilização do solo grampeado (EHRlich & BECKER, 2009).**

As solicitações começam a atuar no período construtivo da obra. As deformações, principalmente as horizontais, vão se desenvolvendo a partir de descompressões laterais provocadas pelo avanço da escavação e ou por deformações internas do solo grampeado decorrentes, principalmente, da diminuição de sua resistência. Os esforços de tração aumentam, assim como a interação do atrito solo-grampo. Sabe-se que quanto maior for o atrito solo-grampo, melhor será o desempenho deste reforço (SPRINGER, 2001). A magnitude destes deslocamentos depende de uma série de fatores, como: altura do muro, ângulo de inclinação da face; metodologia construtiva; inclinação, densidade e rigidez dos grampos e capacidade de suporte do solo de fundação.

Para limitar as deformações, os grampos devem ser posicionados de forma a trabalhar eficientemente à tração, ou seja, com inclinação coincidente com a direção principal maior de deformação da massa reforçada.

Além das tensões de tração que se desenvolvem, tensões de cisalhamento e momentos fletores também são mobilizadas nos grampos em função das características dos materiais que compõem o conjunto, da geometria e das condições, cujo sistema de solo grampeado está ou estará submetido. Embora a resistência a tração seja atingida para deslocamentos muito menores do que os deslocamentos necessários para mobilizar os esforços transversais de cisalhamento e flexão estes esforços não devem ser desprezados, pois os mesmos surgem ao longo da superfície de ruptura, em um instante próximo à ruptura. Devido à mobilização de esforços de cisalhamento e flexão, pressões laterais ocorrem nos grampos em direções opostas nas zonas ativa e passiva (Figura



2.8). Como consequência, na interseção da superfície potencial de ruptura com o grampo, as tensões cisalhantes são nulas na interface solo-grampo e o esforço de tração é máximo (EHLICH, 2003).



**Figura 2. 8 - Distribuição dos empuxos passivos ao longo dos grampos (adaptado de SILVA, 2010).**

### **2.5.2. Resistência ao cisalhamento do grampo**

A resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-grampo induz tensões nos grampos, predominantemente de tração, que devem ser inferiores à resistência ao arrancamento ( $q_s$ ). Esta resistência é função das propriedades do grampo, do solo e da interface solo-grampo e sofre influência do (SILVA, 2010):

- (i) fenômeno de dilatância em solos granulares compactos;
- (ii) processo de injeção da calda de cimento;
- (iii) teor de umidade no solo;
- (iv) deformação interna do maciço reforçado;
- (v) inclinação do grampo com a horizontal; e
- (vi) método executivo da perfuração.

A resistência ao arrancamento do grampo ( $q_s$ ) é um parâmetro fundamental para dimensionamento de estruturas grampeadas. Pode ser determinado por meio de correlações empíricas ou com a realização de ensaios de arrancamento.

O ensaio de arrancamento consiste em se aplicar cargas de tração ao grampo ancorado no terreno, por meio de um macaco hidráulico. Não existe norma para realização de ensaios de arrancamento, mas existem algumas sugestões de execução no manual da FUNDAÇÃO GEORIO (1999), em FEIJÓ (2007), em FALCONI & ALONSO (1996) e em ZIRLIS e outros (2003). Recomenda-se a realização de ensaios de arrancamento, na quantidade mínima de um por linha de reforço e a cada mudança de

material constituinte do terreno. Para cada carga aplicada, anota-se o deslocamento de arrancamento do grampo e traça-se uma curva de Deslocamento x Carga, de onde se obtém a força máxima de arrancamento do grampo ( $F_{máx}$ ).

A resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) possui unidade de tensão e é definida por:

$$q_s = \frac{F_{máx}}{\pi \cdot D \cdot L_{ancorado}}$$

Onde,

D = diâmetro perfurado;

$L_{ancorado}$  = Comprimento ancorado (injetado) do grampo.

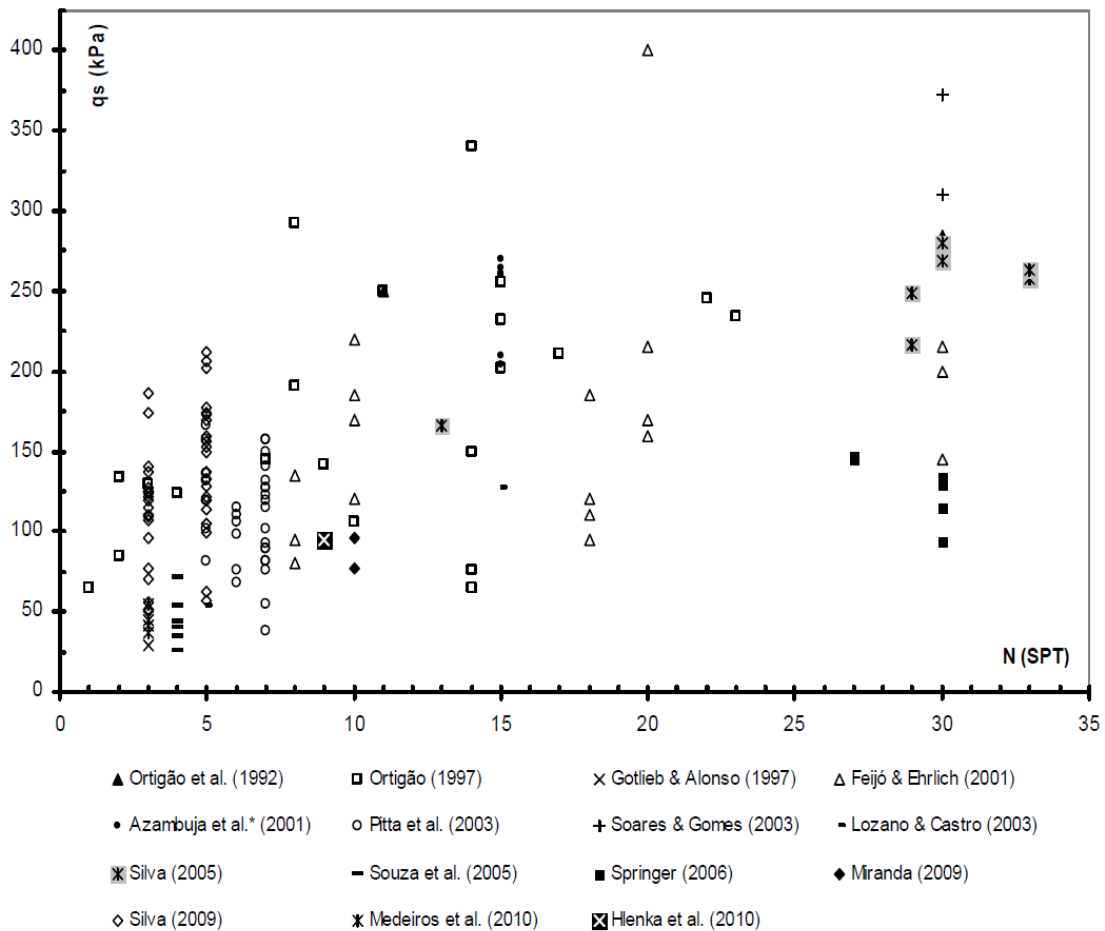
Este parâmetro é frequentemente estimado no projeto básico, com base na experiência de seus projetistas, para uma posterior verificação, por meio de ensaios de arrancamento, durante a construção. Entretanto, a prática de realização de ensaios de arrancamento ainda é pouco empregada nas obras.

Na Figura 2.9 serão apresentados resultados de ensaios de arrancamento relatados por diferentes autores. Nesta figura observa-se que não é possível estabelecer uma correlação simples entre o parâmetro  $q_s$  e o valor de  $N_{SPT}$  (EHRlich E SILVA, 2012).

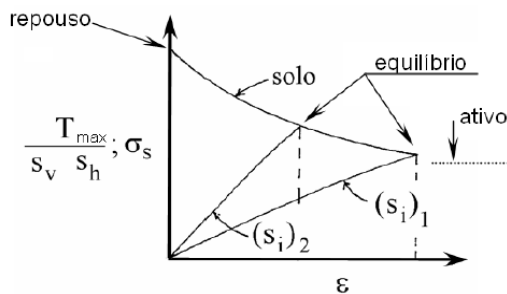
### **2.5.3. Influência da Rigidez dos Grampos**

A rigidez do material do reforço tem relevante influência nas deformações e tensões mobilizadas.

EHRlich e MITCHELL (1994) apresentam um modelo de tensão deformação solo grampo (Figura 2.10). Quando a deformação lateral ( $\epsilon$ ) é nula, o solo encontra-se na condição de repouso e os reforços não estão sendo tracionados. Com o aumento das deformações as tensões no solo diminuem tendendo ao estado ativo e as tensões nos reforços aumentam até que se atinja o equilíbrio de deformações. Observa-se que os grampos com maior rigidez sofrem movimentações menores e as tensões no solo e nos reforços são mais próximas as correspondentes ao repouso. Já os grampos mais deformáveis permitem ao conjunto deformações suficientes para a plastificação da zona ativa (instável).



**Figura 2. 9 – Resultados de ensaios de arrancamento no Brasil (EHRlich & SILVA, 2012).**



**Figura 2. 10 – Influência da rigidez do grampo:  $(s_i)_1$  Grampo com menor rigidez e  $(s_i)_2$  Grampo com maior rigidez.**

#### 2.5.4. Tipos de Ruptura

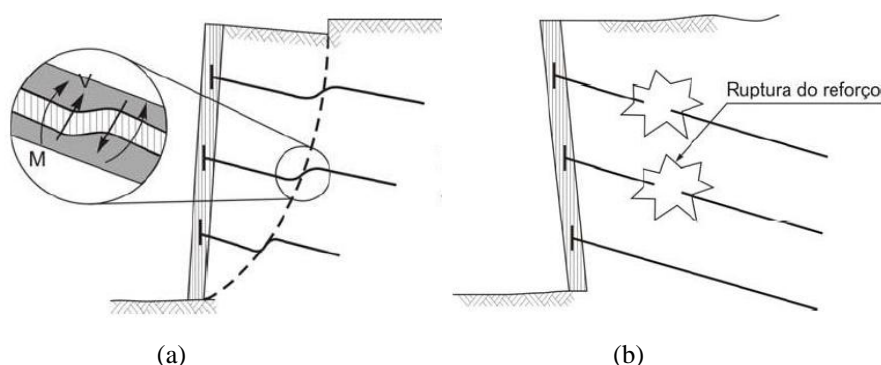
O processo de instabilidade de uma estrutura grampeada pode acontecer por ruptura interna, externa ou mista. Estes mecanismos de colapso variam em função da posição da superfície de ruptura em relação à zona que foi reforçada. Na ruptura interna a superfície de ruptura intercepta todos os grampos enquanto que, na mista esta superfície intercepta apenas alguns níveis de grampos. Já na ruptura externa a superfície

de ruptura se desenvolve, essencialmente, fora da massa de solo grampeada, passando abaixo da base da estrutura de contenção. Para diferenciar o modo de ruptura existente assume-se que a estrutura tem o comportamento similar a um bloco monolítico.

### Instabilidade Interna

A ruptura interna do sistema ocorre quando há alguma falha no mecanismo de transferência de carga entre o solo e o reforço. Este processo pode estar relacionado com a resistência à tração, com o comprimento do reforço, com a resistência da interface solo-reforço e/ou com alguma falha no processo construtivo. A instabilidade interna pode ocorrer por ruptura dos reforços, por arrancamento destes da zona resistente ou durante as escavações.

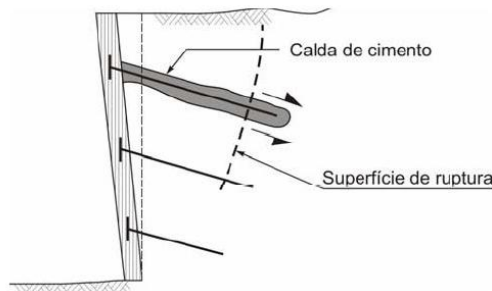
A instabilidade por ruptura do grampo pode ocorrer devido a uma seção do reforço inadequada, por corrosão das barras de aço, por sobrecargas não consideradas no projeto ou por aumento do teor de umidade do terreno reforçado. Neste caso a ruptura se dá por flexão composta ou por tração (Figura 2.11). Resultados experimentais demonstraram que em função da resistência à flexão e ao cisalhamento dos grampos, esta ruptura por flexão se desenvolve gradativamente, impedindo uma completa destruição da estrutura (SILVA, 2010).



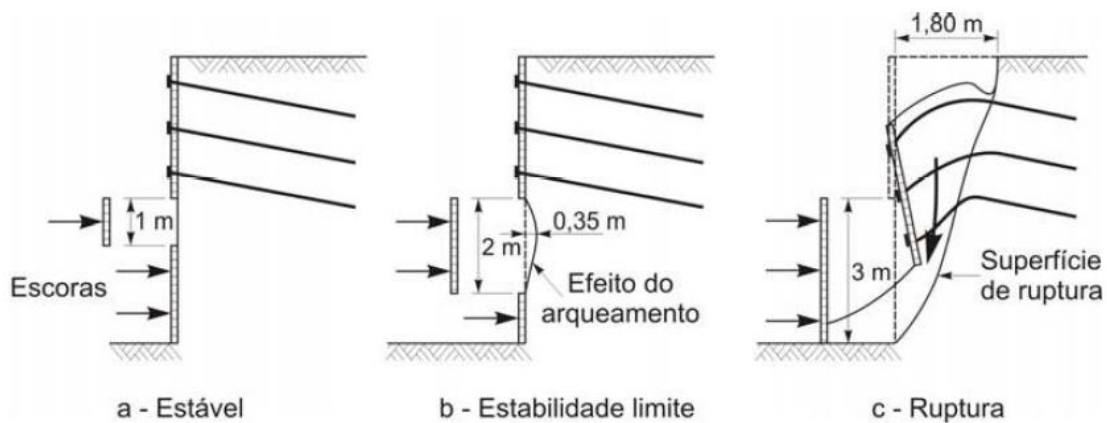
**Figura 2. 11 – Ruptura interna dos reforços por: (a) Flexão e/ou cisalhamento (b) Tração (SILVA, 2009).**

A instabilidade interna por arrancamento dos grampos está geralmente associada a um comprimento insuficiente dos reforços na zona de ancoragem (zona resistente) ou as perdas das características mecânicas e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo decorrente da saturação ou aumento do teor de umidade do solo. Este processo de ruptura não costuma ocorrer de forma repentina e pode ser observado na Figura 2.12.

Durante as escavações deve-se atentar para o dimensionamento de frentes de escavações muito elevadas. Nesta fase de construção a estrutura grampeada, pode sofrer uma ruptura repentina devido à movimentação da massa de solo decorrente da sucessiva eliminação do efeito do arqueamento (Figura 2.13). Para evitar este tipo de ruptura, a altura da frente de escavação deve ser inferior à altura crítica de escavação, para a qual o maciço de solo permanece estável.



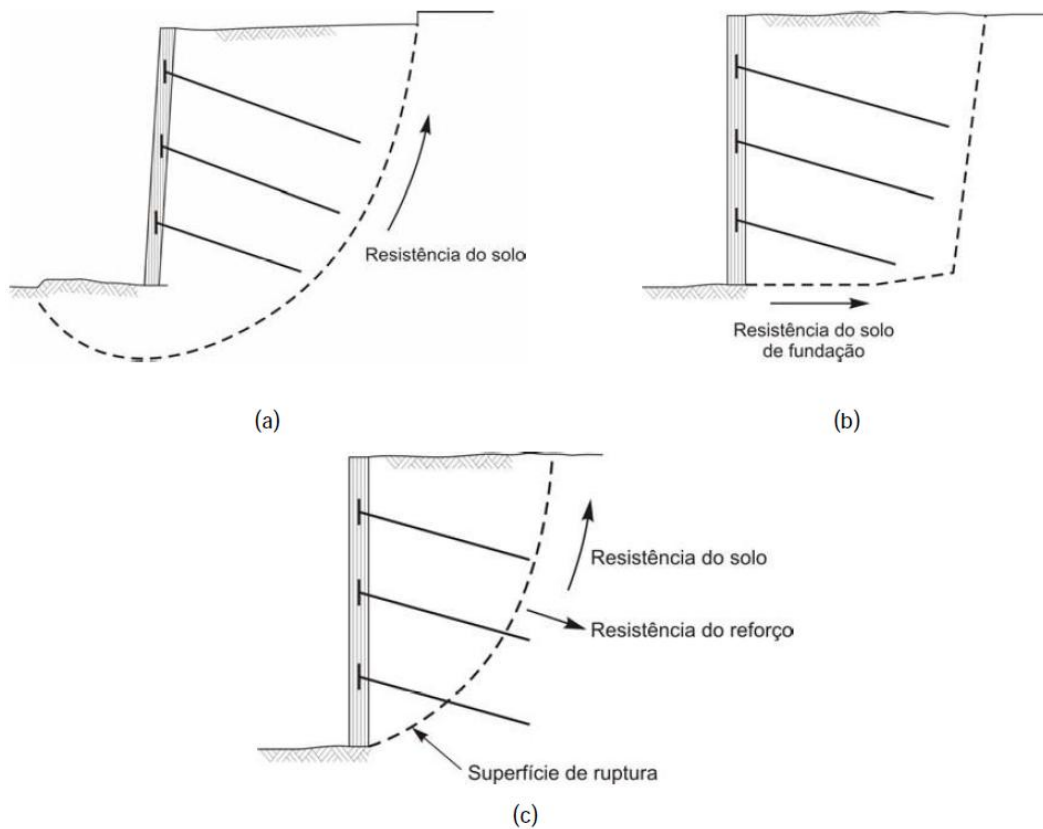
**Figura 2. 12 – Ruptura interna por falta de aderência dos grampos (SILVA, 2009).**



**Figura 2. 13 – Ruptura interna por eliminação do efeito de arqueamento (CLOUTERRE, 1991).**

#### Instabilidade Externa e Mista

O processo de ruptura externa de uma estrutura grampeada pode estar relacionado ao deslizamento ao longo da superfície de ruptura, podendo afetar não só toda estrutura reforçada como também o solo da fundação. Este tipo de ruptura deve-se à baixa capacidade do solo de fundação ou ao comprimento insuficiente dos reforços. Outro mecanismo de ruptura externa consiste no deslizamento da base do muro reforçado em relação ao solo de fundação. Pode ser desenvolvido também um processo de ruptura que ocorre tanto internamente quanto externamente ao muro de contenção, denominado ruptura mista. A Figura 2.14 ilustra estes modos de ruptura.



**Figura 2. 14 – Ruptura externa: (a) deslizamento ao longo da superfície de ruptura (b) deslizamento da base do muro (c) ruptura mista (SILVA, 2009).**

## 2.6. Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado

### 2.6.1. Características Gerais

Um dos principais objetivos dos métodos de análise é averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros.

O conhecimento da interação solo-reforço é extremamente importante para a análise de estruturas grampeadas. O princípio básico a ser analisado nestas estruturas consiste na transferência de forças de tração resistentes promovidas pelos grampos no solo através do atrito das interfaces.

Alguns parâmetros têm influência relevante nos modos de ruptura de uma estabilização em solo grampeado e devem ser levados em conta na análise destas estruturas, tais como: características mecânicas do solo e do reforço; resistência ao cisalhamento de interface solo-grampo ( $q_s$ ); geometria da estrutura e dos grampos; densidade, inclinação dos grampos e metodologia executiva dos grampos e do faceamento.

As diversas etapas de análise das estruturas grampeadas têm por objetivo obter um fator de segurança apropriado que garanta a estabilidade da obra. SILVA (2010) apresenta estas etapas da seguinte forma:

- i. Identificação do perfil geológico geotécnico do solo e sobrecargas para definição da geometria da estrutura (altura e inclinação do faceamento);
- ii. Estimativa dos esforços atuantes nos grampos e da posição e geometria da superfície potencial de ruptura;
- iii. Determinação das características do reforço (tipo, seção transversal, resistência, comprimento, inclinação e espaçamentos) e verificação da resistência do grampo (quanto à ruptura e quanto ao arrancamento) com um fator de segurança adequado;
- iv. Verificação dos modos de ruptura e da estabilidade global da estrutura de solo grampeado e da sustentação do maciço reforçado durante e após a construção com um fator de segurança apropriado;
- v. Estimativa do sistema de forças que atuam no faceamento (pressão horizontal do solo e forças dos grampos nas conexões) e dimensionamento da face para a solução adotada;
- vi. Definição da proteção contra corrosão, quando se tratar de estruturas permanentes; e
- vii. Determinação de um adequado sistema de drenagem interna (subterrânea, sub-superficial e de contato) e externa (superficial).

Para determinação das forças atuantes no grampo considera-se que elas estão aplicadas no ponto de interseção entre o grampo e a superfície de ruptura e utiliza-se como base critérios de ruptura na estrutura grampeada e no conjunto solo-grampo.

Existem vários métodos de análise de obras de solo grampeado. Todos os métodos consideram que existem duas zonas, uma ativa e outra resistente, e que no limite entre estas duas regiões tem-se uma superfície potencial de ruptura, onde a força de tração é máxima. Os métodos diferem entre si quanto à forma da superfície de ruptura, quanto ao método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e quanto à natureza destas forças. A maioria deles utiliza as metodologias de equilíbrio limite, que se baseiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Os procedimentos de análise são de fácil

aplicação e se caracterizam pela definição de um fator de segurança obtido a partir de superfícies de rupturas pré-estabelecidas.

As análises de estabilidade da estrutura são feitas considerando-se os esforços estabilizantes dos reforços atuando na zona ativa. Para um projeto de solo grampeado seguro deve-se avaliar tanto a estabilidade externa quanto a interna.

Análises de estabilidade externa verificam a capacidade do sistema grampeado de resistir às forças solicitantes provenientes das tensões de serviço e dos carregamentos externos. Devem ser observados os seguintes mecanismos potenciais de ruptura (Figura 2.15): ruptura generalizada; deslizamento ao longo da base; tombamento e capacidade de suporte do solo de fundação.

As verificações de estabilidade interna estão relacionadas à determinação do valor da tensão máxima mobilizada nos reforços a fim de definir a seção, o espaçamento e o embutimento na zona resistente necessários para evitar o rompimento e o arrancamento dos grampos.

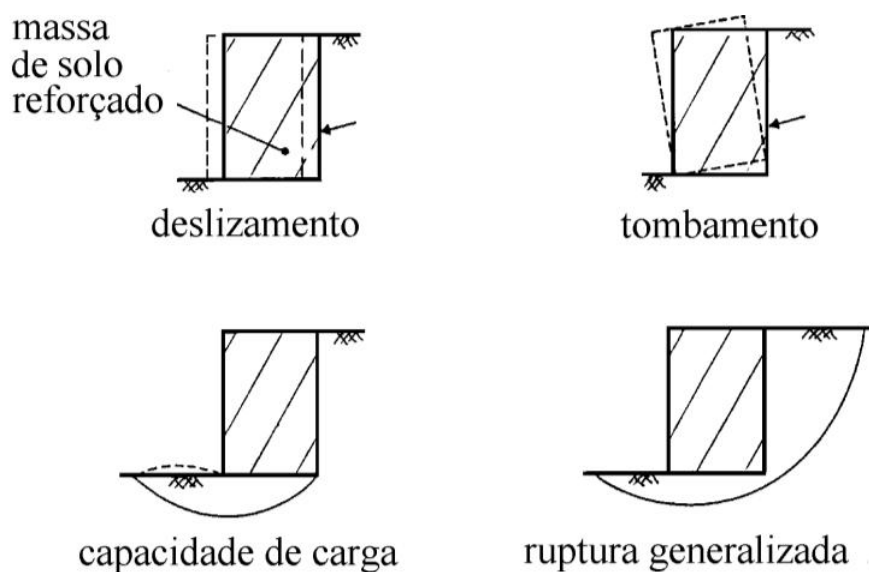


Figura 2. 15 – Equilíbrios externos (EHRlich, 2003).

### 2.6.2. Método de Clouterre

O método de análise recomendado pelo projeto Clouterre (1991) faz uso de ábacos de estabilidade para o pré-dimensionamento de estruturas de solo grampeado. Estes ábacos relacionam a densidade de grampeamento  $d$  com a relação de estabilidade  $N$  e o ângulo de atrito  $\phi$  do terreno, através da seguinte equação:

$$d = \frac{\pi \cdot D \cdot q_s}{\gamma \cdot S_v \cdot S_h}$$



Onde,

$D$  = diâmetro do grampo;

$q_s$  = resistência ao arrancamento do grampo;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$s_h$  = espaçamento vertical dos grampos;

$s_v$  = espaçamento horizontal dos grampos.

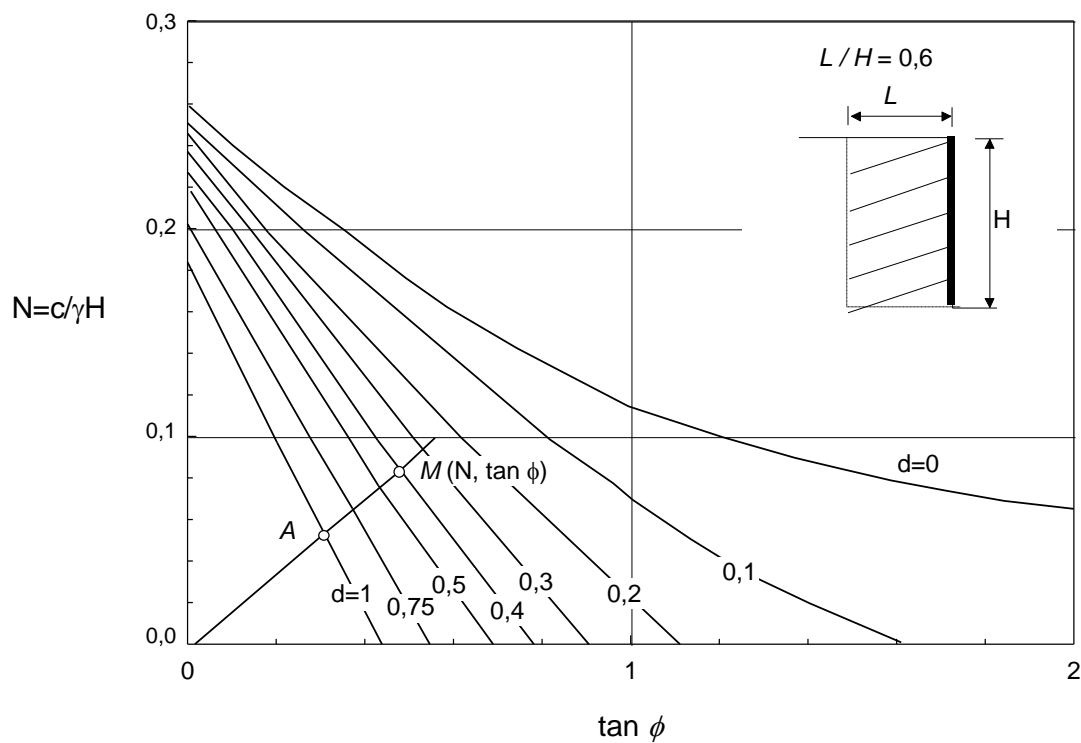
Para cada valor da relação  $L/H$  (comprimento do grampo / altura do paramento) entre 0,6 e 1,2 tem-se um ábaco (Figura 2.16). O valor da ordenada  $N$  é obtido através da relação a seguir:

$$N = \frac{c}{\gamma \cdot H}$$

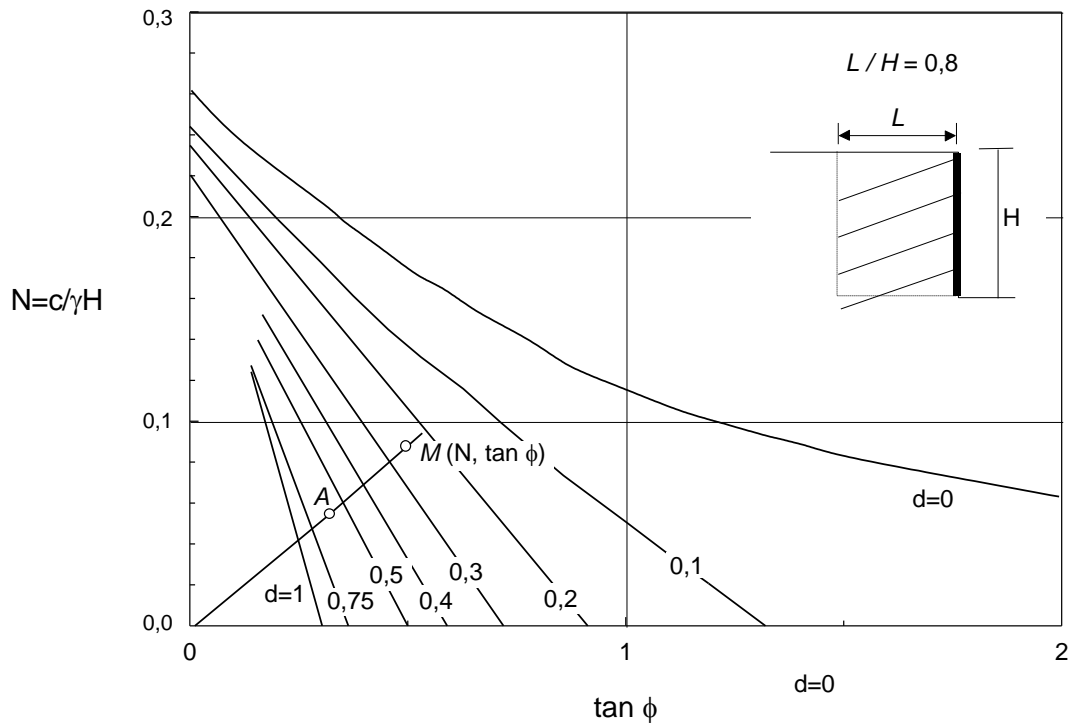
Onde,  $c$  representa a coesão do solo.

Após calcular a ordenada  $N$  e a abscissa tangente de  $\phi$ , determina-se o ponto  $M$ . Em seguida, para se determinar o ponto  $A$  (Figura 2.16a) deve-se entrar com o valor de  $d$  calculado e, sobre a reta  $OM$  marcar o ponto  $A$ . O fator de segurança (FS) será dado por:

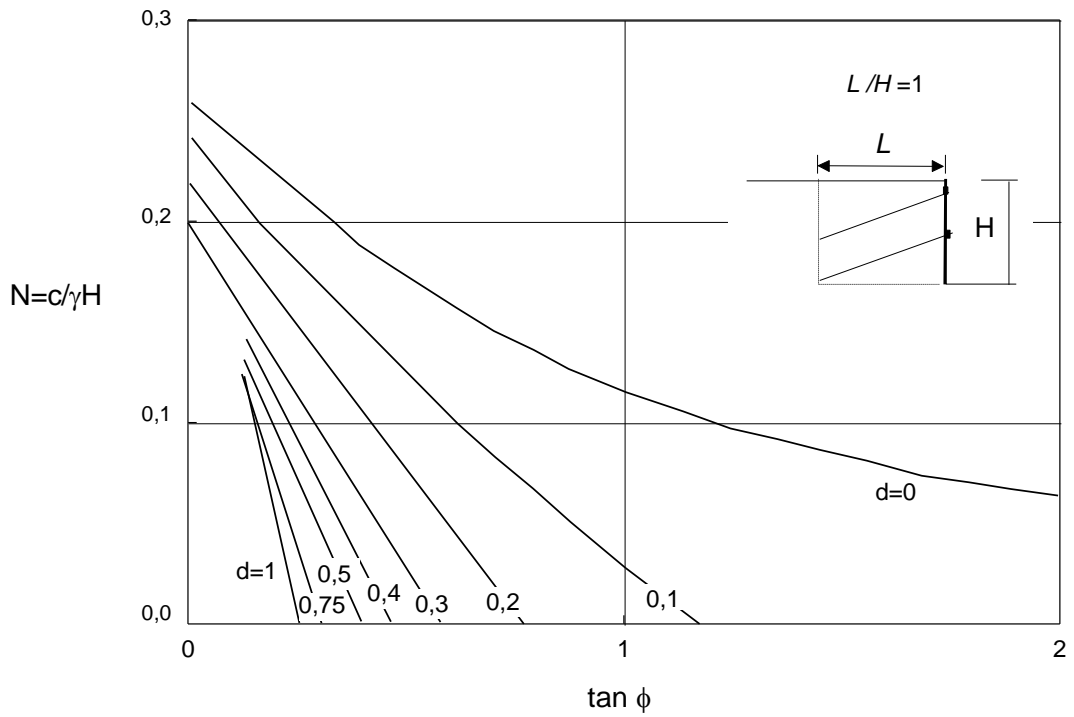
$$FS = \frac{OM}{OA}$$



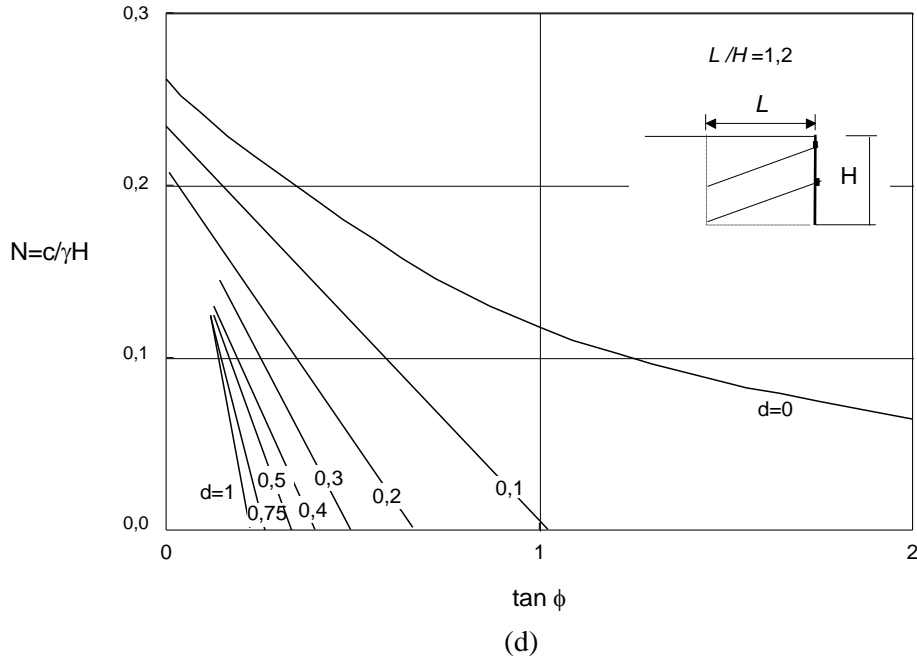
(a)



(b)



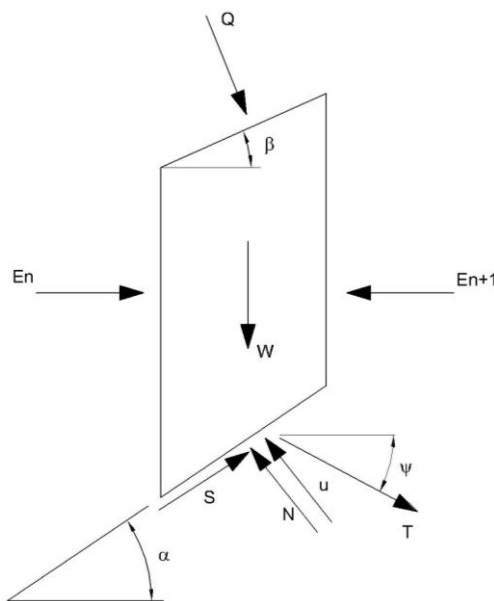
(c)



**Figura 2. 16 a, b, c e d – Ábacos de estabilidade para  $L/H$  variando entre 0,6 e 1,2 (CLOUTERRE, 1991).**

### 2.6.3. Método das Fatias de Bishop Simplificado

No método de Bishop Simplificado admite-se que a superfície de ruptura é circular e considera-se que as forças nas laterais das fatias são horizontais, desconsiderando, portanto, as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é feito na direção vertical, possibilitando satisfazer tanto as condições de equilíbrio de momentos quanto as condição de equilíbrio das forças verticais. A Figura 2.17 apresenta um esquema das forças atuantes em uma fatia qualquer.



**Figura 2. 17 – Fatia genérica e forças do Método de Bishop Simplificado.**

O somatório das forças verticais é dado por:

$$N \cdot \cos\alpha + S \cdot \sin\alpha - W - Q \cdot \cos\beta - T \cdot \sin\psi = 0$$

Onde,

W = peso da fatia;

Q = sobrecarga;

T = força resultante da tração no reforço;

$\beta$  = inclinação na parte superior da fatia;

$\Psi$  = inclinação do reforço;

Considerando o critério de ruptura de Morh-Coulomb, temos:

$$N = \frac{W + Q \cdot \cos\beta + T \cdot \sin\psi - (1/FS) \cdot (c' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan\phi') \cdot \sin\alpha}{\cos\alpha + (\sin\alpha \cdot \tan\phi')/FS}$$

Onde,

$c'$  e  $\phi'$  = Coesão e ângulo de atrito efetivos na base da fatia;

$\Delta l$  = Comprimento da base da fatia;

u = Poropressão na base da fatia;

O fator de segurança é obtido através da equação a seguir, utilizando processo iterativo, ou seja, adota-se um valor inicial para  $FS_1$ , acha-se  $FS_2$  e compara-se com  $FS_1$  até se chegar a uma precisão decimal desejada no valor encontrado:

$$FS = \frac{\sum \left[ \frac{c' \cdot \Delta l \cdot \cos\alpha + (W + Q \cdot \cos\beta + T \cdot \sin\psi - u \cdot \Delta l \cdot \cos\alpha) \tan\phi'}{\cos\alpha + (\sin\alpha \cdot \tan\phi')/FS} \right]}{\sum (W \cdot \sin\alpha - M_n/r)}$$

Onde,

$M_n$  = Momento devido às forças externas atuantes na fatia.

r = raio da superfície circular de ruptura.

#### 2.6.4. Método de Spencer

O método de Spencer satisfaz todas as condições de equilíbrio estático (forças e momento) e pode ser aplicado a superfícies não circulares, por isso é considerado um

método mais rigoroso que os demais métodos de equilíbrio limite. O método assume que a resultante das forças entre as fatias ( $Q_i$ ) são paralelas entre si, ou seja, todas são inclinadas de um mesmo ângulo  $\delta$ , que é calculado como parte da solução do problema.

O processo de cálculo é iterativo, adotando-se valores iniciais para o fator de segurança e para a inclinação das forças entre as fatias. O procedimento de cálculo é repetido até que se atinja o equilíbrio de forças e momentos para cada fatia.

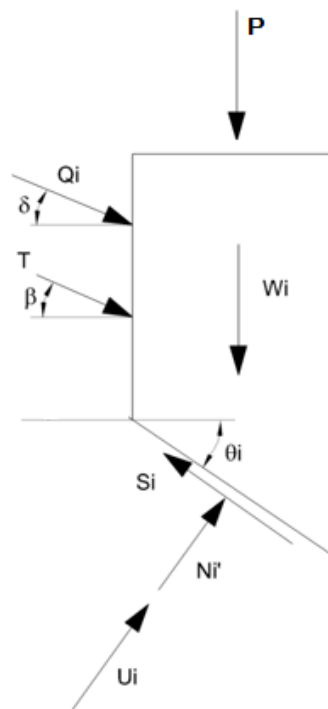
Spencer considera que as forças são aplicadas no centro da base da fatia. A Figura 2.18 ilustra as hipóteses do método.

Impondo o equilíbrio de forças nas direções normal e paralelo à base da fatia e considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, encontram-se as seguintes equações:

$$\sum F_{normais} = 0 :$$

$$N' + U - W \cdot \cos\theta - P \cdot \cos\theta + Q \cdot \sin(\theta - \delta) + T \cdot \sin(\theta - \beta) = 0$$

$$N' = W \cdot \cos\theta + P \cdot \cos\theta - U - Q \cdot \sin(\theta - \delta) - T \cdot \sin(\theta - \beta) = 0$$



**Figura 2. 18 – Fatia genérica e forças do Método de Spencer.**

$$\sum F_{tangenciais} = 0 :$$

$$S - W \cdot \sin\theta - P \cdot \sin\theta - Q \cdot \cos(\theta - \delta) - T \cdot \cos(\theta - \beta) = 0$$

$$\frac{c'.l}{FS} + \frac{N'.\tan\phi'}{FS} = W.\text{sen}\theta + P.\text{sen}\theta + Q.\cos(\theta - \delta) + T.\cos(\theta - \beta) = 0$$

Aplicando o valor de N' encontrado anteriormente, temos:

$$Q_i = \frac{\left[ \frac{c'.l}{FS} + \frac{\tan\phi'}{FS} [W.\cos\theta_i + P.\cos\theta_i - U_i - T\text{sen}(\theta_i - \beta)] \right] - W.\text{sen}\theta_i - P.\text{sen}\theta_i - T.\cos(\theta_i - \beta)}{\cos(\theta_i - \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\tan\phi'}{FS} \cdot \tan(\theta_i - \delta) \right]}$$

Onde,

$c'$  e  $\phi'$  = Coesão e ângulo de atrito para o centro da base da fatia;

$l$  = Comprimento da base da fatia;

$W_i$  = Peso da fatia;

$P$  = Sobrecarga;

$T$  = Força resultante de tração nos grampos;

$U_i$  = Poropressão;

$\theta_i$ ,  $\delta$ ,  $\beta$  = Ângulos de inclinação da base da fatia e das forças atuantes.

### 2.6.5. Método de Coulomb

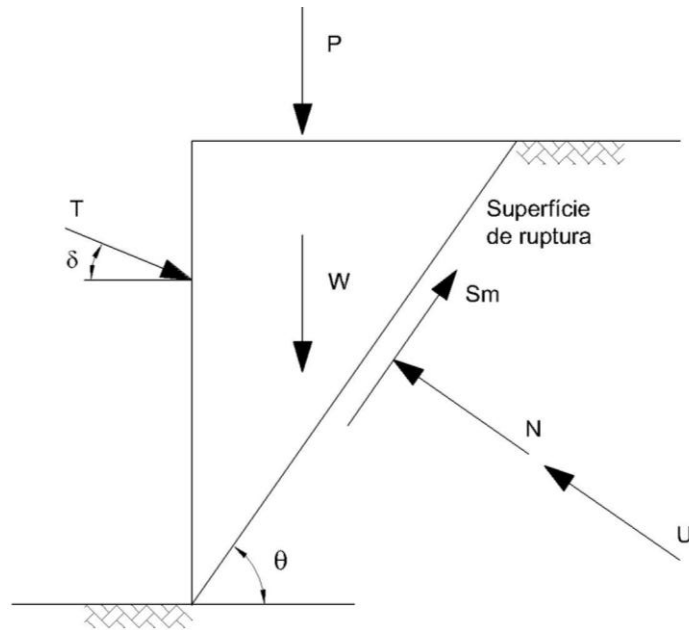
O método de Coulomb adota a hipótese de que a superfície de ruptura é planar. Devido a esta hipótese o método só se aplica a taludes verticais ou sub-verticais. Coulomb considera o atrito entre o solo e o muro e nos casos de solos coesivos considera, ainda, a força de adesão do solo à parede do muro. O método permite com facilidade a consideração de cargas externas, taludes inclinados irregulares, cortes com inclinações quaisquer, inclinação dos grampos e pressões de água. Partindo-se desses princípios, podemos aplicar a teoria de Coulomb considerando o esforço de tração do grampo, da seguinte forma (ver Figura 2.19):

Fazendo o equilíbrio das forças normal e tangencial no plano de ruptura, temos as seguintes equações:

$$\sum F_{normais} = 0 :$$

$$(W + P).\cos\theta - N - U + T.\cos(90^\circ - \theta - \delta) = 0$$

$$N = (W + P).\cos\theta + T.\text{sen}(\theta - \delta) - U = 0$$



**Figura 2. 19 – Análise de estabilidade global de uma estrutura grampeada fundamentada na Teoria de Coulomb.**

$$\sum F_{tangenciais} = 0 :$$

$$S_m - (W + P) \cdot \text{sen}\theta + T \cdot \text{sen}(90^\circ - \theta - \delta) = 0$$

$$\frac{c' \cdot l}{FS} + \frac{[(W + P) \cdot \text{cos}\theta + T \cdot \text{sen}(\theta - \delta) - U] \cdot \text{tan}\phi'}{FS} - (W + P) \cdot \text{sen}\theta + T \cdot \text{cos}(\theta - \delta) = 0$$

Logo,

$$FS = \frac{c' \cdot l + [(W + P) \cdot \text{cos}\theta + T \cdot \text{sen}(\theta - \delta)] \cdot \text{tan}\phi'}{(W + P) \cdot \text{sen}\theta - T \cdot \text{cos}(\theta - \delta)}$$

Onde,

W = Peso da cunha ativa;

P = Sobrecarga;

T = Força resultante de tração dos grampos;

N = Força normal à superfície de ruptura;

U = Poropressão;

$S_m$  = Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizado;

$c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito para o centro da base da fatia;

l = comprimento da base da fatia;

Segundo a Teoria de Coulomb a superfície de ruptura faz um ângulo  $\theta = 45 + \phi'/2$  com a horizontal. No entanto, neste caso esta hipótese não é válida, pois o esforço de tração no grampo altera a posição do plano crítico. Sendo assim, para se obter o fator de segurança (FS), resolve-se iterativamente arbitrando um  $\theta$  inicial até que o valor FS seja obtido na precisão desejada.



## CAPÍTULO 3

### 3. DESCRIÇÃO DO CASO ESTUDADO

O presente trabalho avaliou a obra de contenção em solo grampeado realizada no Colégio Internacional Everest, localizado na Rua Rosalvo Costa Rego, 146 – Itanhangá – Rio de Janeiro. O motivo da obra, realizada pela empresa Soloteste Engenharia Ltda., era garantir estabilidade ao talude onde posteriormente seriam construídas as novas instalações do colégio. Fotos do local da obra podem ser visualizadas na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Fotos da Obra (GOLDBACH, 2011).

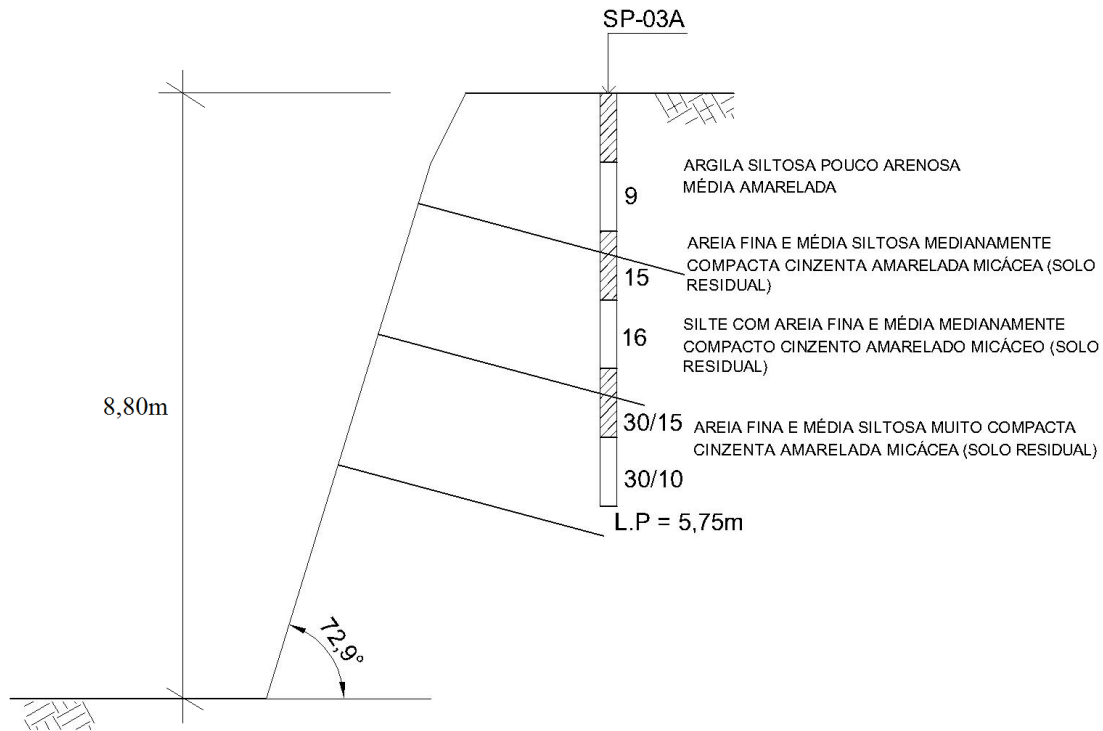
#### 3.1. Aspectos geológicos - geotécnicos do terreno

Para obtenção do perfil geológico-geotécnico do local de execução da obra foram realizadas sondagens a percussão além de uma análise tátil-visual preliminar do terreno

local. As sondagens com ensaio SPT, executadas segundo a norma da ABNT NBR6484/96, foram realizadas em setembro de 2010 em três pontos para definir o perfil geotécnico da Figura 3.2. O ensaio SPT foi realizado pela empresa Soloteste Engenharia Ltda.

O talude apresentava uma considerável cobertura vegetal que precisou de autorização para ser retirada de modo a evitar possíveis danos ao revestimento final da estrutura. Quanto à gênese do solo, as sondagens realizadas indicaram um solo residual maduro, constituído basicamente de areia e silte com uma cor cinzenta amarelada, com valores médios de  $N_{SPT}$  crescentes com a profundidade. Uma descrição mais detalhada deste terreno pode ser visualizada no boletim de sondagem apresentado na Figura 3.3.

O nível d'água não foi detectado durante a sondagem nem durante a obra dispensando a execução de sistemas de rebaixamento do lençol d'água.



**Figura 3.2 – Perfil Geotécnico da seção ensaiada.**

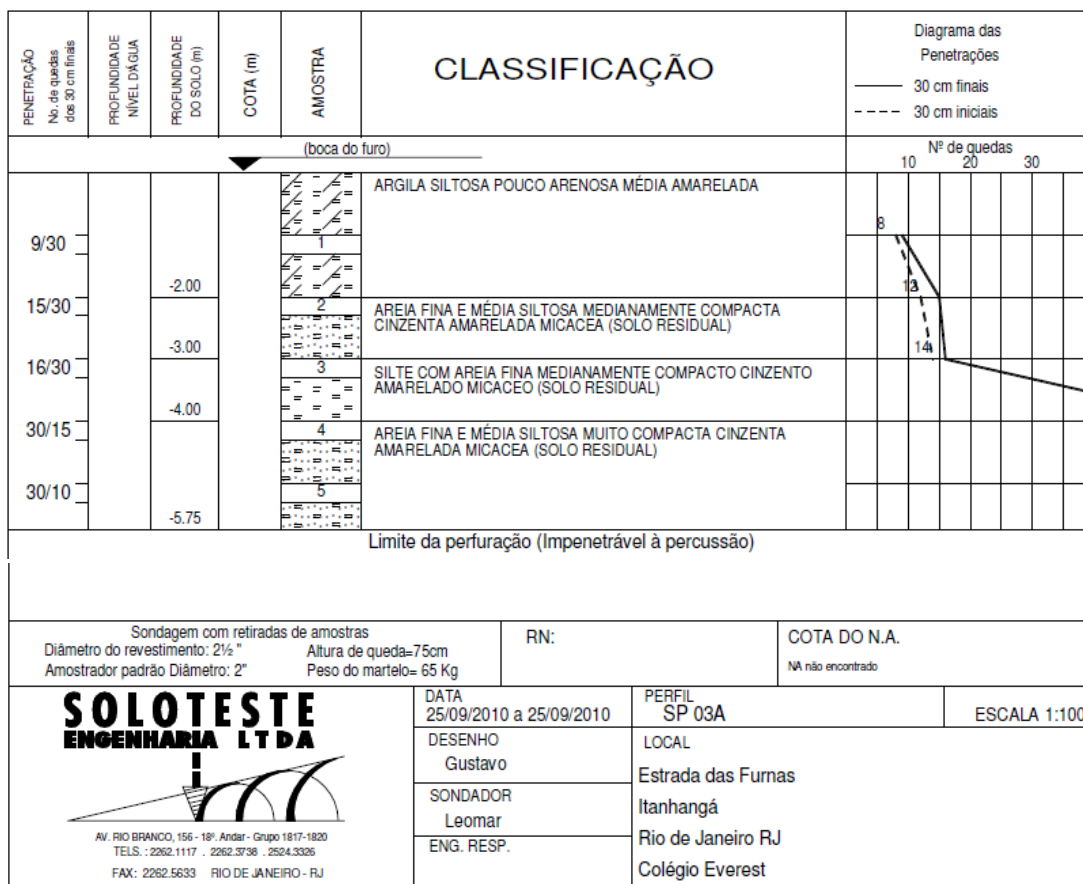


Figura 3.3 – Boletim de Sondagem – SP-03A (GOLDBACH, 2011).

### 3.2. Características da Estrutura de Contenção Analisada

A estrutura grampeada executada abrange uma área com 220 metros de extensão com altura do talude variável entre 4,0 e 8,8 metros. A estrutura de solo grampeado analisada é composta pelos seguintes elementos: grampos constituídos por barras de aço DIWIDAG de 32 mm de diâmetro e faceamento em concreto projetado com tela de aço.

Os grampos foram injetados por meio de perfuração de diâmetro de 7,5 mm através de trépano de lavagem, com 4,0 metros de comprimento e uma inclinação de 15° com a horizontal, espaçados de 3,0 metros tanto na vertical quanto na horizontal. Devido à inclinação acentuada do talude foi necessária a instalação de andaimes para execução dos grampos e dos ensaios de arrancamento. Após instalação das barras de aço foram feitas as injeções de calda de cimento. Em seguida foi feita a colocação das telas de aço para posterior execução do revestimento de concreto projetado.

### 3.3. Ensaio de Arrancamento realizado

O parâmetro de resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) utilizado nas análises deste trabalho foi obtido do ensaio de arrancamento realizado por GOLDBACH (2011).

Foram realizados três ensaios de arrancamento, segundo as orientações do Manual da GeoRio. Em cada ensaio foram adotadas as seguintes etapas: regularização da camada de concreto na superfície do talude; instalação do conjunto macaco-bomba-manômetro por meio de andaimes; colocação da instrumentação por meio de extensômetros; aplicação do carregamento até que ocorresse o arrancamento do grampo finalizando o ensaio.

Na tabela 3.1 são apresentados os resultados obtidos por GOLDBACH (2011) no ensaio.

**Tabela 3.1 - Resultado dos Ensaio de Arrancamento (GOLDBACH, 2011).**

ENSAIOS REALIZADOS	PROFUNDIDADE (m)	VALORES MÉDIOS DE $N_{SPT}$ SP-03	RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO $Q_s$ (kPa)
-	1,00 - 1,45 m	9	-
Grampo superior (ENSAIO 1)	2,00 - 2,45 m	15	215
Grampo intermediário (ENSAIO 2)	3,00 - 3,45 m	16	322
Grampo inferior (ENSAIO 3)	4,00 - 4,15 m	30/15	560
-	5,00 - 5,10 m	30/10	-

Vale citar que o gráfico de EHRlich e SILVA (2012), indica valores de  $q_s$  entre 50 e 350 kPa para um  $N_{SPT} = 15$  e 16, que se referem ao trecho médio de contenção (1º e 2º níveis de grampo).

Para as análises do presente trabalho, optou-se por considerar um valor médio entre os  $q_s$  obtidos nos ensaios, resultando em  $q_s = 366$  kPa.

## CAPÍTULO 4

### 4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DO TALUDE ESTUDADO

#### 4.1. Dados básicos para análise

Os parâmetros adotados nas análises apresentadas neste capítulo foram obtidos através de correlações empíricas apresentadas a seguir.

##### Peso específico do solo

O peso específico natural do solo ( $\gamma$ ) foi adotado como sendo  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , valor este considerado representativo para solos residuais na cidade do Rio de Janeiro.

##### Ângulo de atrito e Coesão do solo

O ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e a coesão ( $c'$ ) do solo foram escolhidos como sendo  $\phi' = 34^\circ$  e  $c' = 17 \text{ kN/m}^2$ , baseando-se nos menores valores da correlação indicada por SANDRONI (1977) apresentada na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1 – Valores típicos para solos residuais de granito ou gnaiss (SANDRONI, 1977).**

AUTOR LOCAL	DIÂMETRO GRÃOS (%)			ÍNDICE DE VAZIOS	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	MINERALOGIA DA FRAÇÃO GROSSEIRA
	AREIA	SILTE	ARGILA			
SANDRONI (1973) RIO	50 a 80	15 a 30	5 a 25	30 a 90	$c' = 17 \text{ a } 35 \text{ kN/m}^2$ $\phi' = 34 \text{ a } 43^\circ$	Pequena % de mica

O demais dados utilizados nas análises podem ser observados na Tabela 4.2.

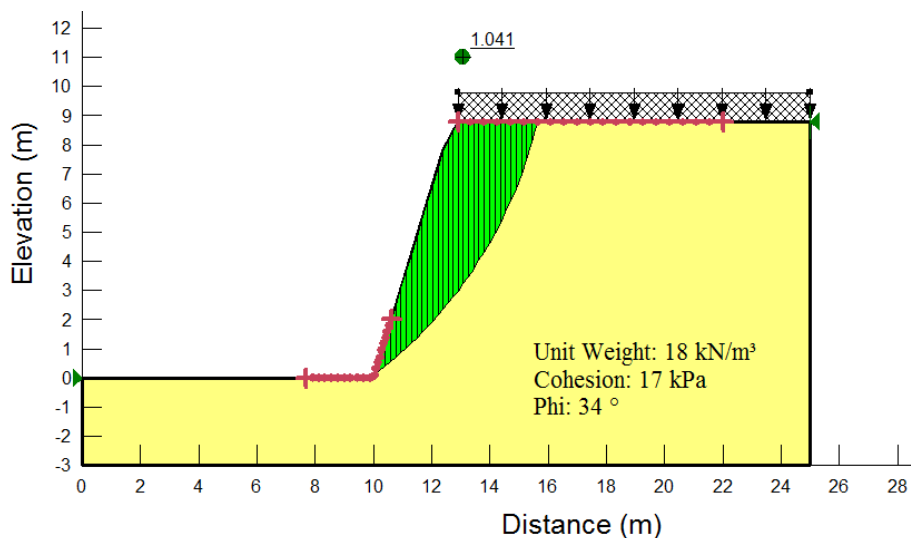
**Tabela 4.2 – Dados de Projeto.**

Altura do talude (H)	8,8m
Comprimento do Grampo (L)	4,0m
Inclinação do talude ( $\alpha$ )	72,9°
Inclinação do grampo ( $\theta$ )	15°
Diâmetro do grampo ( $\phi_{\text{barra}}$ )	32mm
$q_s$ médio	366 kN
$Q_{\text{ruptura}}$ barra de aço	400 kN
Espaçamento vertical ( $e_v$ )	3m
Espaçamento horizontal ( $e_h$ )	3m

A seguir será feita a aplicação prática dos métodos apresentados no capítulo 2, exceto o Método de Clouterre. No caso estudado neste trabalho a relação H/L é de 0,45, enquanto os ábacos de Clouterre (1991) foram elaborados para H/L igual a 0,6, 0,8, 1,0 e 1,2. Diante disso os ábacos de Clouterre (1991) não puderam ser empregados para o dimensionamento, pois a relação H/L se encontra muita abaixo daqueles apresentados por Clouterre (1991).

Em ambos os métodos de análise serão feitas variações dos seguintes parâmetros: ângulo de atrito ( $\phi'$ ), coesão ( $c'$ ) do solo, inclinação do talude ( $\alpha$ ) e da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ). Tal variação tem por objetivo avaliar o efeito destes parâmetros na estabilidade de uma estrutura grampeada. No item 4.5 será apresentada uma comparação dos resultados obtidos em cada método.

Também foi realizada uma análise de estabilidade do talude estudado antes da execução dos reforços, adotando-se os valores mínimos para os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  indicados por SANDRONI (1977). A Figura 4.1 mostra uma representação gráfica do modelo de análise sem reforço. Nesta figura pode-se observar que o fator de segurança  $FS = 1,041$ , representa uma situação de iminência de ruptura. Como o talude estudado não apresentou problemas de ruptura, espera-se, portanto, que os parâmetros de resistência do solo reais sejam maiores que os adotados no presente trabalho.



**Figura 4. 1 – Análise de estabilidade do talude sem reforço considerando  $c' = 17$  kPa e  $\phi' = 34^\circ$ .**

#### **4.2. Aplicação do Método de Spencer**

Para aplicação do método de Spencer foi utilizado o software Geostudio-Slope/W (2007). O programa Geostudio-Slope/W efetua análises de estabilidade de taludes,

determinando fatores de segurança através de métodos de equilíbrio limite. O programa dispõe da aplicação de diversos métodos de análise desenvolvidos com base na subdivisão da massa potencialmente instável em fatias e na determinação do fator de segurança através da relação entre o esforço resistente na base das fatias e o esforço solicitante. A principal distinção entre os diversos métodos reside nas hipóteses simplificadoras adotadas na definição dos esforços atuantes em cada fatia e na massa potencialmente instável como um todo. A hipótese adotada para o método Spencer é que direção da resultante dos esforços de cisalhamento e normal entre fatias é constante ao longo de toda a massa potencialmente instável. Neste método, tanto o equilíbrio de momento quanto o de forças são satisfeitos.

Para análise da influência dos parâmetros  $\phi'$  (ângulo de atrito) e  $c'$  (coesão) na estabilidade do talude estudado foram feitas diversas combinações destes parâmetros. Os demais parâmetros necessários na análise foram adotados segundo os dados de projeto apresentados no item 4.1. Os resultados do modelo de análise fornecidos pelo programa serão apresentados no Apêndice A. Um resumo dos resultados será apresentado na Tabela 4.3 a seguir.

**Tabela 4.3 – Resumo dos Resultados obtidos no programa por Spencer**

Método	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	FS
<b>S P E N C E R</b>	0	28	0,623
		30	0,680
		32	0,737
		34	0,796
		43	1,100
	10	28	0,891
		30	0,945
		32	1,001
		34	1,060
		43	1,363
	17 (*)	28	1,072
		30	1,130
		32	1,187
		<b>34 (*)</b>	<b>1,247</b>
		43	1,554
	25	28	1,280
		30	1,335
		32	1,392
		34	1,452
		43	1,762

(\*) Valores mínimos proposto por SANDRONI (1977)

**Tabela 4.3 – Resumo dos Resultados obtidos no programa por Spencer (continuação)**

Método	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	FS
SPENCER	35 (**)	28	1,537
		30	1,597
		32	1,649
		34	1,707
		43 (**)	2,019

(\*\*) Valores máximos propostos por SANDRONI (1977)

Observe que para os resultados de arrancamento apresentados na Tabela 3.1 e os dados de projeto da Tabela 4.1, obteve-se uma variação do fator de segurança (FS) de 1,247 a 2,019, considerando respectivamente, os limites inferior e superior dos parâmetros de resistência propostos por SANDRONI (1977).

A inclinação do talude também foi levada em consideração na análise de estabilidade utilizando o método de Spencer. Para determinar qual a influência deste parâmetro nas análises foram considerados os menores parâmetros de resistência propostos por SANDRONI (1977), ou seja,  $c'=17$  kPa e  $\phi'=34$  kPa. Um resumo destes resultados será apresentado na Tabela 4.4 a seguir e os resultados do modelo de análise podem ser visualizados no Apêndice B.

**Tabela 4.4 - Resultados da variação da inclinação obtidos no programa por Spencer.**

Método	Inclinação do Talude ( $\alpha$ )	$\Phi'$ (°)	c' (kPa)	FS
SPENCER	50°	34	17	1,754
	60°	34	17	1,506
	70°	34	17	1,323
	72,9° (*)	34	17	1,247
	80°	34	17	1,177
	90°	34	17	1,053

(\*) Inclinação real de campo

Verifica-se para o caso estudado, como esperado, um aumento progressivo de FS com a redução da inclinação do talude. O aumento do fator de segurança (FS) para cada 10° de redução da inclinação variou de 11,8% (de 90° para 80°) a 16,5% (de 60° para 50°).

### 4.3. Aplicação do Método de Bishop Simplificado

Para aplicação do método de Bishop também foi utilizado o programa de análise de estabilidade o SLOPE/W, descrito no item anterior.



Os parâmetros foram adotados conforme os dados de projeto apresentados no item 4.1. Os resultados do modelo de análise fornecidos pelo programa utilizando Bishop serão apresentados no Apêndice C. Um resumo dos resultados será apresentado na Tabela 4.5 a seguir.

**Tabela 4.5 - Resumo dos Resultados obtidos no programa utilizando Bishop.**

Método	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	FS	
<b>B I S H O P  S I M P L I F I C A D O</b>	0	28	0,634	
		30	0,692	
		32	0,749	
		34	0,808	
		43	1,112	
	10		28	0,897
			30	0,951
			32	1,008
			34	1,068
			43	1,375
	17 (*)		28	1,073
			30	1,131
			32	1,189
			<b>34 (*)</b>	<b>1,250</b>
			43	1,560
	25		28	1,278
			30	1,333
			32	1,391
			34	1,451
			43	1,765
35 (**)		28	1,530	
		30	1,585	
		32	1,643	
		34	1,703	
		<b>43 (**)</b>	<b>2,018</b>	

(\*) Valores mínimos proposto por SANDRONI (1977)

(\*\*) Valores máximos propostos por SANDRONI (1977)

Assim como observado no método de Spencer, para a geometria de projeto e o valor de médio do  $q_s$  obtido por GOLDBACH (2011), obteve-se uma variação do fator de segurança (FS) de 1,250 a 2,018, considerando respectivamente, os limites inferior e superior dos parâmetros de resistência propostos por SANDRONI (1977).

Para melhor interpretação dos resultados apresentados na tabela 4.5 foi traçado um gráfico, com o auxílio do Programa TOPOCAD, apresentado na Figura 4.2. Neste gráfico é possível identificar qual combinação destes parâmetros analisados apresenta as

situações mais críticas que levariam a ruptura do talude em questão. De acordo com a norma da ABNT de Estabilidade de Encosta - NBR 11682: 2006, o fator de segurança mínimo para deslizamentos considerando um nível de segurança alto contra danos a vidas humanas e um nível de segurança contra danos materiais e ambientais médio é de  $FS=1,5$ , portanto, para valores combinados de  $\phi'$  e  $c'$  abaixo desta curva  $FS=1,5$  (Figura 4.1) seria necessário realizar melhorias nesta estrutura grampeada.

A influência da inclinação do talude na estabilidade do maciço também foi analisada pelo método Bishop, considerando os dados de projeto apresentados. Um resumo destes resultados será apresentado na Tabela 4.6 a seguir e os modelos de análise podem ser visualizados no Apêndice D.

**Tabela 4. 6 - Resultados da variação da inclinação obtidos no programa utilizando Bishop.**

Método	Inclinação do Talude ( $\alpha$ )	$\Phi'$ ( $^\circ$ )	$c'$ (kPa)	FS
<b>BISHOP SIMPLIFICADO</b>	50°	34	17	1,766
	60°	34	17	1,513
	70°	34	17	1,324
	72,9° (*)	34	17	1,250
	80°	34	17	1,174
	90°	34	17	1,037

(\*) Inclinação real de campo

Como esperado e já observado no Método de Spencer, para este caso estudado, ocorreu um aumento progressivo de FS com a redução da inclinação do talude. Este aumento obtido nas análises chegou a 16,7% para uma redução de 40° na inclinação (de 90° a 50°) no método de Bishop Simplificado.

No método de Bishop Simplificado, por ser considerando pela autora mais usual que os demais, também foi realizada uma análise para verificar a influência da variação do parâmetro  $q_s$  no fator de segurança considerando os parâmetros de resistência mínimos propostos por SANDRONI (1977), onde  $c'=17$  kPa e  $\phi'=34$  kPa. Os resultados desta análise serão apresentados na Tabela 4.7 e os modelos de análise podem ser visualizados no Apêndice E.

### Influência do ângulo de atrito e coesão no F.S.

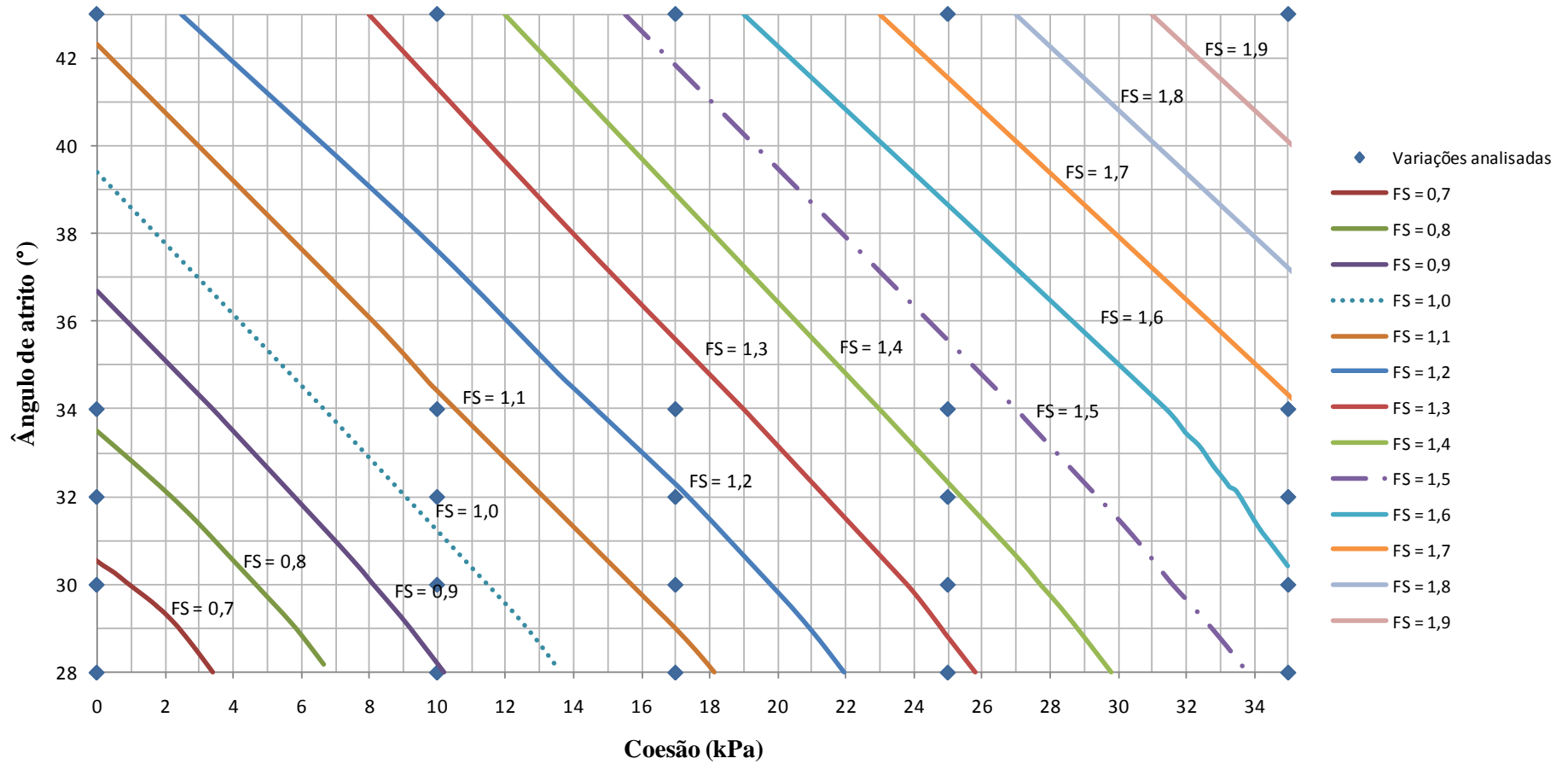


Figura 4. 2 – Gráfico de curvas Iso Fator de Segurança.

**Tabela 4.7 - Resultados da variação da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) obtidos no programa utilizando Bishop.**

Método	$q_s$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	FS
<b>BISHOP SIMPLIFICADO</b>	50	34	17	1,093
	100	34	17	1,135
	150	34	17	1,169
	200	34	17	1,193
	250	34	17	1,213
	300	34	17	1,231
	350	34	17	1,246
	366(*)	34	17	1,250

(\*) Valor médio de  $q_s$  adotado com base nos ensaios realizados por GOLDBACH (2011).

Como esperado, verifica-se para o caso estudado um aumento progressivo de FS com o aumento da resistência ao arrancamento dos grampos ( $q_s$ ). Essa análise é conveniente para verificar a influência da estimativa de  $q_s$  através de correlações  $q_s \times N_{SPT}$  no FS, posto que existe uma grande variação de  $q_s$  para um determinado  $N_{SPT}$ . Como citado no item 3.3, para um  $N_{SPT} = 15$  e 16 (representante dos dois primeiros níveis de grampo) resultados anteriores (EHRlich e SILVA, 2012) têm indicado  $q_s$  variando aproximadamente de 50 a 350kPa. Para o caso estudado, a variação do fator de segurança (FS) para esta faixa de variação de  $q_s$  é de 1,093 a 1,246, que corresponde a aproximadamente 14% de ganho de resistência com o aumento deste parâmetro ( $q_s$ ).

#### 4.4. Aplicação do Método de Coulomb

Para aplicação do método do Coulomb (ver Figura 2.18) adotou-se um fator de segurança com o valor de 1,5 no valor médio de  $q_s$  obtido. Através de uma planilha em Excel, determinou-se o valor crítico da inclinação da superfície de ruptura:  $\theta_{crít} = 75,0^\circ$  (ver Figura 4.3). Foram feitas variações dos parâmetros  $\phi'$  e  $c'$ , aplicando-se a metodologia de cálculo apresentada no item 2.6.5. Os resultados podem ser observados na Tabela 4.8.

### Valor crítico da inclinação da superfície de Ruptura

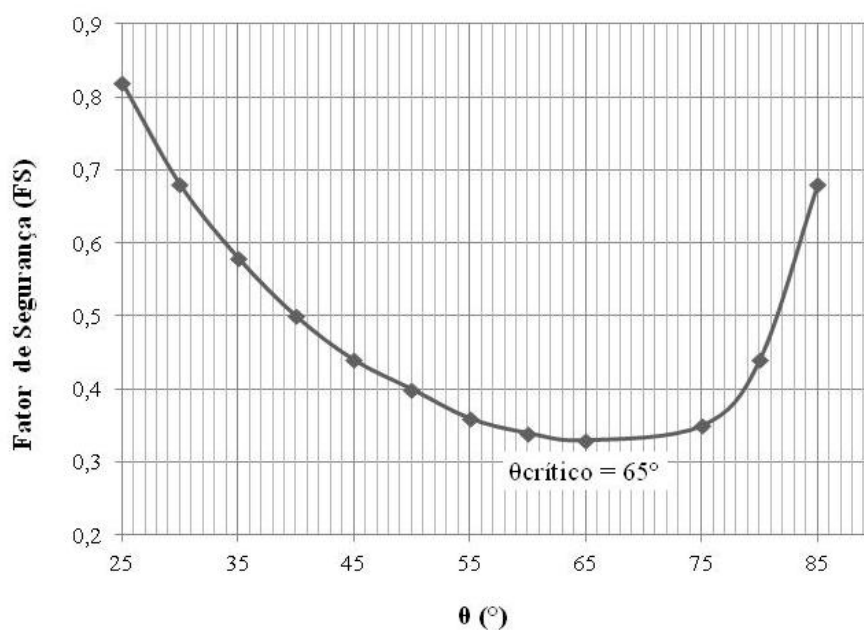


Figura 4. 3 – Gráfico usado na determinação da  $\theta_{\text{crítico}}$ .

Tabela 4. 8 – Valores dos Fatores de Segurança - Método de Coulomb.

c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	W (kN)	T (kN)	FS
0	28	325,00	49,01	0,326
	30	325,00	49,01	0,343
	32	325,00	49,01	0,359
	34	325,00	49,01	0,376
	43	325,00	49,01	0,457
10	28	325,00	49,01	0,548
	30	325,00	49,01	0,564
	32	325,00	49,01	0,581
	34	325,00	49,01	0,598
	43	325,00	49,01	0,679
17 (*)	28	325,00	49,01	0,704
	30	325,00	49,01	0,720
	32	325,00	49,01	0,736
	34 (*)	325,00	49,01	0,753
	43	325,00	49,01	0,834
25	28	325,00	49,01	0,881
	30	325,00	49,01	0,897
	32	325,00	49,01	0,914
	34	325,00	49,01	0,930
	43	325,00	49,01	1,012
35 (**)	28	325,00	49,01	1,103
	30	325,00	49,01	1,119
	32	325,00	49,01	1,135
	34	325,00	49,01	1,152
	43(**)	325,00	49,01	1,233

(\*) Valores mínimos proposto por SANDRONI (1977)

(\*\*) Valores máximos propostos por SANDRONI (1977)

#### 4.5. Comparação entre os resultados dos métodos aplicados

A partir dos resultados obtidos nos métodos anteriormente apresentados, foi construído um gráfico para melhor visualização das influências dos parâmetros do solo ( $\phi'$  e  $c'$ ) no fator de segurança. Estes gráficos estão apresentados nas Figuras 4.4 a 4.8.

Observa-se nas Figuras 4.4 a 4.8 que o método de Coulomb fornece valores de fatores de segurança menores que os valores fornecidos por Spencer e Bishop Simplificado.

Os métodos de Bishop e de Spencer apresentam resultados tão semelhantes que as curvas traçadas com seus resultados se sobrepõem na maioria dos casos.

Outro aspecto importante que pode ser observado nestes resultados gráficos refere-se ao aumento do fator de segurança para um determinado valor de coesão com o aumento do ângulo de atrito. Além disso, como era de se esperar quanto maior for o ângulo de atrito e a coesão, maiores serão os fatores de segurança, ou seja, quanto maior a resistência do solo menores serão os custos com elementos de reforço.

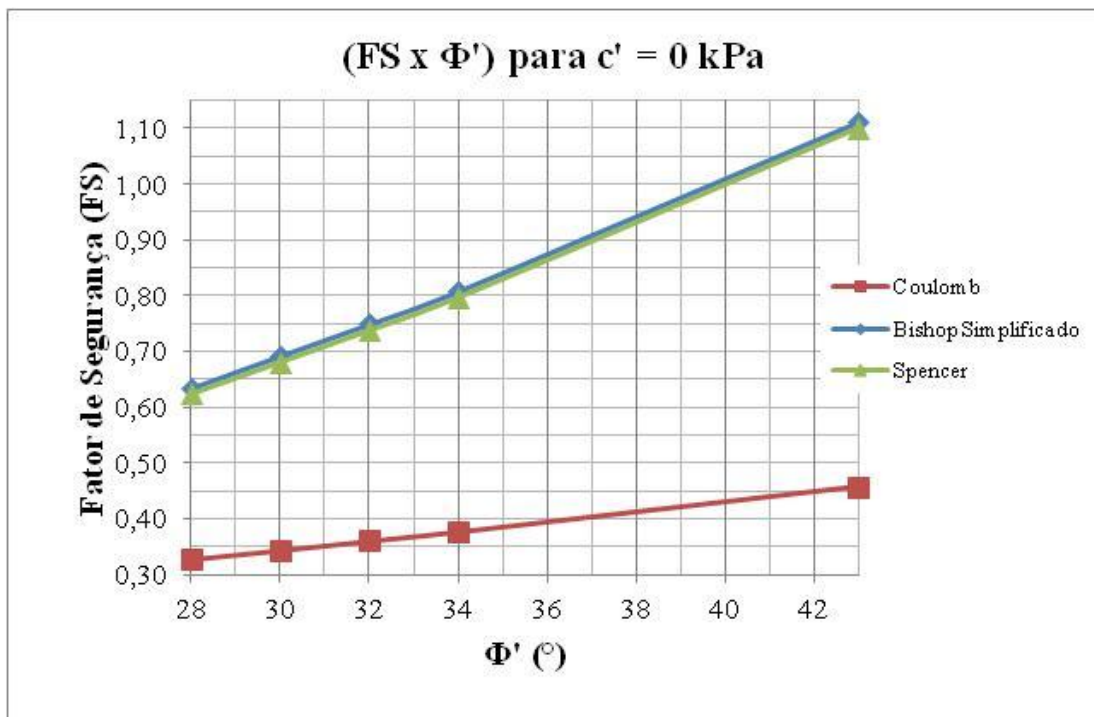
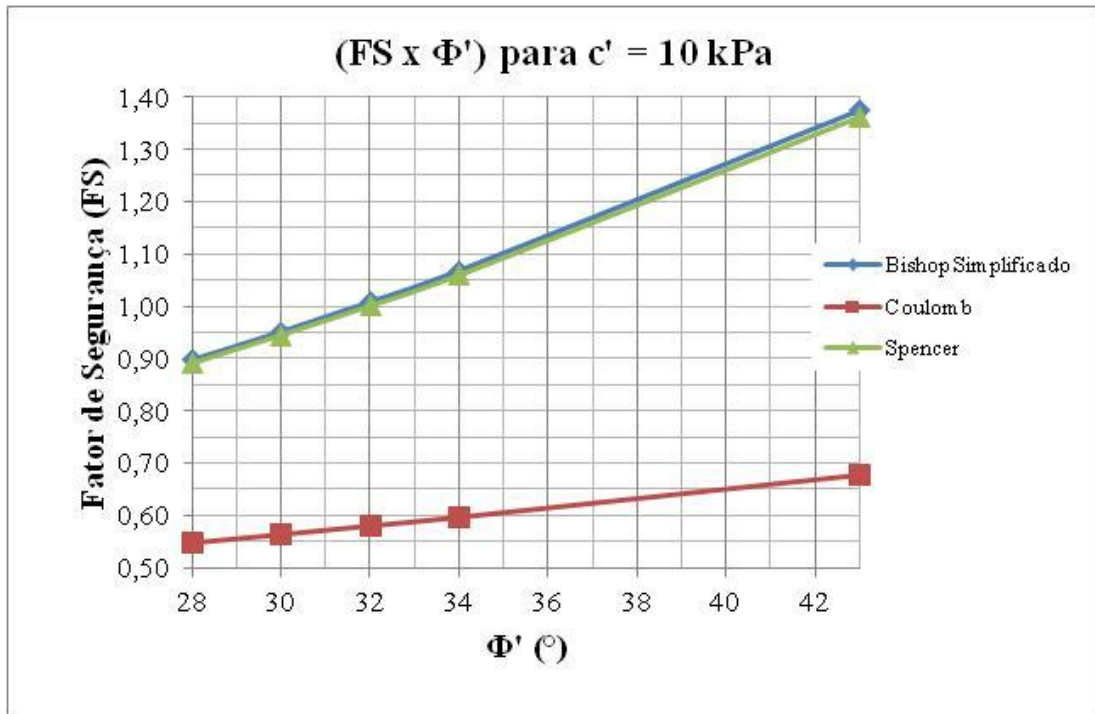
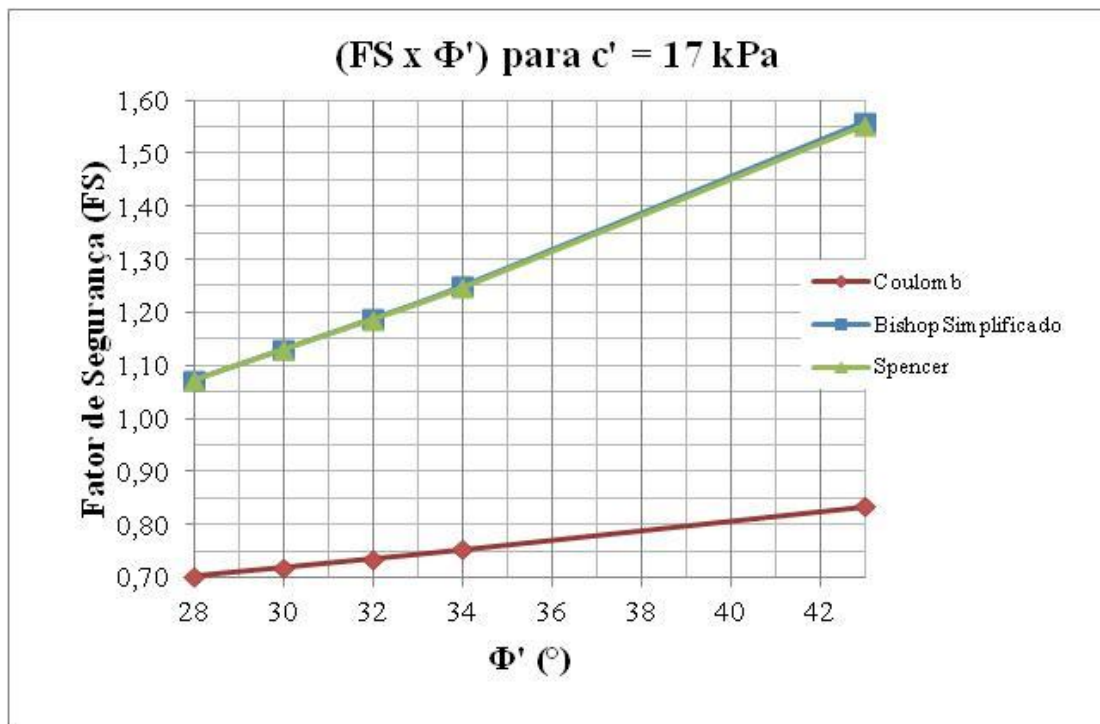


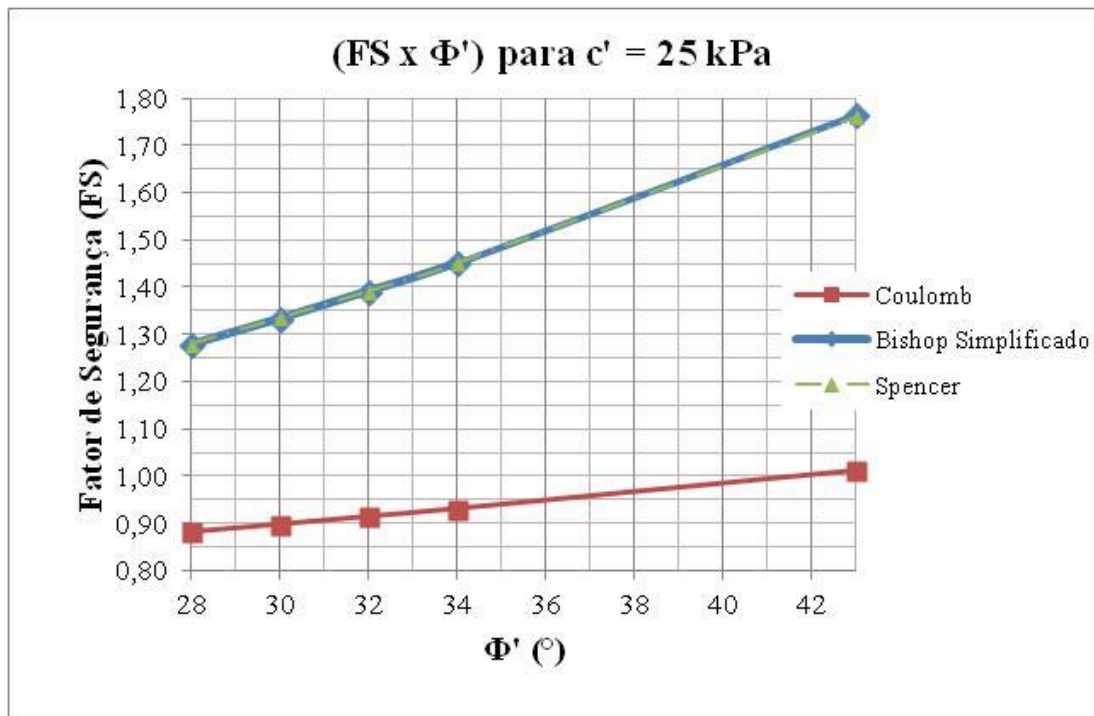
Figura 4.4 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 0 kPa.



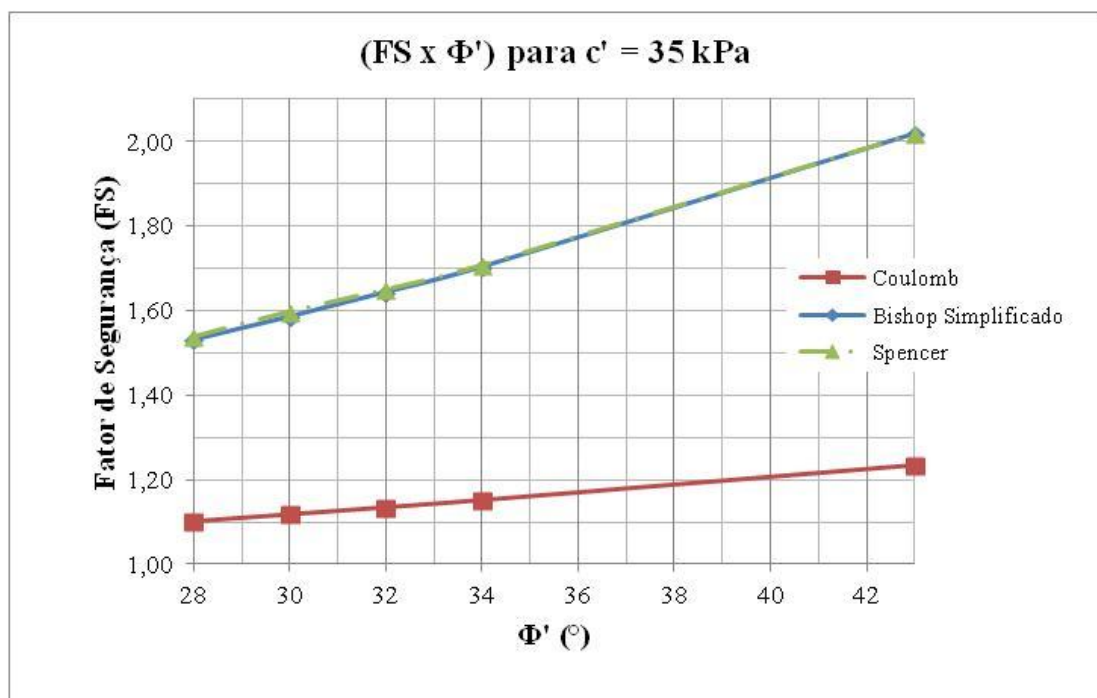
**Figura 4.5 - Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 10 kPa.**



**Figura 4.6 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 17 kPa.**



**Figura 4.7 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 25 kPa.**



**Figura 4.8 – Fator de segurança x ângulo de atrito para coesão = 35 kPa.**



## CAPÍTULO 5

### 5. CONCLUSÃO

Com a aplicação dos métodos de análise empregados (Bishop Simplificado, Spencer e Coulomb) pode se observar a eficiência do reforço através de grampos para estabilizar o maciço estudado, devido ao acréscimo que ocorre no fator de segurança, que neste caso foi de 20%.

Os métodos de Spencer e de Bishop Simplificado apresentaram resultados muito próximos ou até mesmo iguais entre si. Para a geometria de projeto apresentada e o valor médio do  $q_s$  adotado com base nos resultados do ensaio realizado por GOLDBACH (2011), obteve-se uma variação do fator de segurança (FS) entre 1,25 e 2,02, considerando respectivamente, os limites inferior e superior dos parâmetros de resistência propostos por SANDRONI (1977).

A partir das variações dos parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ) aplicadas nos métodos foi possível observar a importância de uma determinação mais acurada destes parâmetros através de investigações geotécnicas.

Foi possível analisar a variação dos fatores de segurança para diferentes combinações de  $c'$  e  $\phi'$ , determinando as curvas de iso segurança (mesmo fator de segurança). Para valores de  $c'$  e  $\phi'$  combinados abaixo da curva FS=1,5 (valor mínimo recomendado pela norma NBR 11682:2006), considerando os dados de projeto referentes ao grampo, seria necessário aumentar o comprimento, o diâmetro e/ou a densidade dos reforços empregados na estrutura grampeada para que o talude se tornasse mais estável.

Vale ressaltar que a favor da segurança foram adotados os valores mais críticos para os parâmetros  $\phi'$  e  $c'$  do solo, baseando-se nos valores típicos para solos residuais propostos por SANDRONI (1977). O ideal seria realizar ensaios para ratificar ou retificar estes valores e, através dos resultados obtidos, verificar a necessidade ou não de realizar melhorias nesta estrutura grampeada, de modo a aumentar o fator de segurança obtido ( $FS \cong 1,25$ ). Como alternativa para melhorias do reforço executado, caso os parâmetros reais de campo obtidos continuem dentro da região crítica abaixo da curva FS=1,5, pode-se citar a execução de novos grampos com espaçamentos menores, maiores diâmetros e/ou com comprimentos maiores, sendo necessárias novas análises de estabilidade para determinar tais melhorias.

A variação da inclinação do talude nesta estrutura grampeada apresentou reduções nos fatores de segurança calculados e, como era de se esperar a quanto maior for a inclinação do talude mais instável ele será.

A estimativa do parâmetro de resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) através de ensaio de arrancamento se faz importante mediante os resultados apresentados, onde se verificou o aumento do fator de segurança (FS) com o aumento do parâmetro  $q_s$ . Para o caso estudado, a variação do fator de segurança (FS) para valores de  $q_s$  entre 50 e 350 kPa, indicada por EHRLICH e SILVA (2012), apresentou um ganho de resistência de aproximadamente 14% com o aumento do parâmetro  $q_s$ .

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CLOUTERRE, 1991, *Recomendations Clouterre – Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (English Translation)*, Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, Paris, France. In: Report FHWA-SA-93-026, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, July. Edited by F. Schlosser.

EHRlich, M., 2003, “*Solos grampeados – comportamento e procedimentos de análise*”. In: Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, pp. 127-137, São Paulo, Outubro.

EHRlich, M., MITCHELL, J. K., 1994, “*Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls*”, Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 4 (April), pp. 625-645.

EHRlich, M., BECKER, L.B., “*Muros e Taludes de Solo Reforçado*”, 1ª ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M. & SILVA, L. F. M., 1992, “*Sistemas de Contenção de Solos Reforçados*”, In: Anais I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), ABMS, vol. 1, pp. 35-45, Rio de Janeiro, Novembro.

EHRlich, M. E SILVA, R. C., 2012. “*Ensaio de arrancamento de grampos - verificação da influência do  $N_{SPT}$  e da injeção da bainha*”. In: Anais do XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas, 2012 (a ser publicado).

FALCONI, F. F., ALONSO, V. R., 1996, “*Considerações sobre o dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo grampeado*”. In: Anais do 3º Simpósio de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 301-308, São Paulo, Novembro.

FEIJÓ, R. L., 2007, *Monitoração de uma Escavação Experimental Grampeada em Solo Residual Gnáissico Não Saturado*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FEIJÓ, R. L., EHRLICH, M., 2001, “*Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro*”. In: Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), v. único, pp. 517-524, Rio de Janeiro, Novembro.

GOLDBACH, R., 2011, “*Análise da correlação entre a resistencia ao arrancamento de grampos (qs) e o indice de resistencia a penetracao (Nspt) aplicado a um projeto de solo grampeado*”. Projeto de Graduação – UFRJ/RJ

JURAN, I., ELIAS, V. 1991, “*Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures*”. In: FANG, H. Y. (ed), *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed, cap.26, New York, NY, Van Nostrand Reinhold, pp. 868-905.

LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOZA, R. D., SABATINI, P. J., 2003, “*Soil nail walls*”. In: Report FHWA0-IF-03-017, Geotechnical Engineering Circular, n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, March.

MANUAL BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS / Coordenador José Carlos Vertimatti – São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

SCHLOSSER, F., 1983, “*Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par le clouage des sols*”. Annales de l’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n. 418, Paris.

SILVA, D.P., 2009, “*Análise de diferentes metodologias executivas de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento em campo e laboratório*”. Dissertação\* de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Paulo, SP, Brasil.

SILVA, R.C., 2010, “*Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado através da Monitoração de Obra e Modelos Físicos (Escala 1:1)*”. Dissertação\* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SPRINGER, F. O., 2001, “*Estudos de deformabilidade de escavações com solo grampeado*”, Dissertação M.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SPRINGER, F. O., 2006, “*Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*”, Tese de D.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SOLOTRAT – ENGENHARIA GEOTÉCNICA Ltda (2009), *Manual de Serviços Geotécnicos*, 3ª edição.

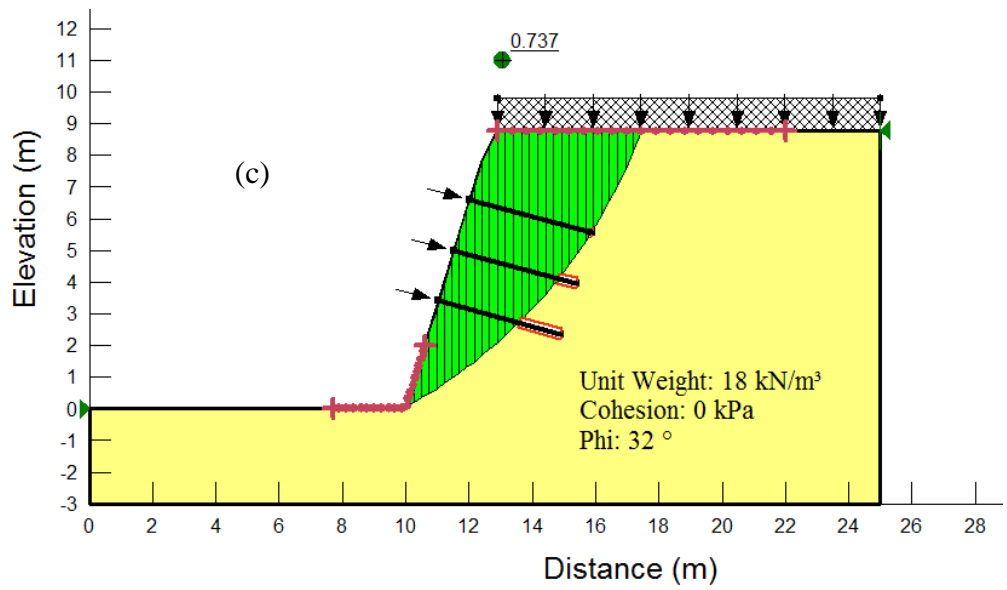
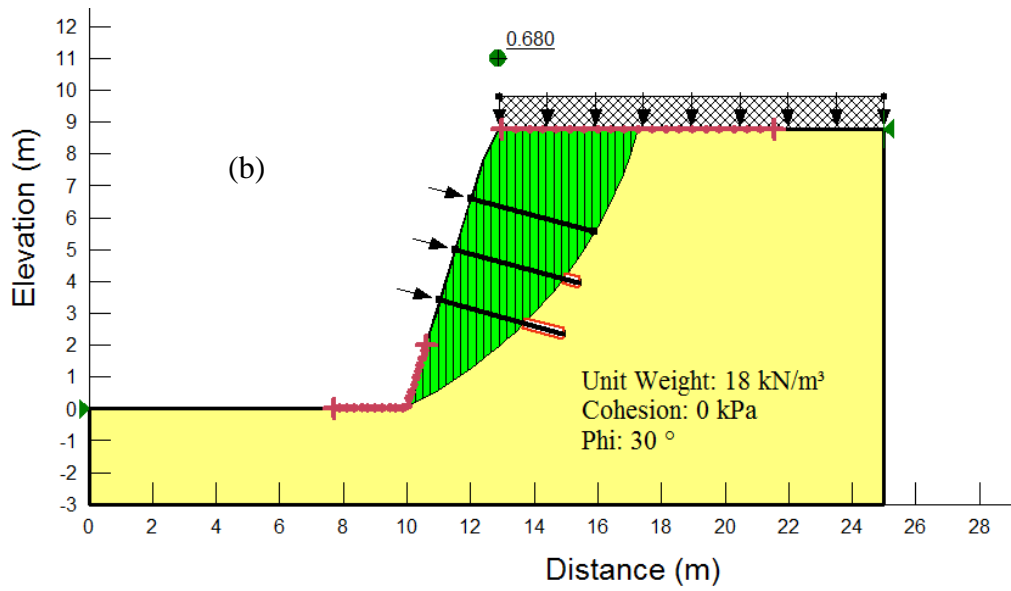
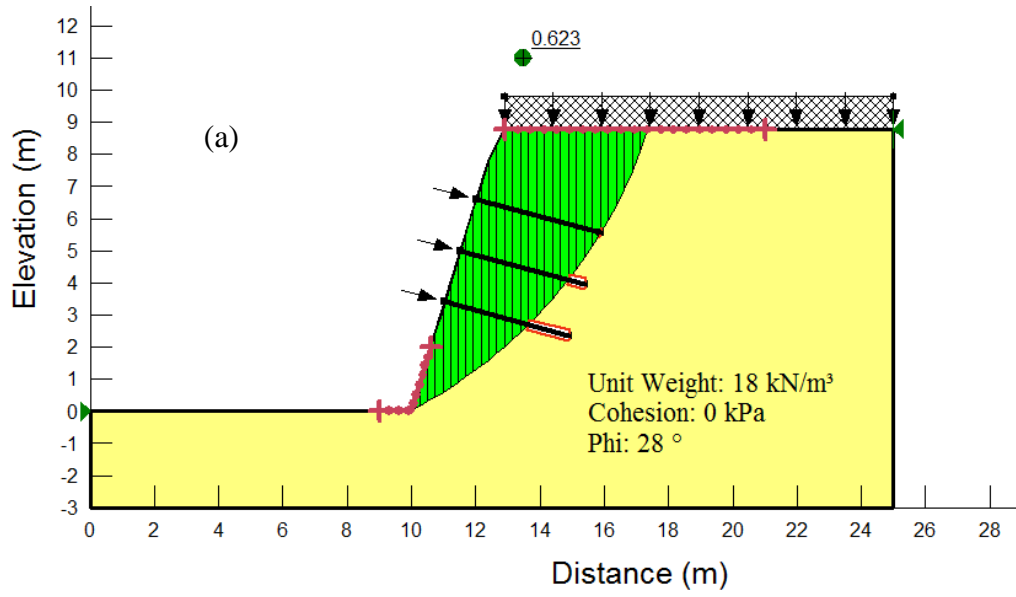
STOCKER, M. F.; KORBER, G.W.; GASSLER, G.; GUDEHUS, G., 1979, “Soil nailing: loutage du sol”, In: *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: reinforced earth and other techniques, Ecole des Ponts et Chaussées*, v. 2, pp. 463-474, Paris, France.

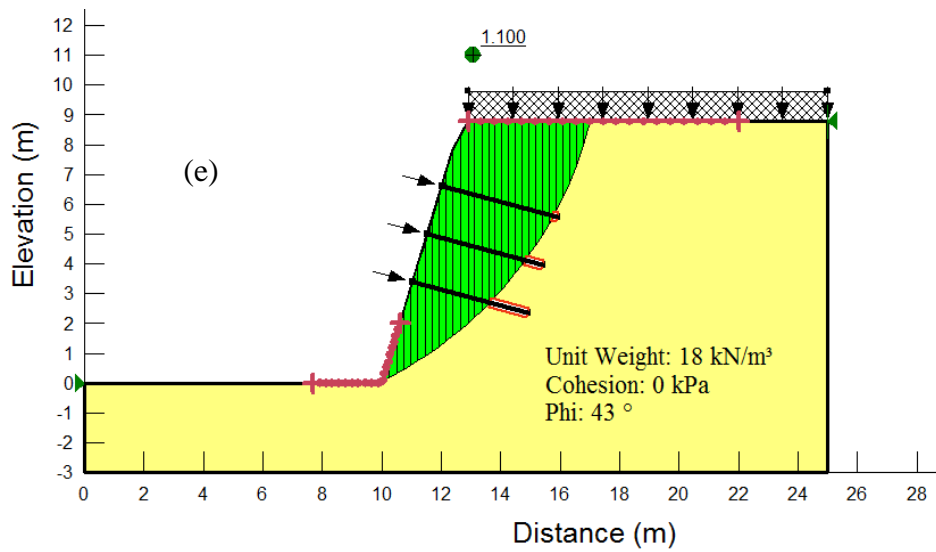
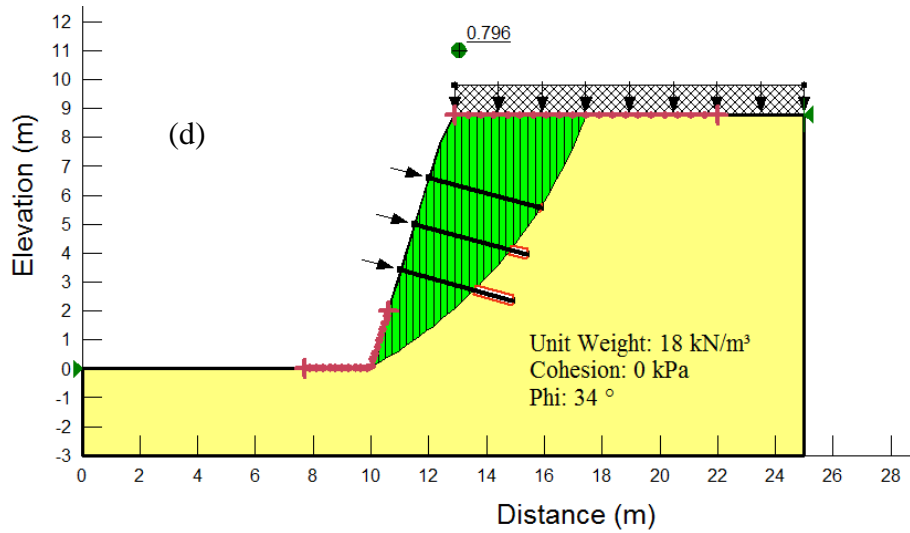
ORTIGÃO, J.A.R., ZIRLIS, A. & PALMEIRA, E. M., 1993, “*Experiência com solo grampeado no Brasil - 1970-1993*”. Revista Solos e Rochas, ABMS, v. 16, n. 4, pp. 291-304, Dezembro.

ZIRLIS, A. C., PITTA, C.A., “Soil Nailing – Chumbamento de Solos – Experiência de uma Equipe na Aplicação do Método”. *1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas – 1ª COBRAE*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Novembro de 1992.

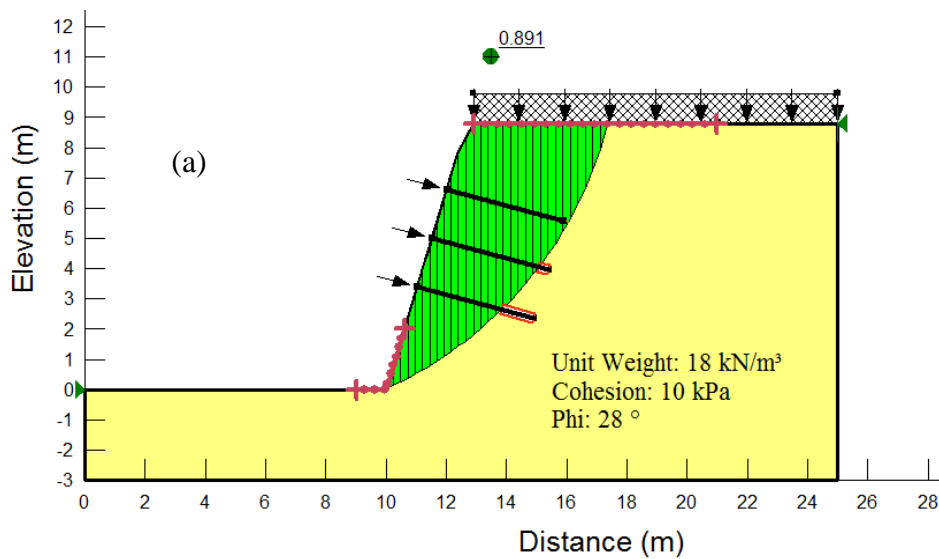
## **APÊNDICE A**

**RESULTADOS DO MODELO DE ANÁLISE DO GEOSTUDIO-SLOPE/W –  
MÉTODO DE SPENCER.**

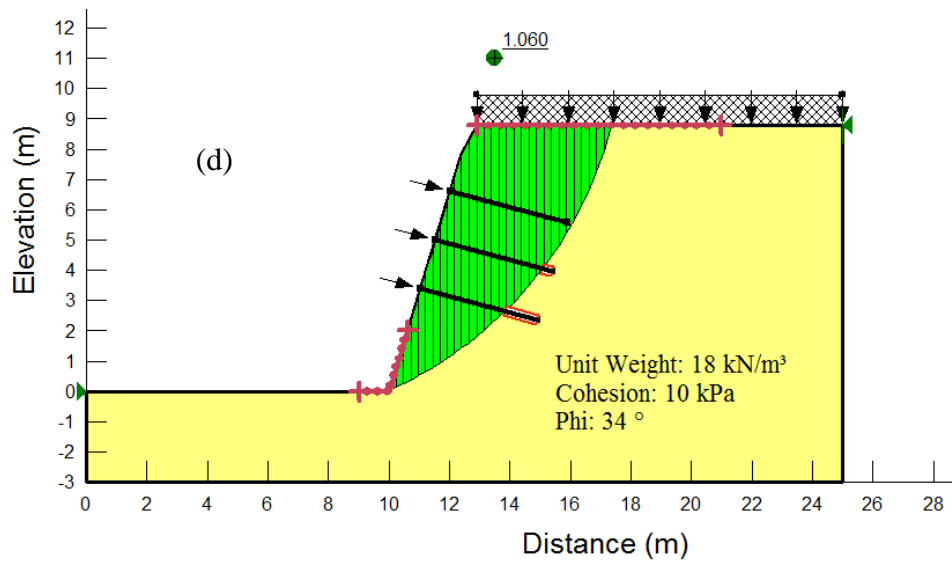
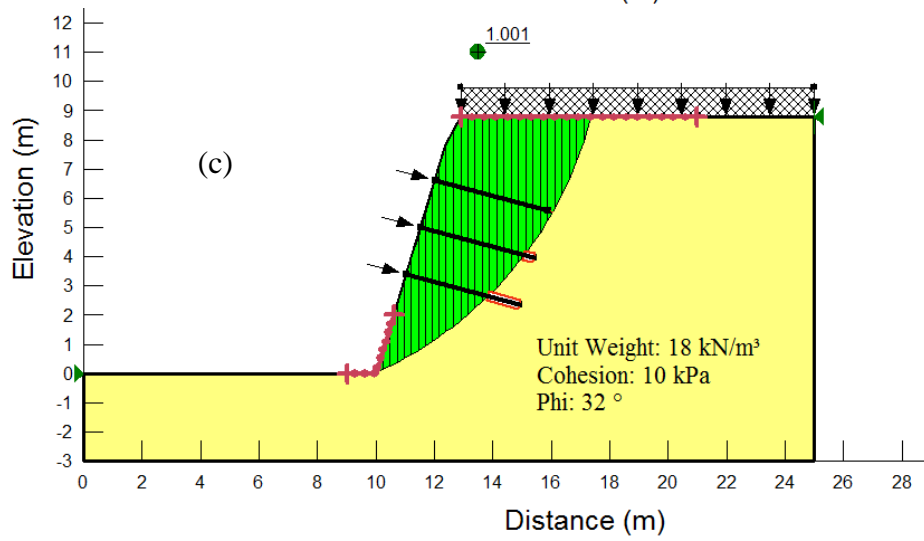
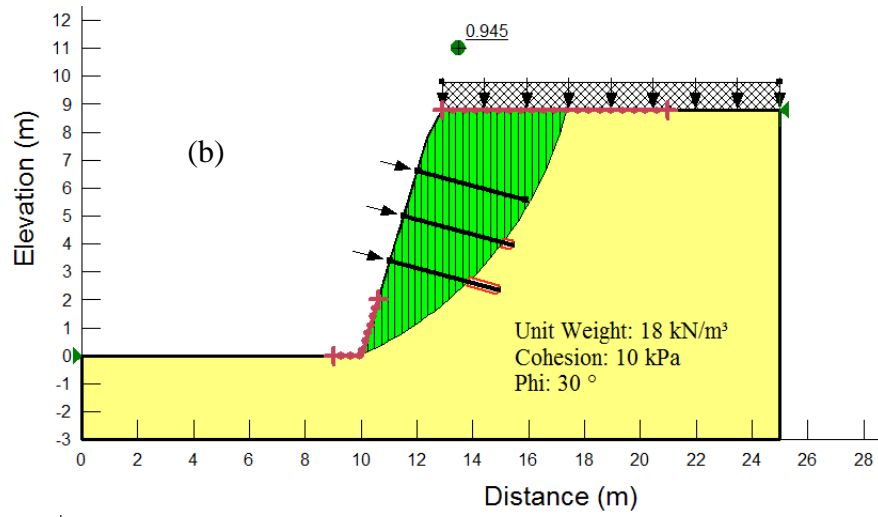




**Figura A. 1 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 0 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**







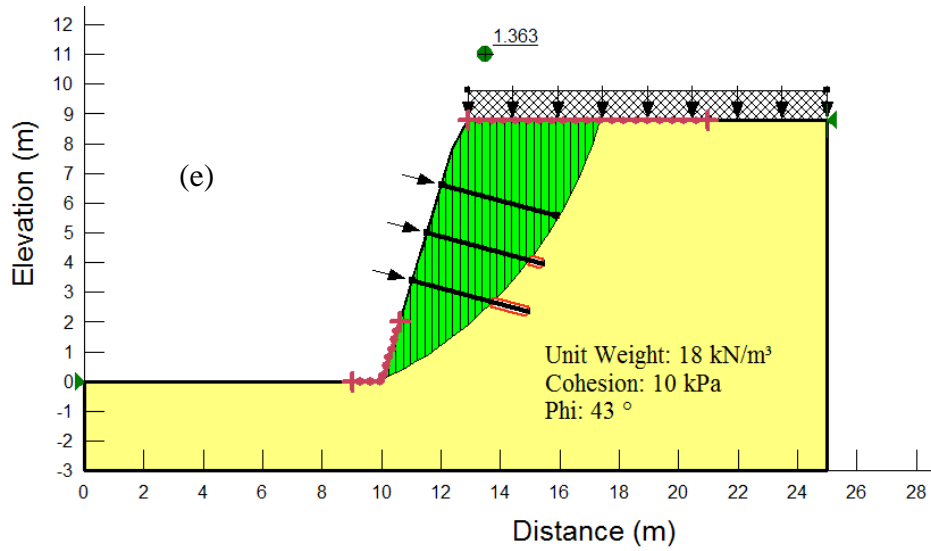
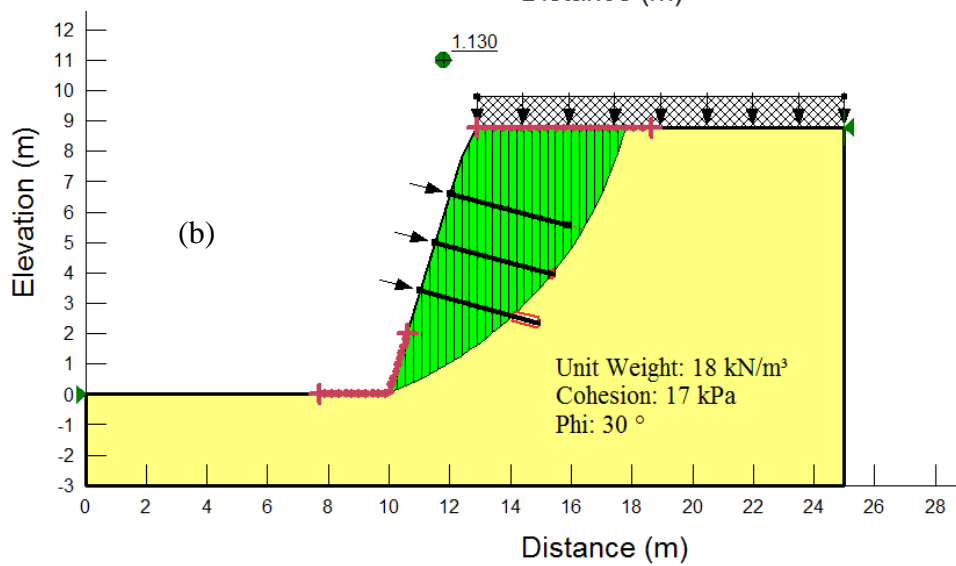
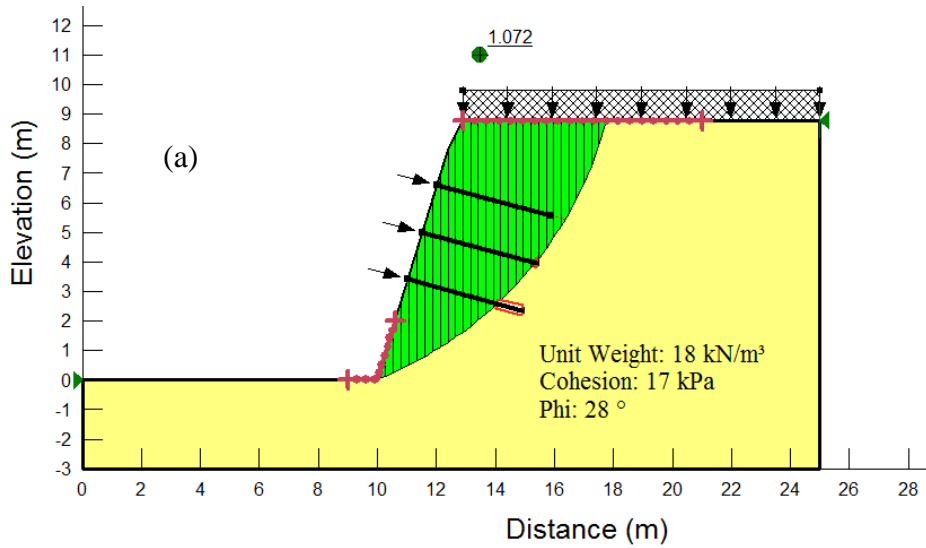
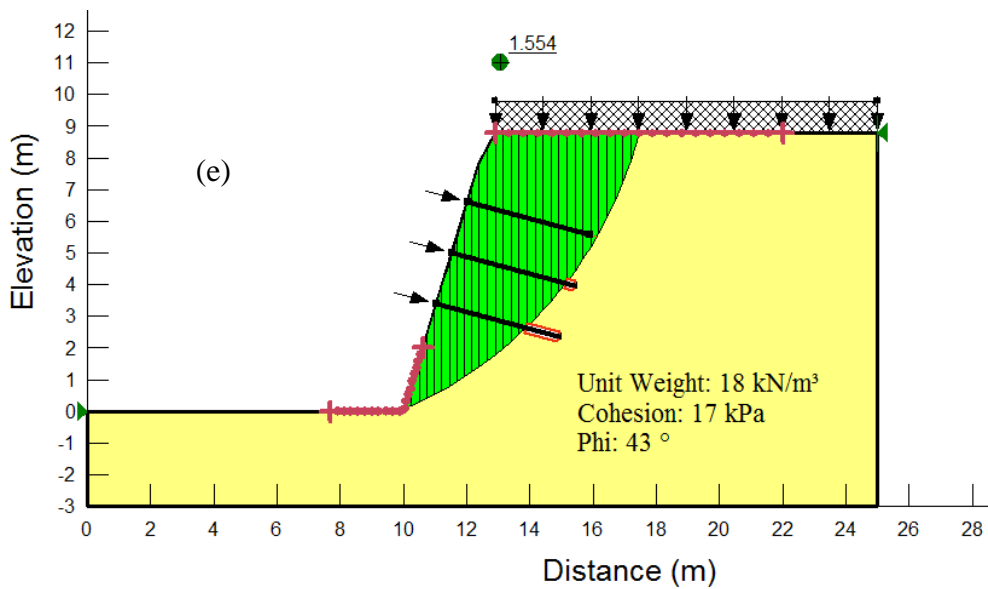
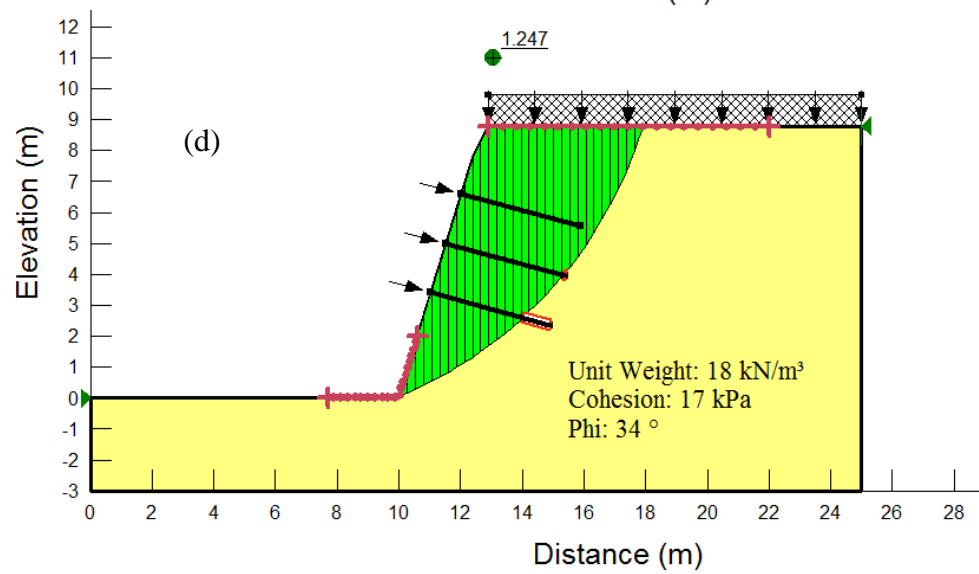
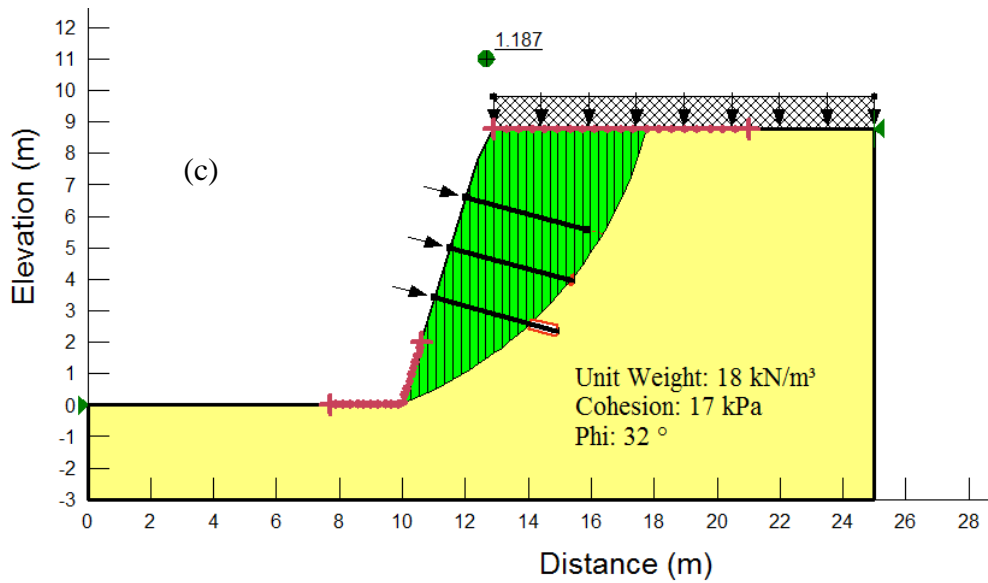
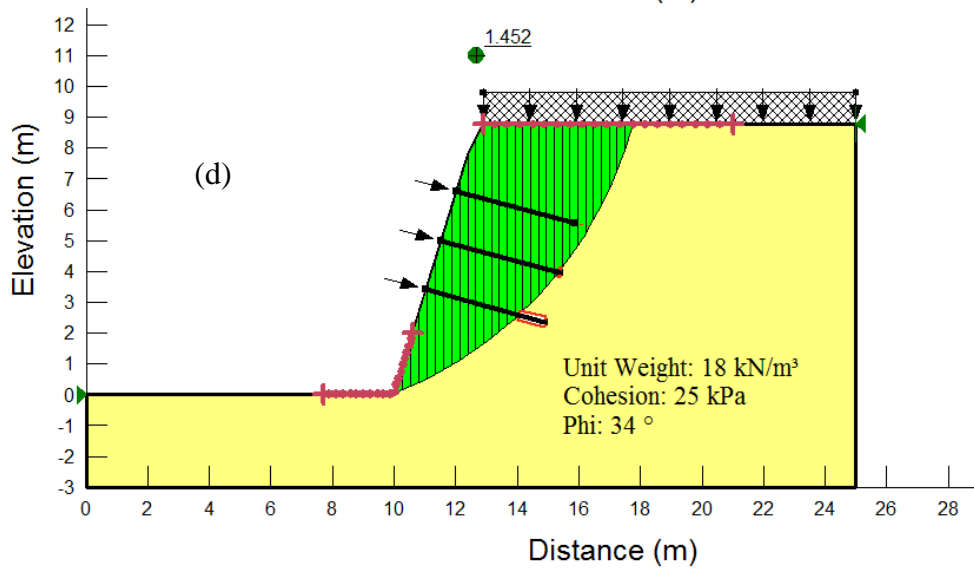
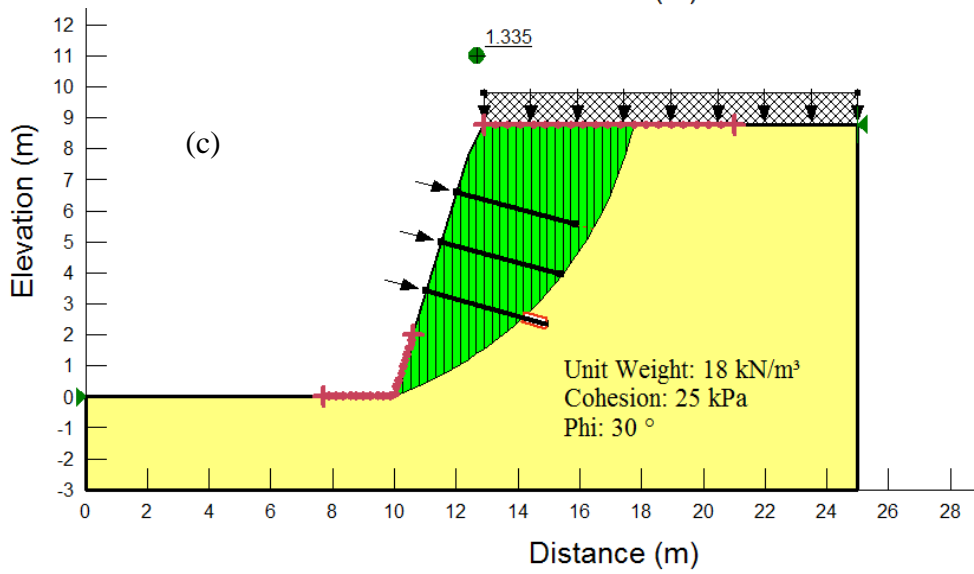
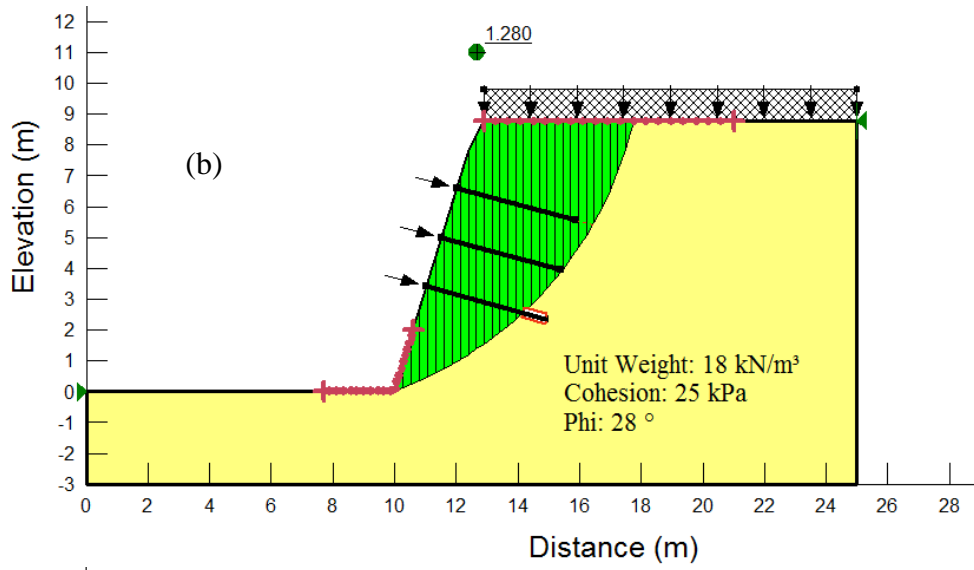


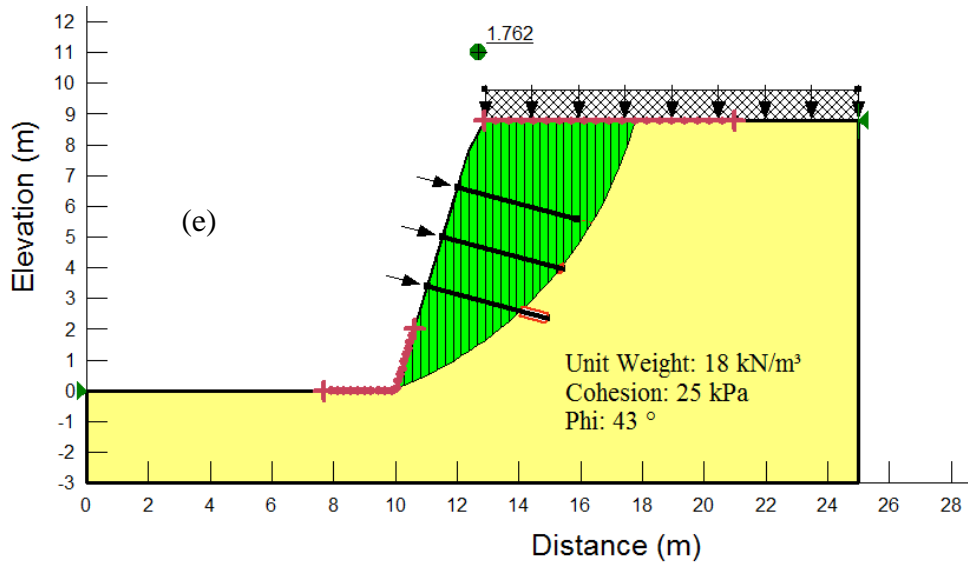
Figura A. 2 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 10 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .



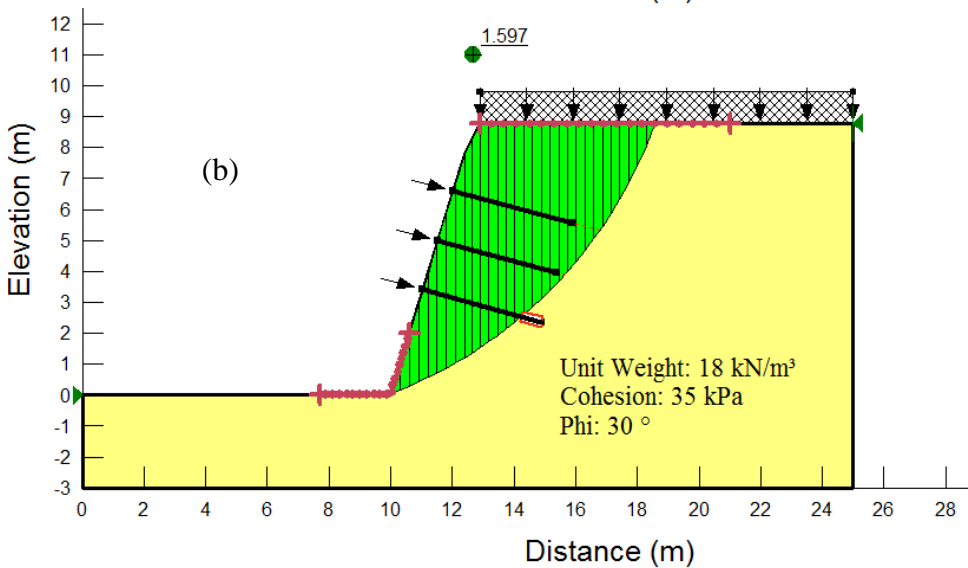
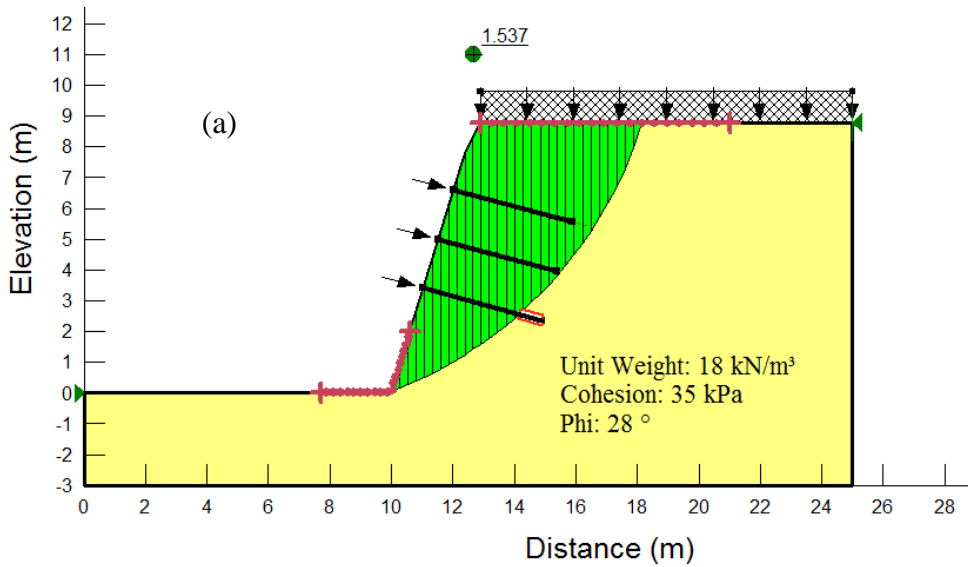


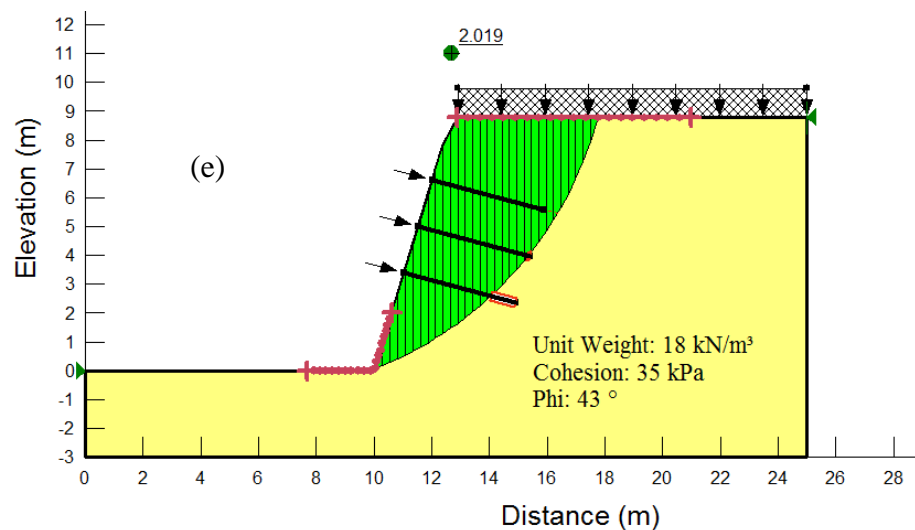
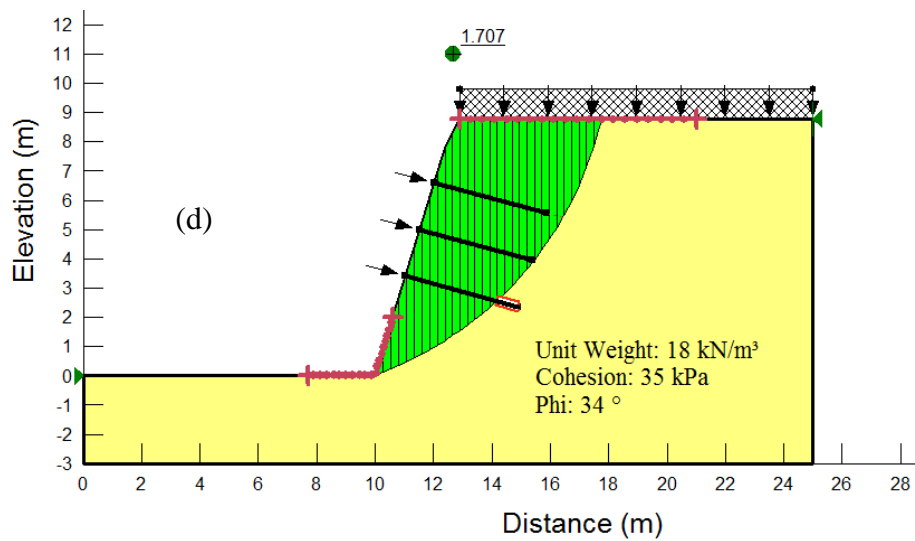
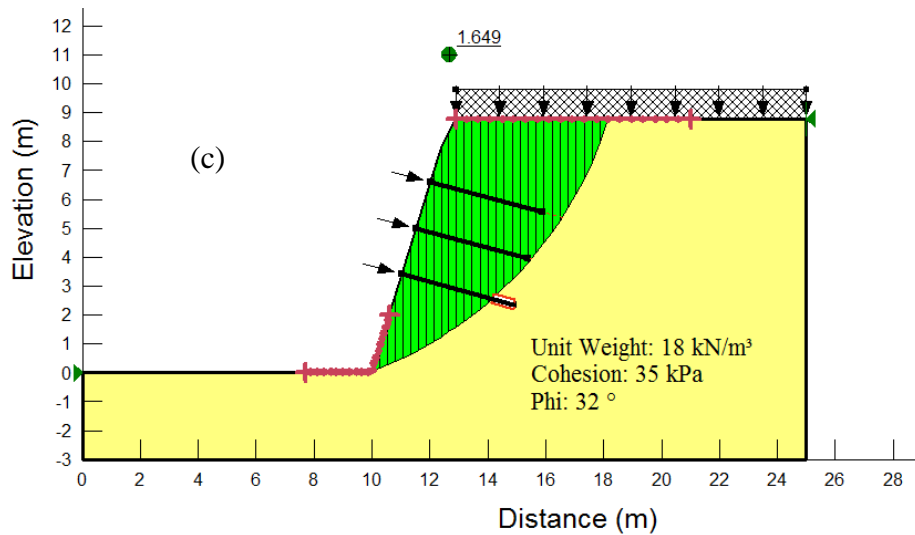
**Figura A.3 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**





**Figura A. 4 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão (c') = 25 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**

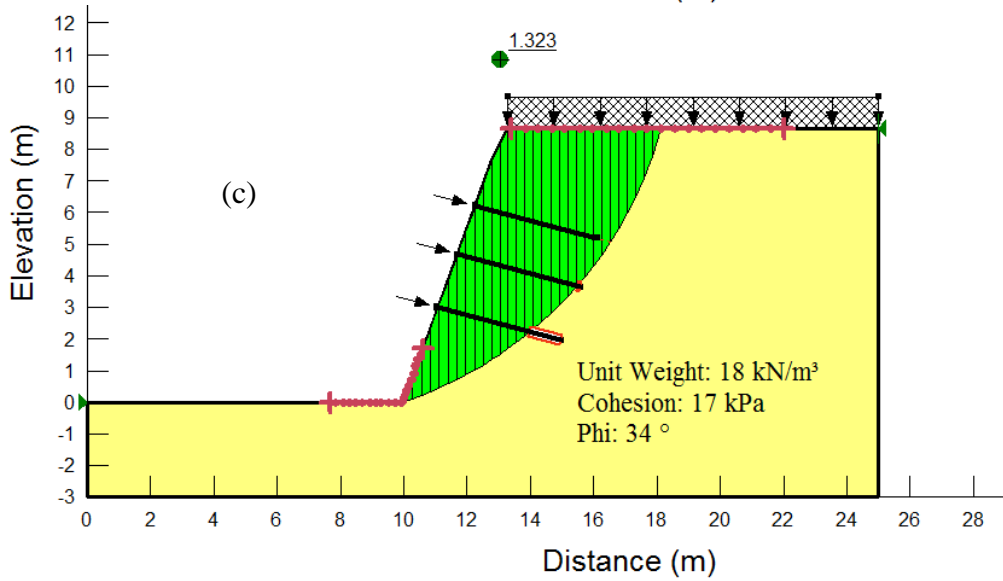
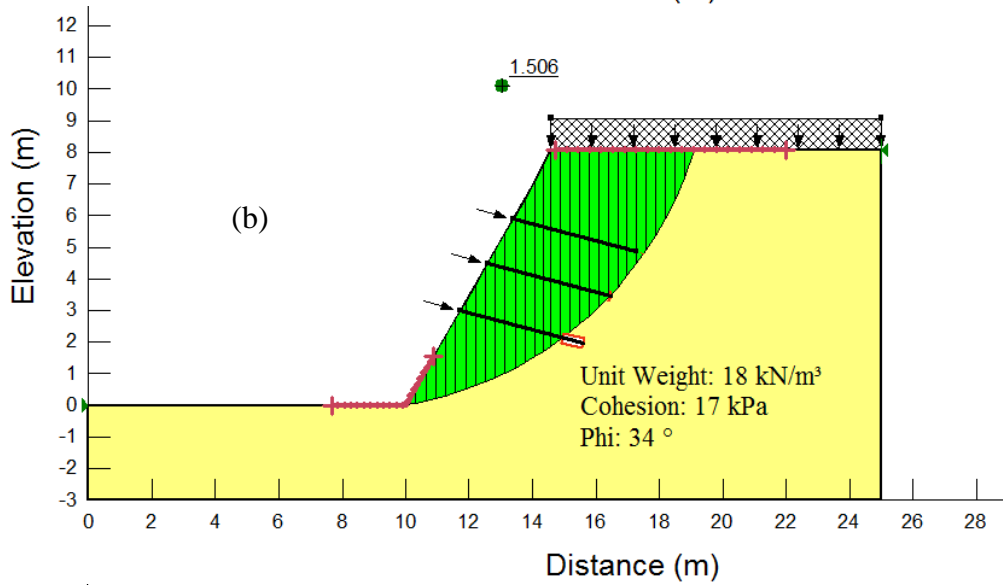
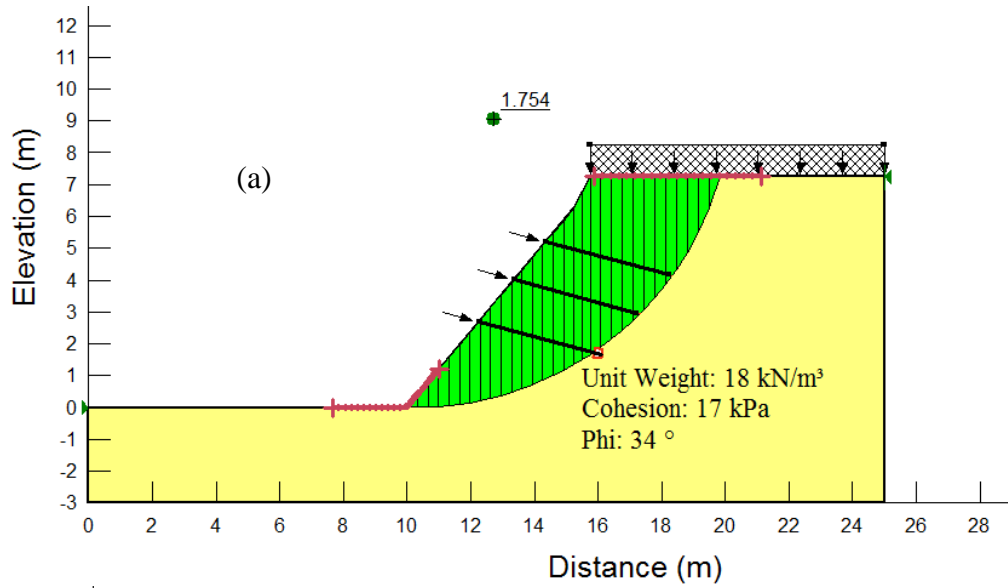




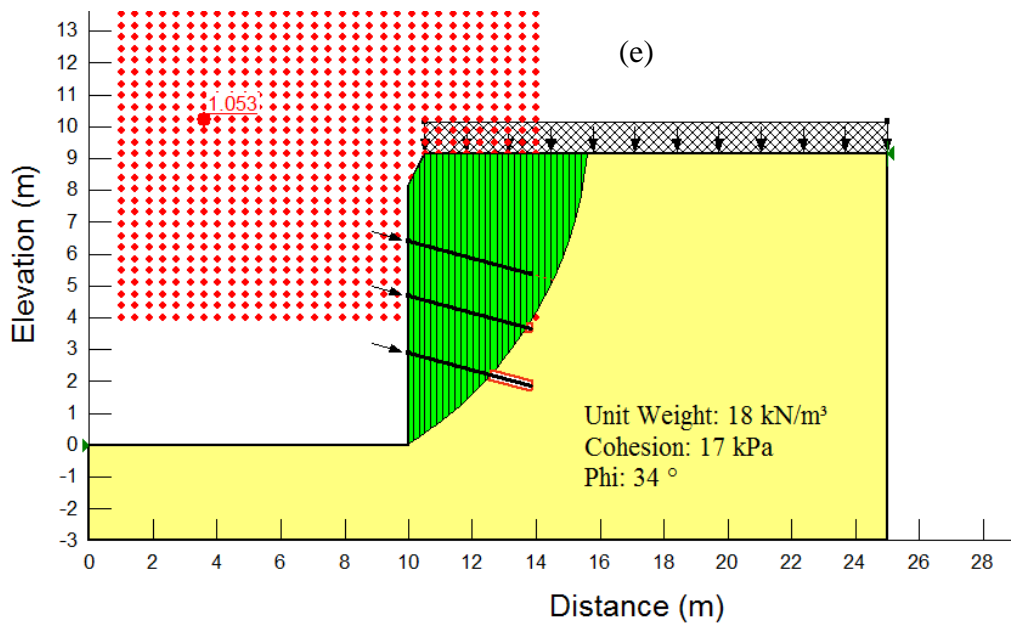
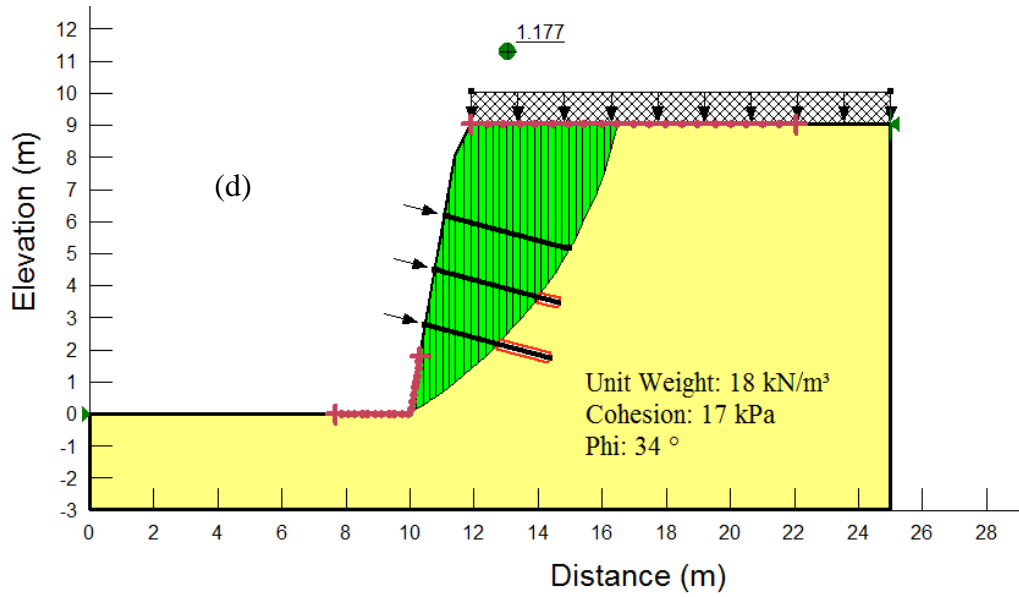
**Figura A. 5 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão (c') = 35 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**

## **APÊNDICE B**

RESULTADOS DO MODELO DE ANÁLISE DO GEOSTUDIO - SLOPE/W –  
MÉTODO DE SPENCER.



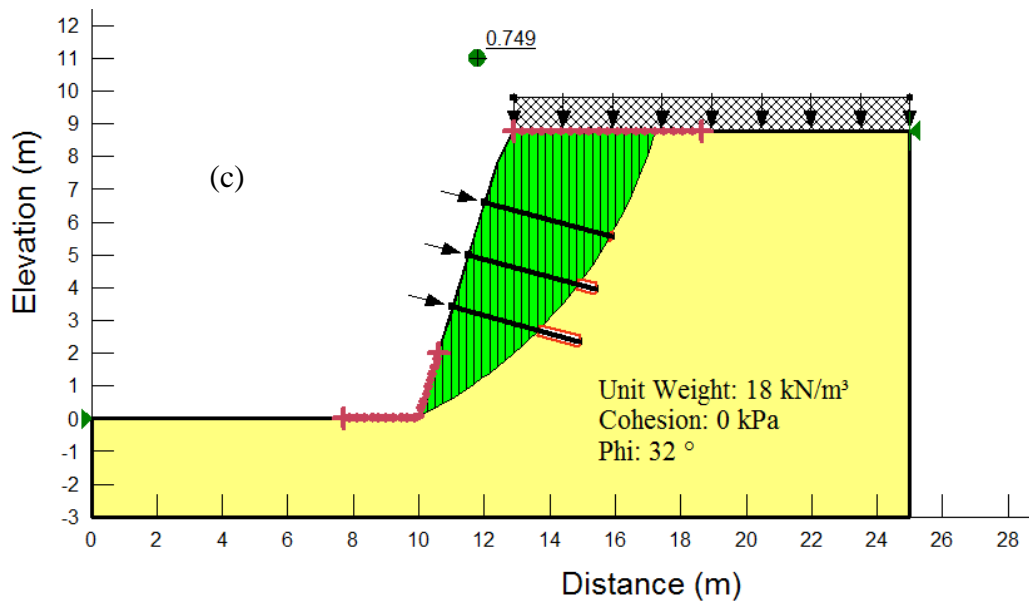
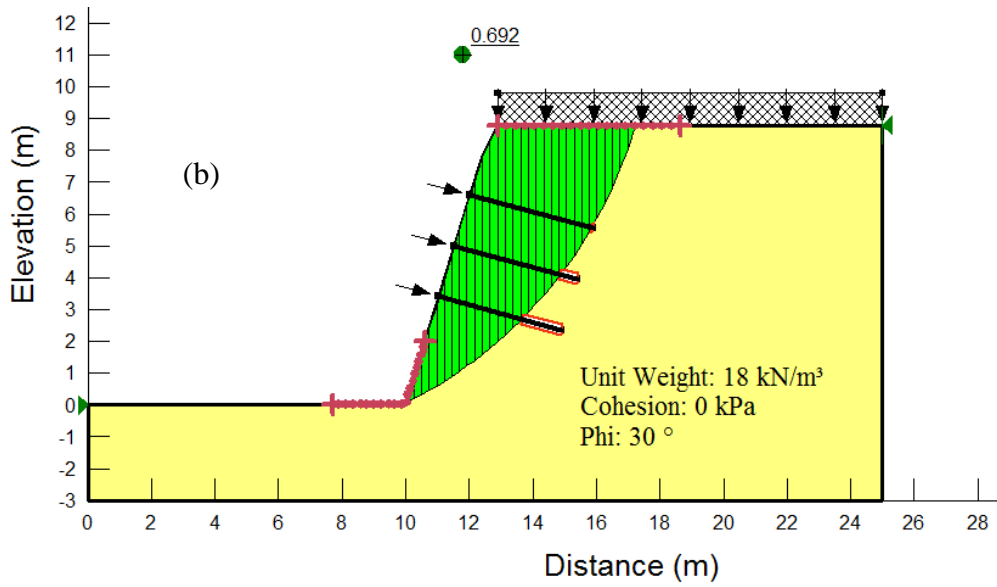
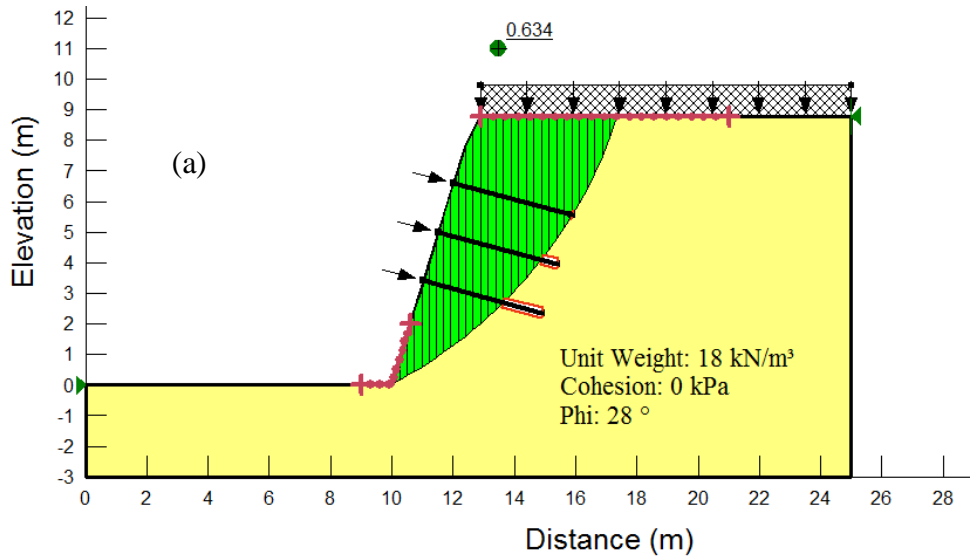


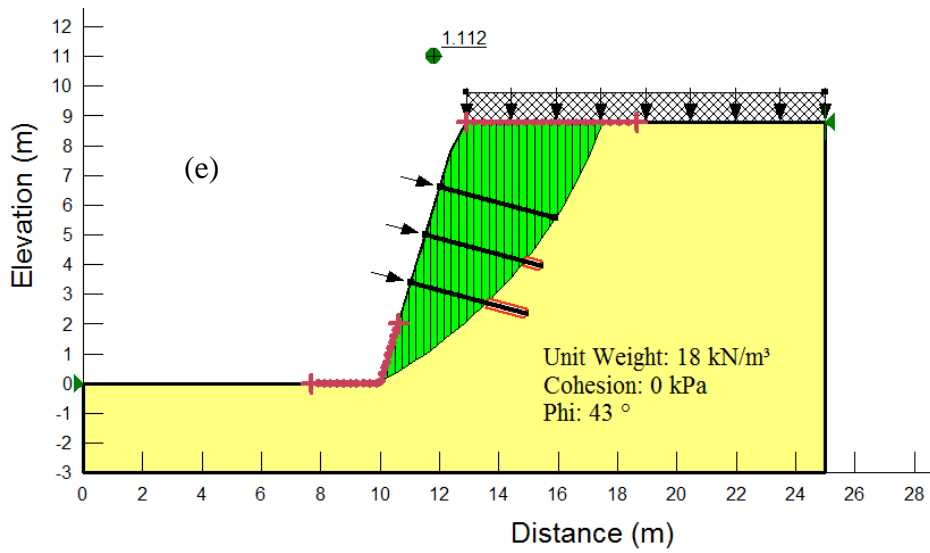
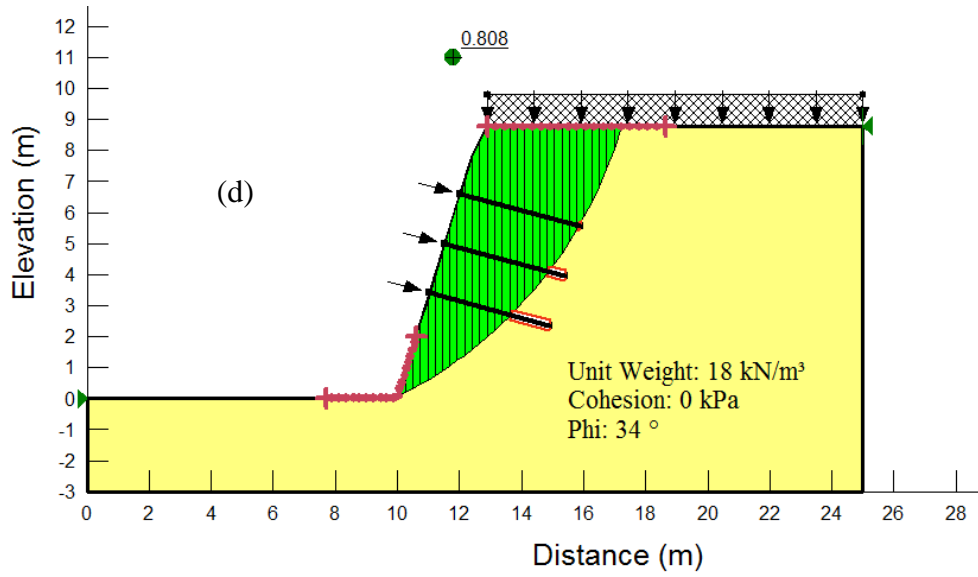


**Figura B. 1 - Análise de Estabilidade com variação inclinação do talude ( $\alpha$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa e ângulo de atrito  $\phi' = 34^\circ$ : (a)  $\alpha = 50^\circ$  (b)  $\alpha = 60^\circ$  (c)  $\alpha = 70^\circ$  (d)  $\alpha = 80^\circ$  (e)  $\alpha = 90^\circ$ .**

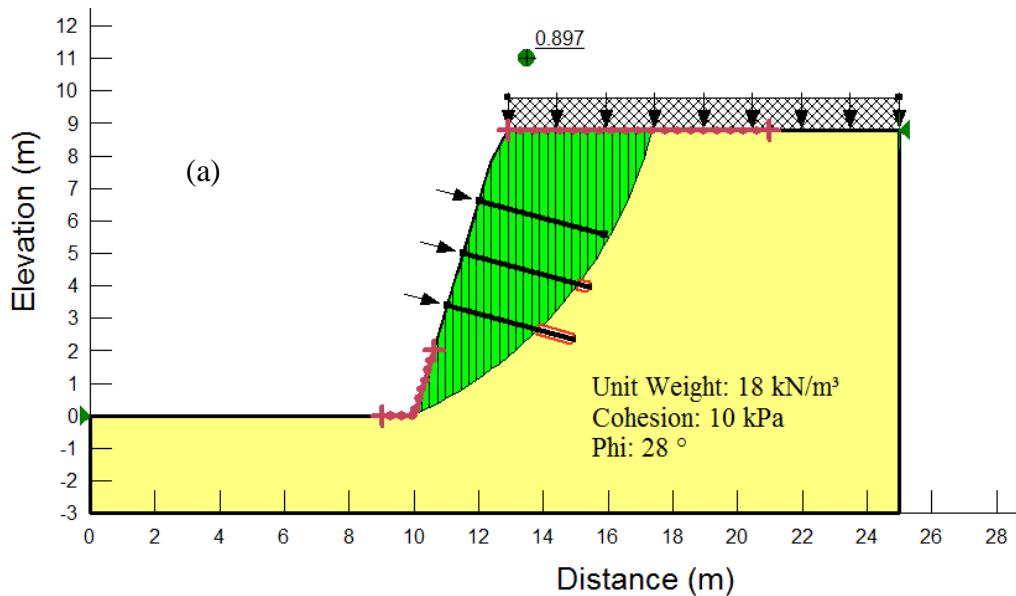
## **APÊNDICE C**

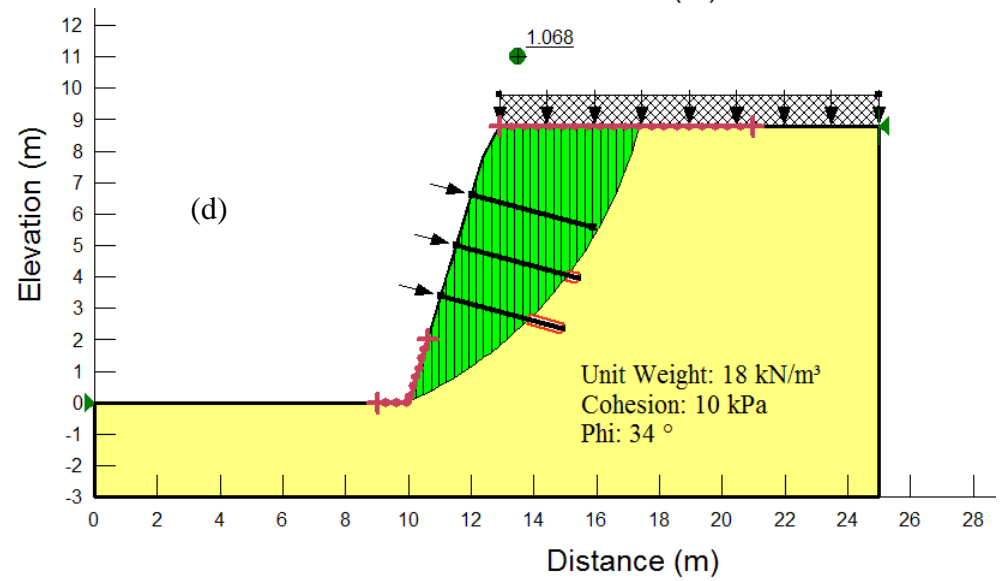
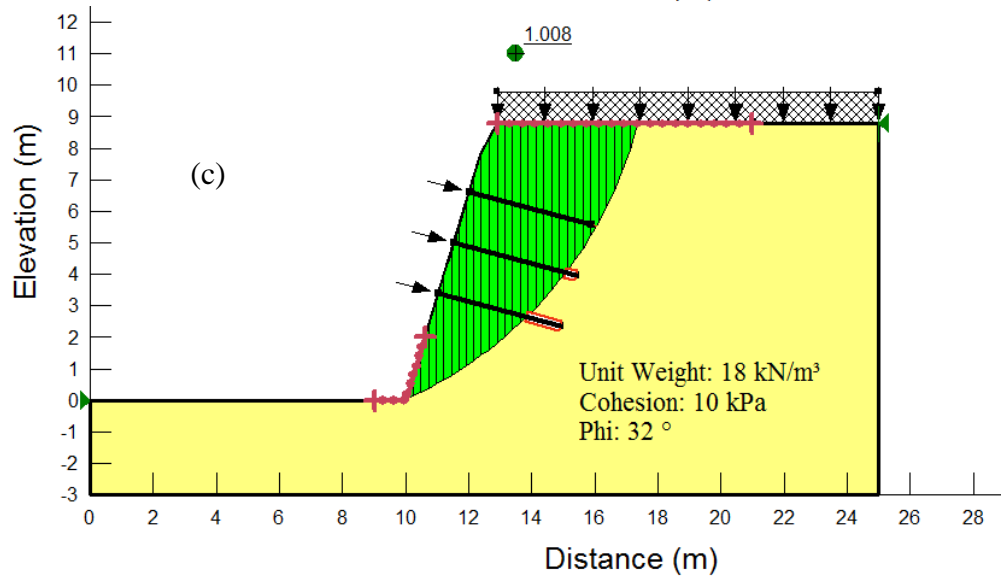
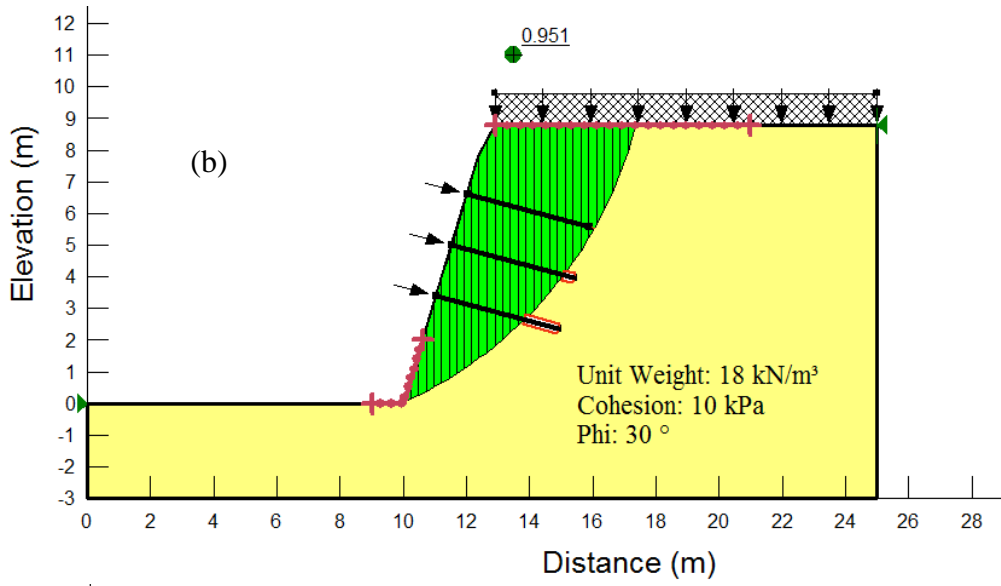
RESULTADOS DO MODELO DE ANÁLISE DO GEOSTUDIO - SLOPE/W –  
MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.





**Figura C. 1 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão (c') = 0 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**





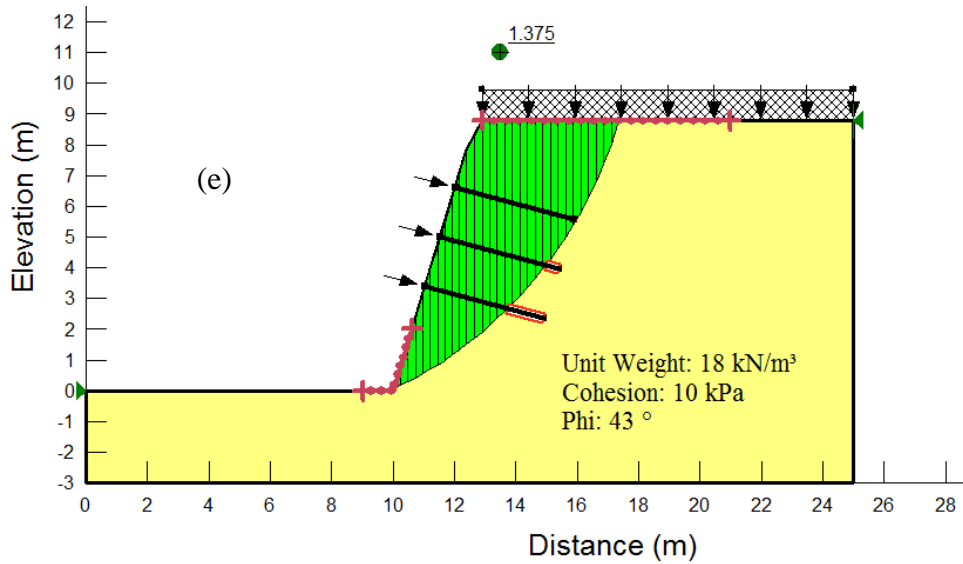
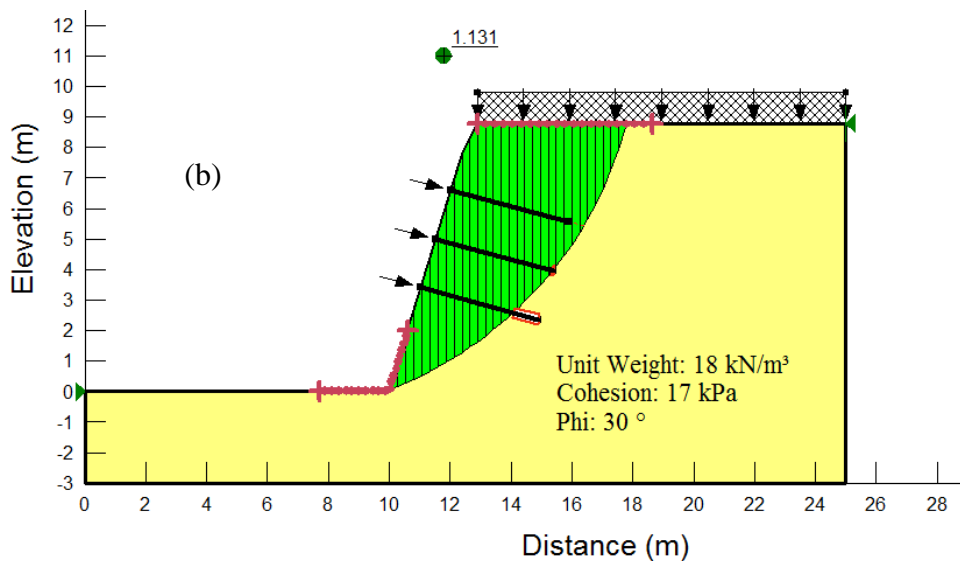
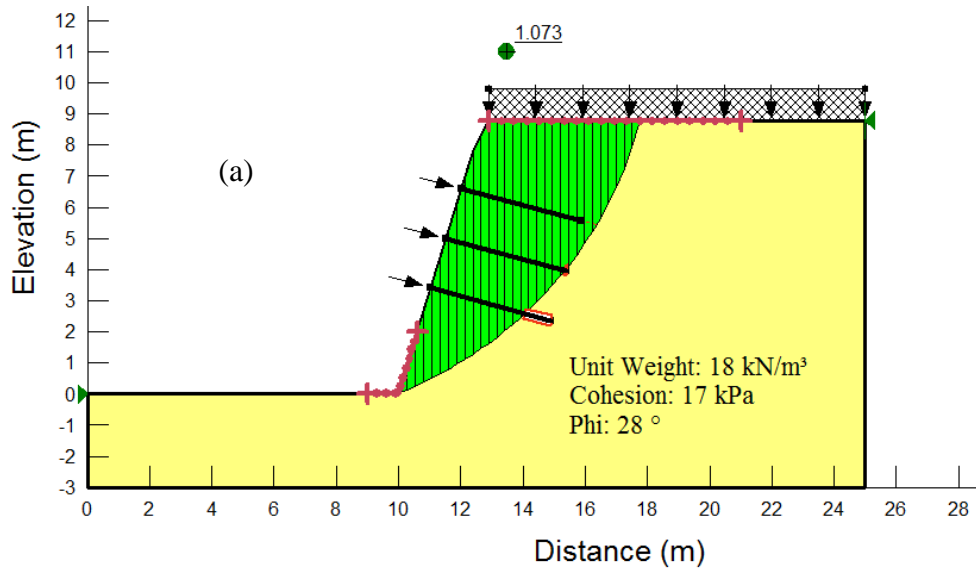
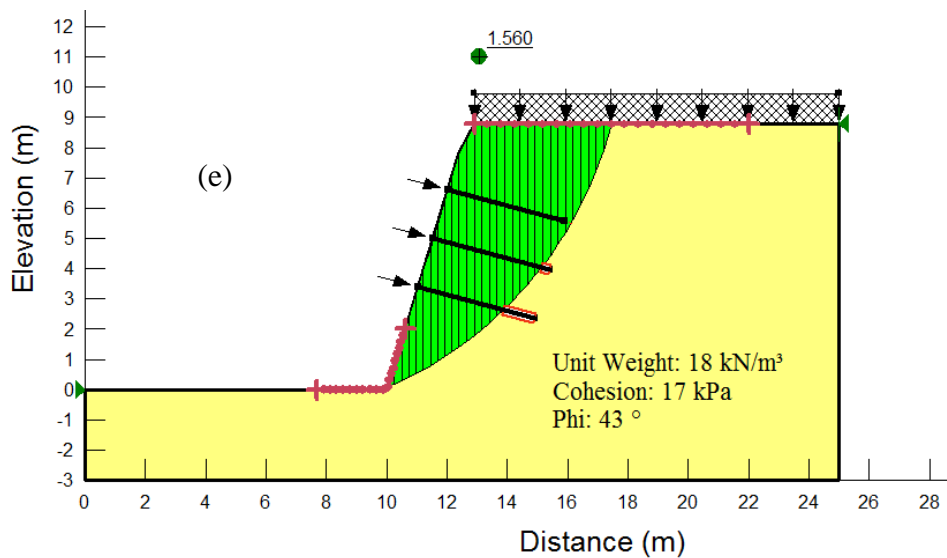
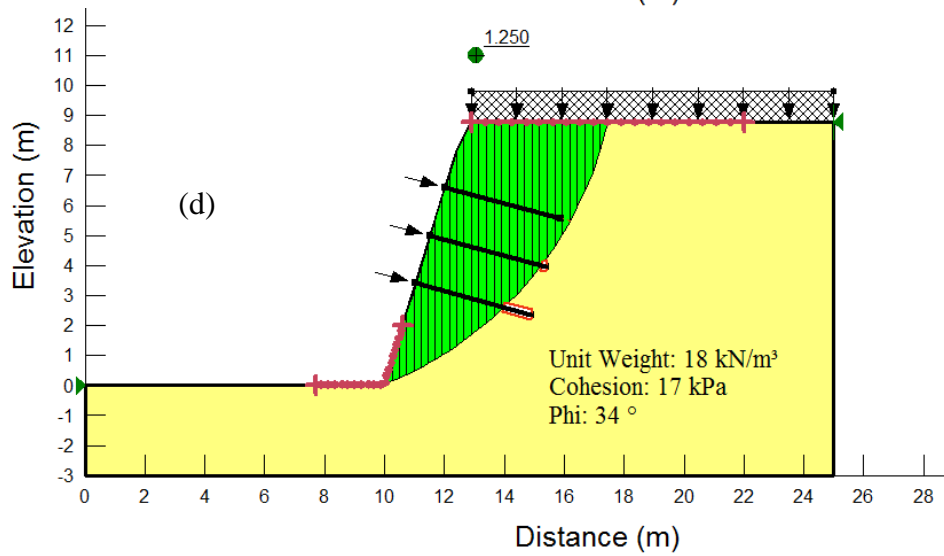
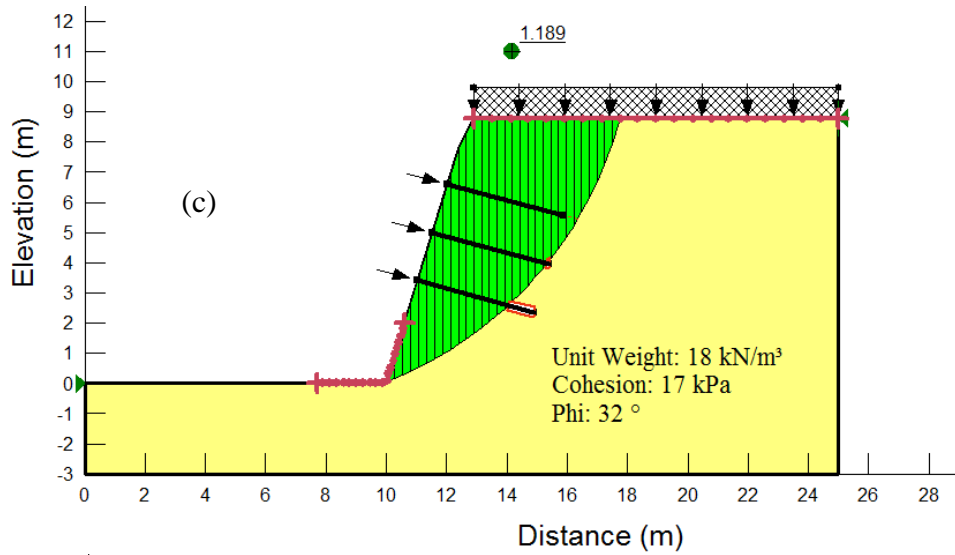
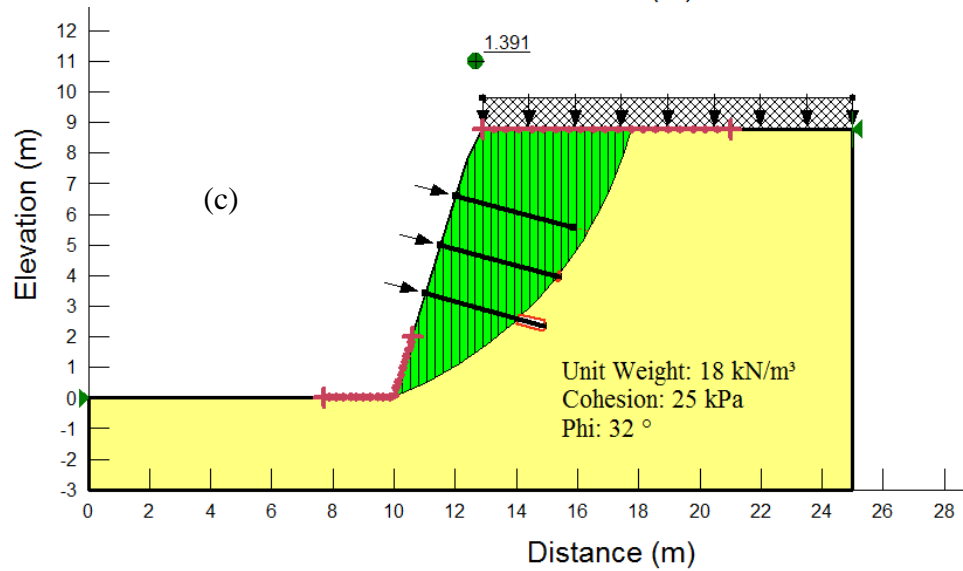
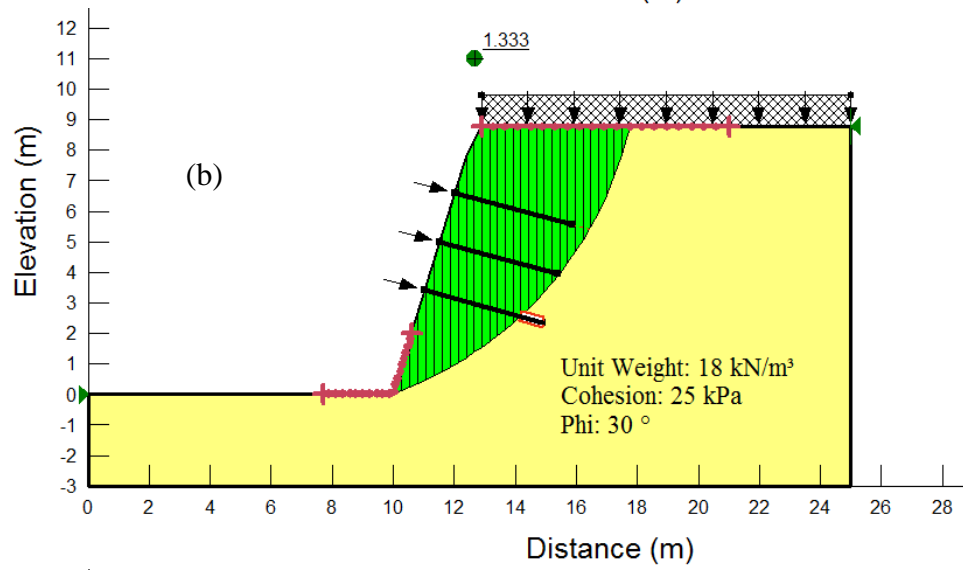
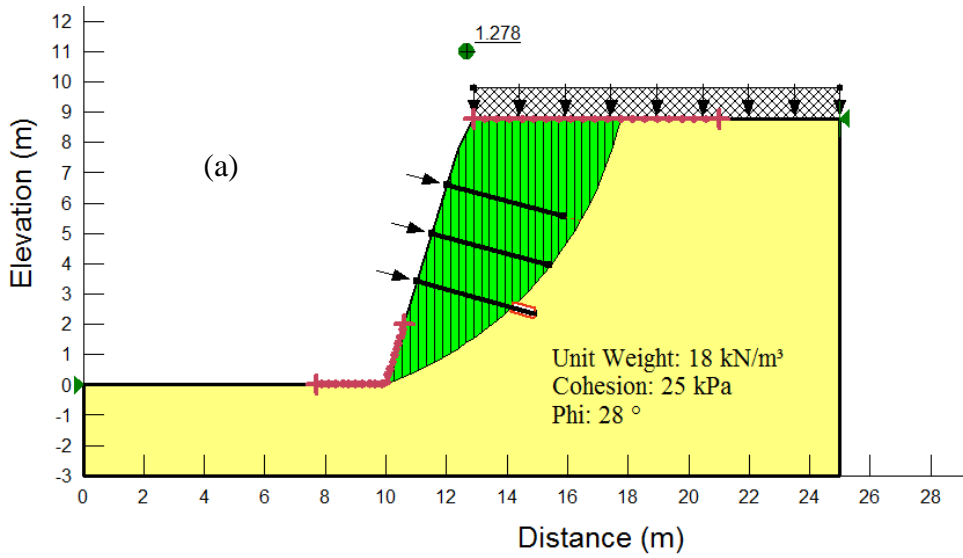


Figura C. 2 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 10 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .

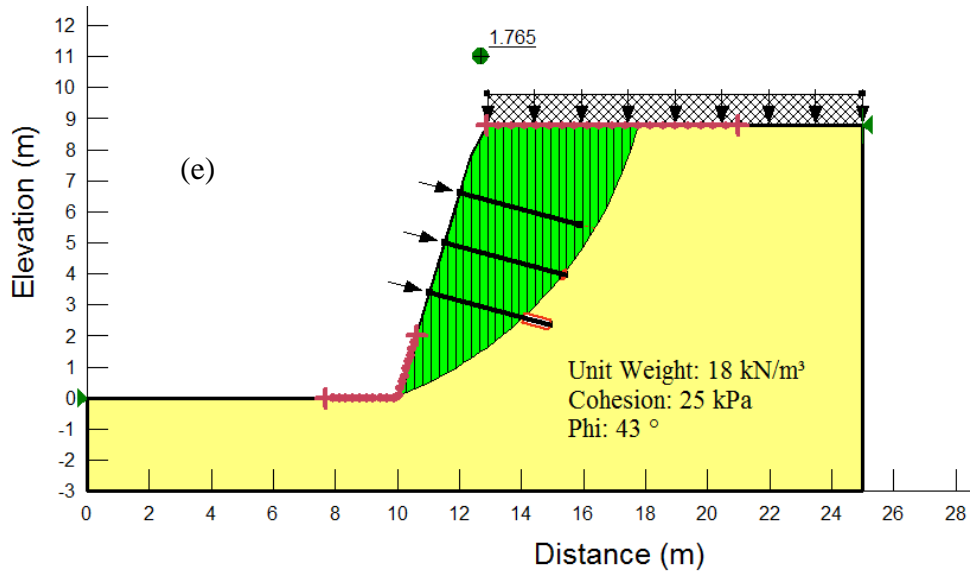
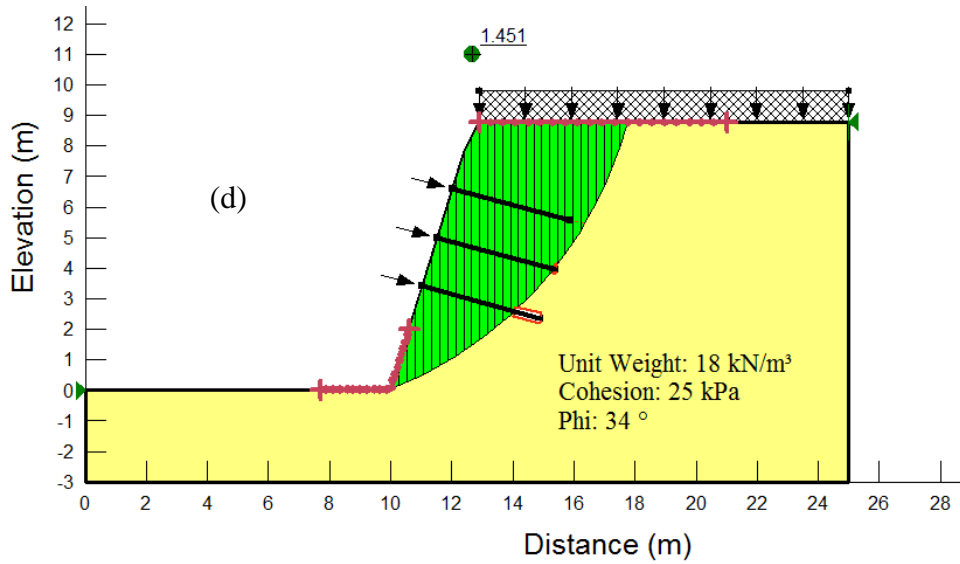




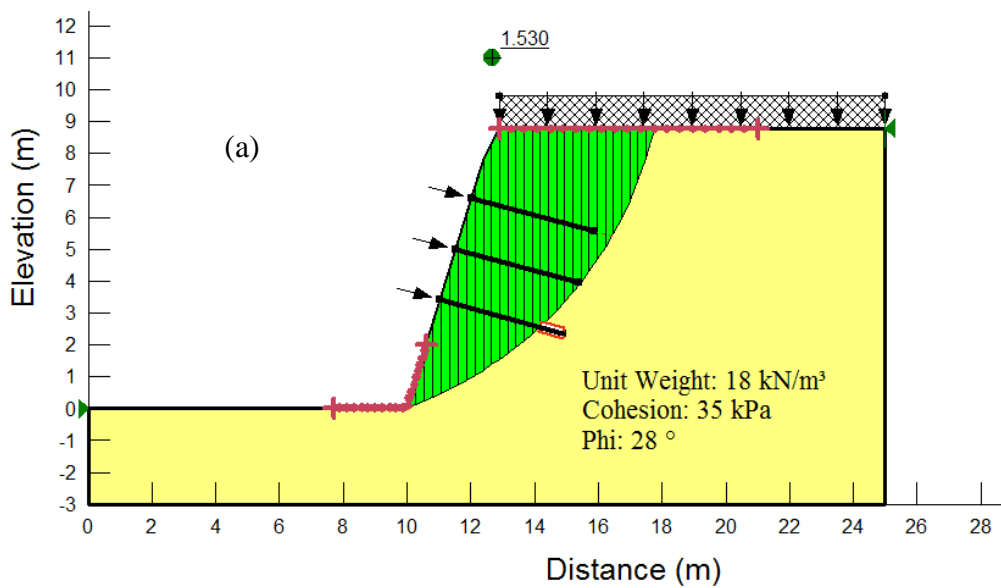
**Figura C. 3 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão (c') = 17 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**

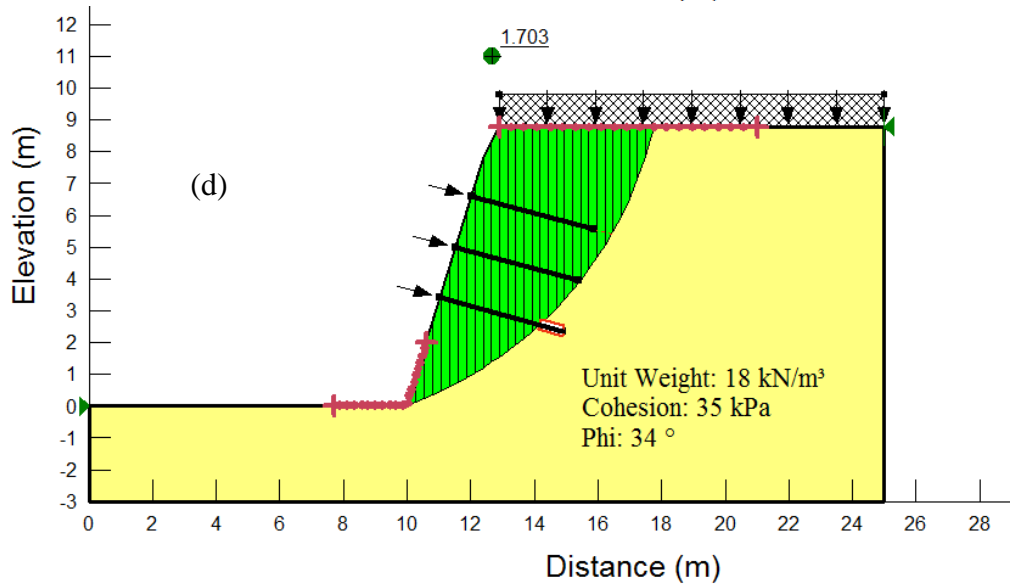
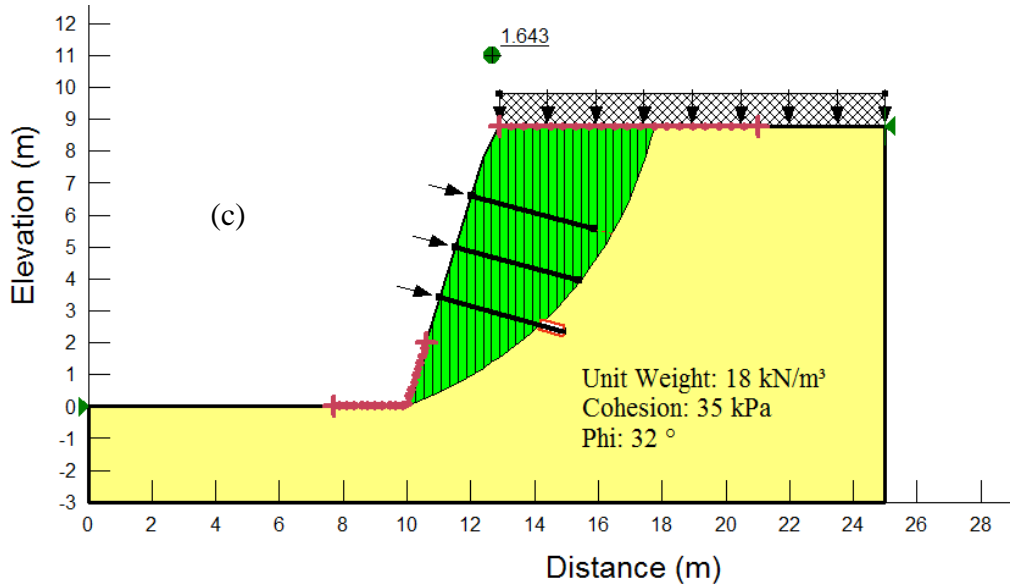
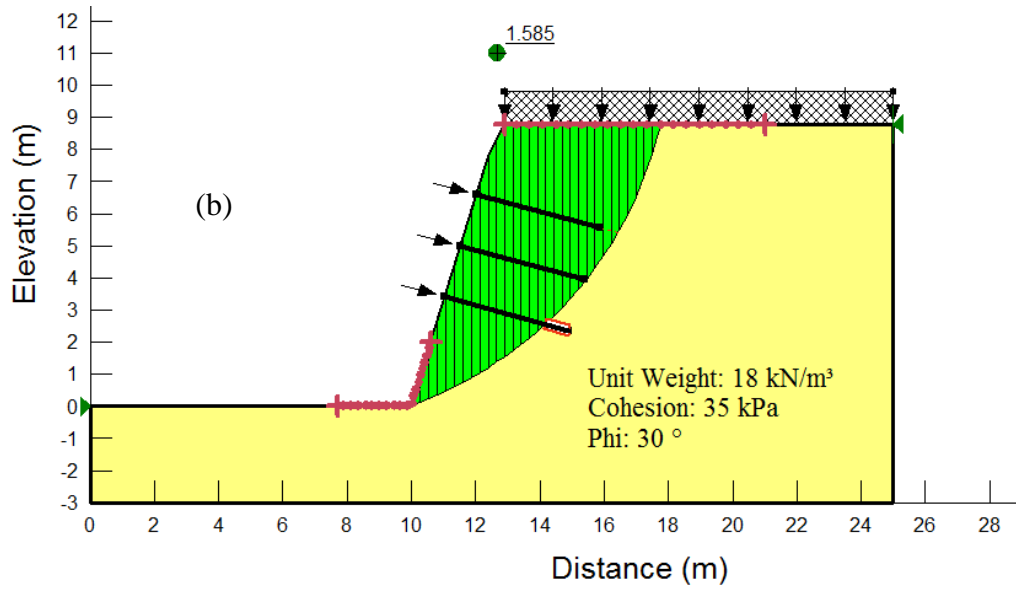


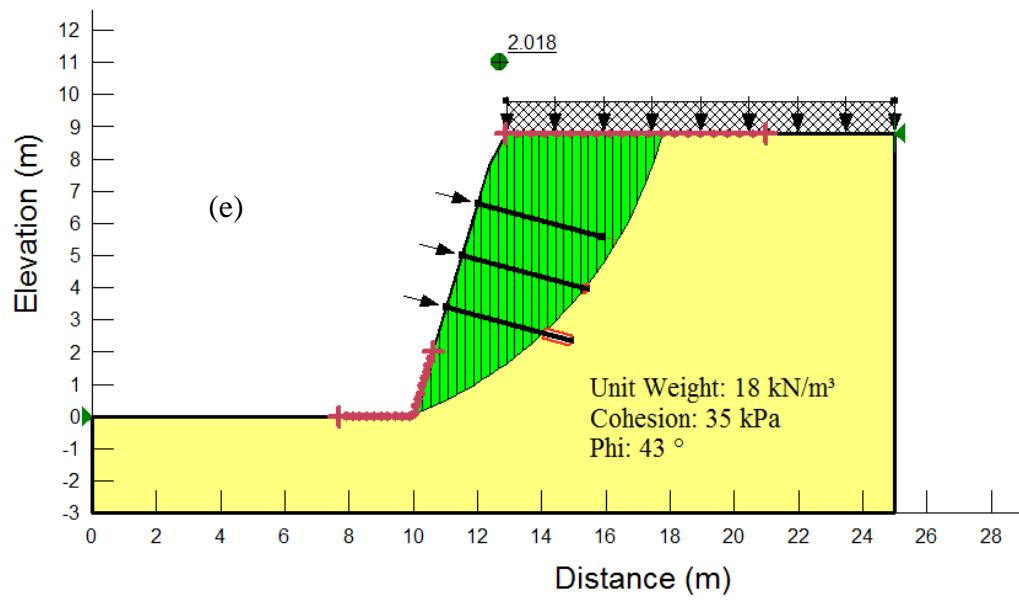




**Figura C. 4 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 25 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**



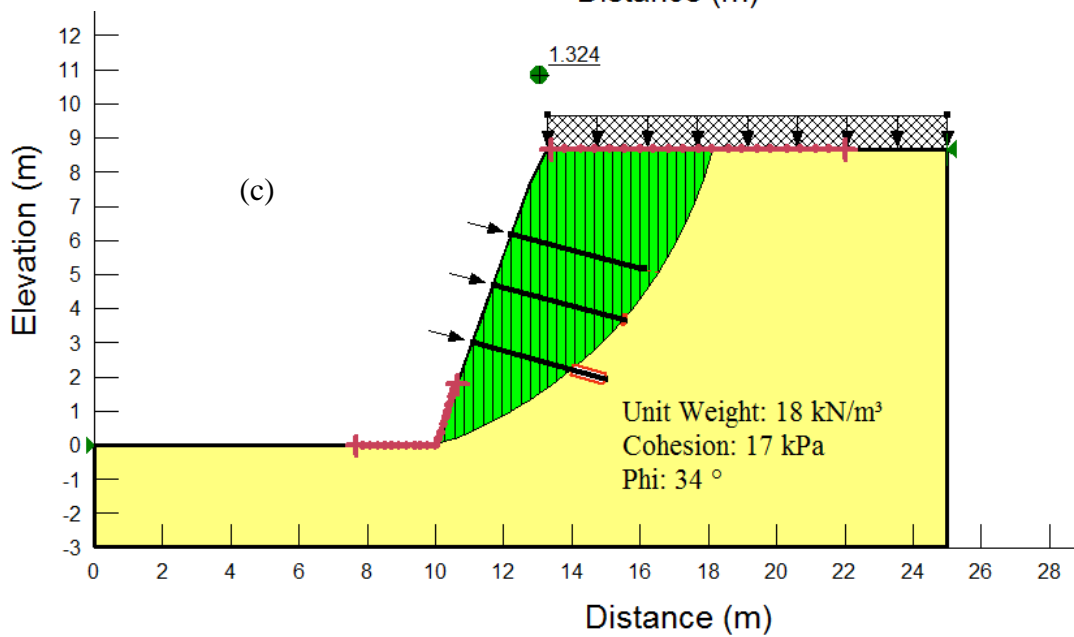
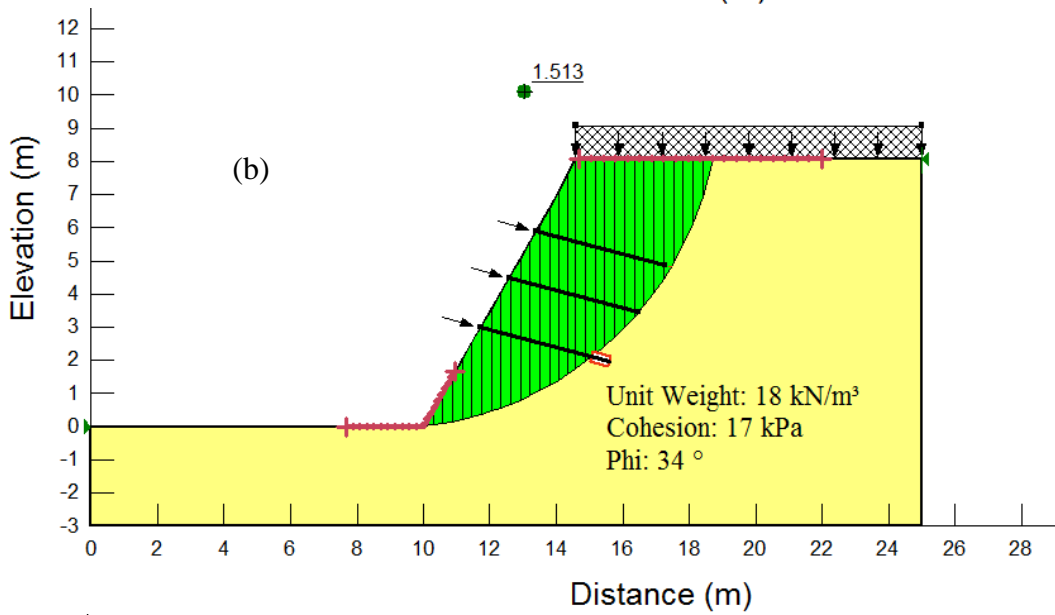
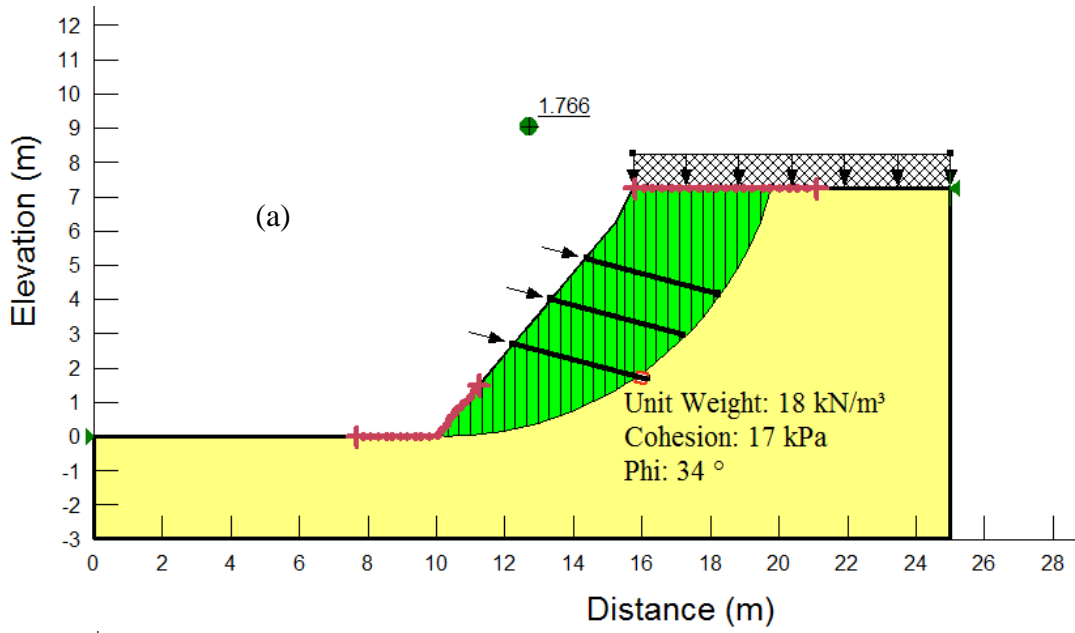




**Figura C. 5 - Análise de Estabilidade com variação do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) para coesão ( $c'$ ) = 35 kPa: (a)  $\phi' = 28^\circ$  (b)  $\phi' = 30^\circ$  (c)  $\phi' = 32^\circ$  (d)  $\phi' = 34^\circ$  (e)  $\phi' = 43^\circ$ .**

## **APÊNDICE D**

RESULTADOS DO MODELO DE ANÁLISE DO GEOSTUDIO - SLOPE/W –  
MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.



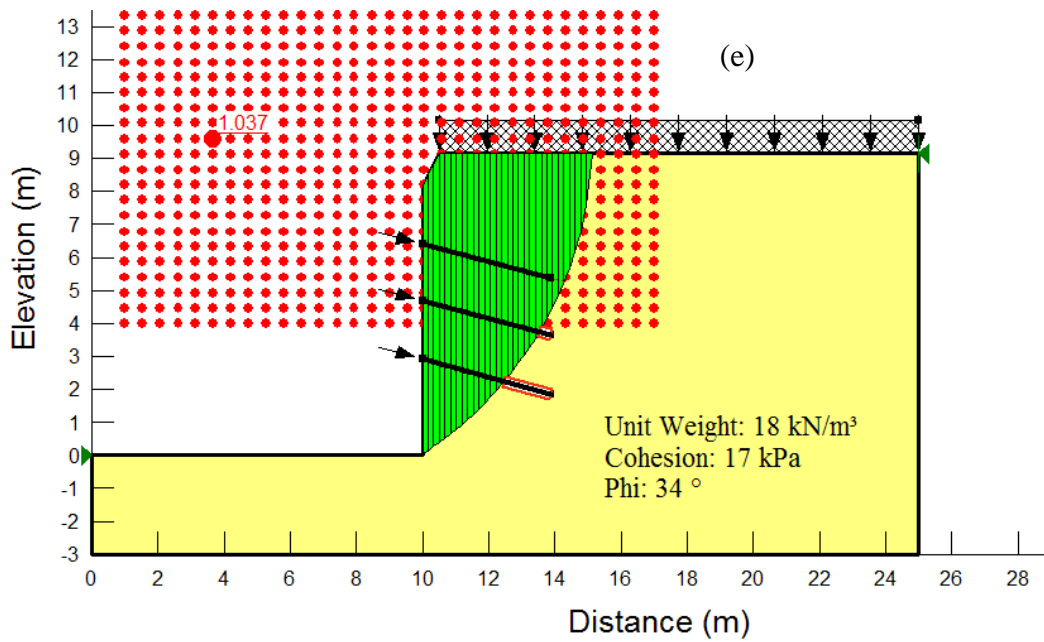
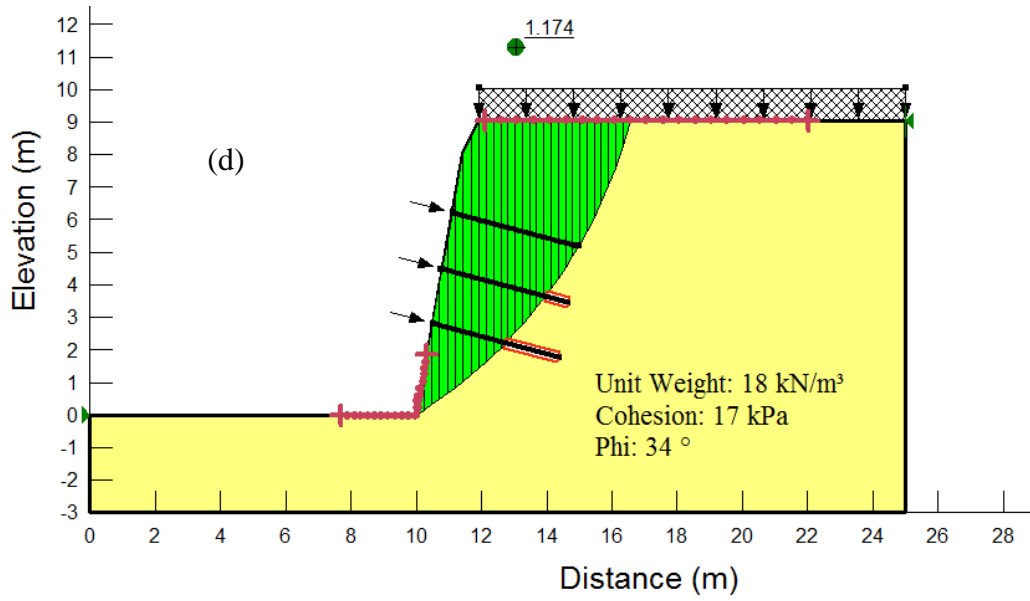
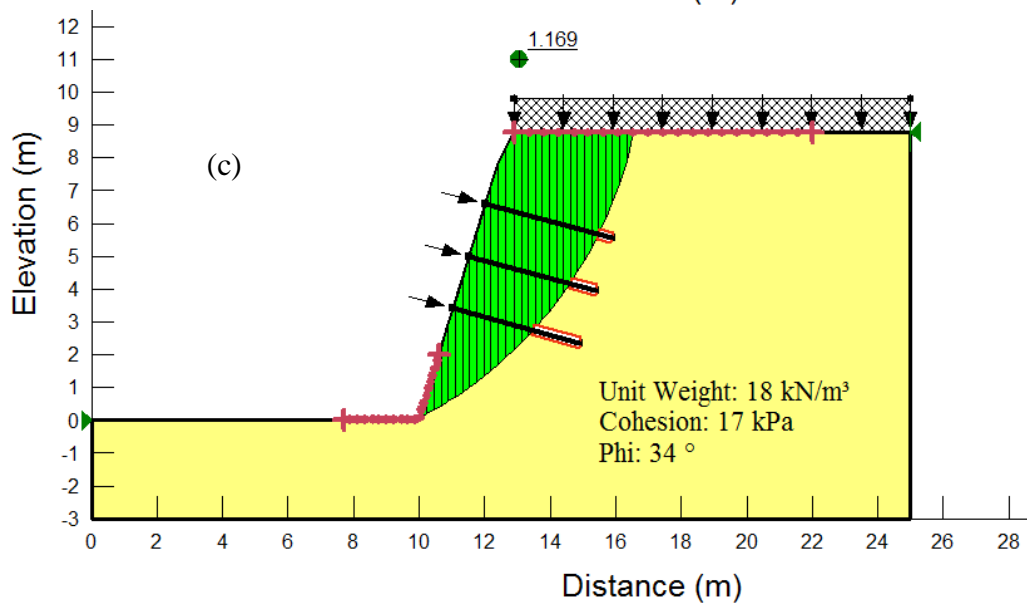
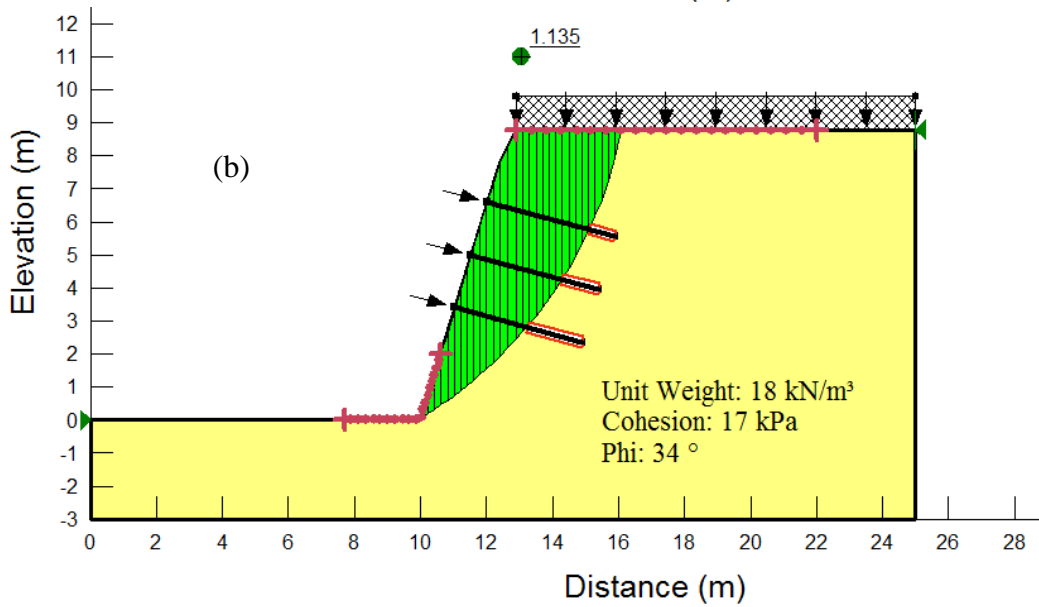
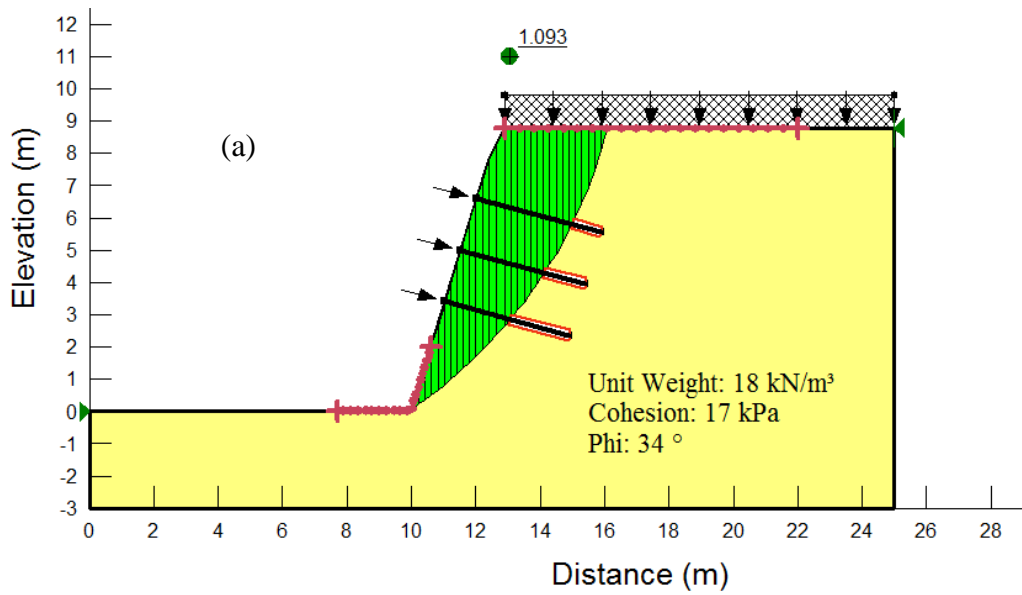


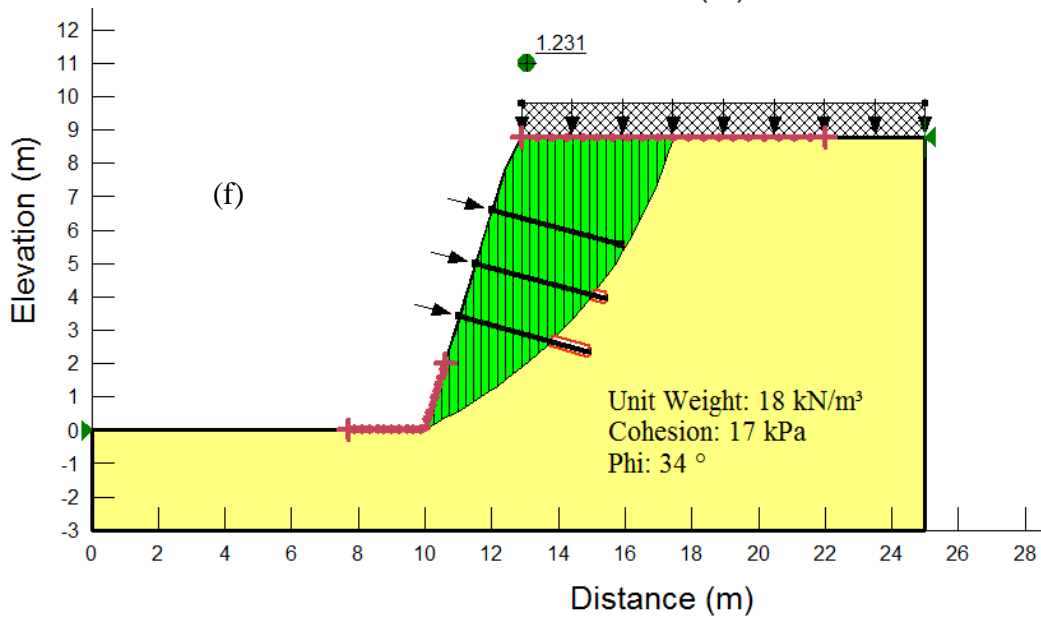
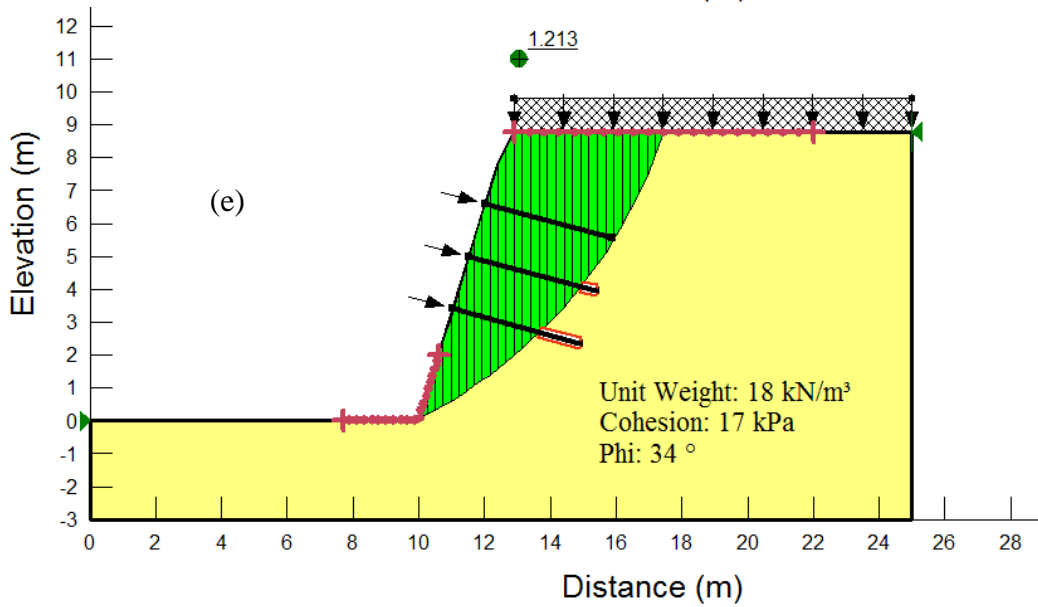
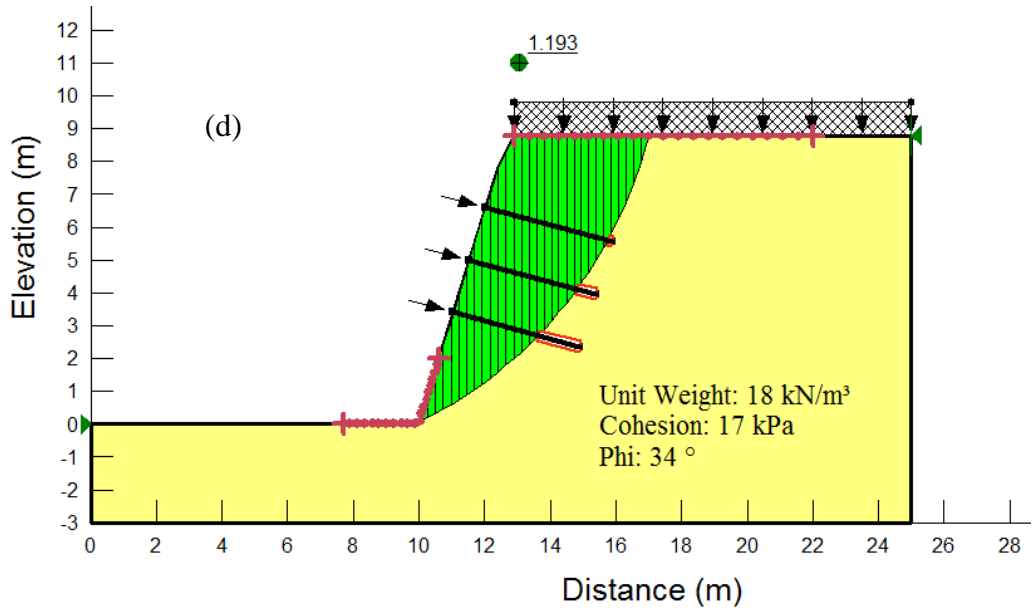
Figura D. 1 - Análise de Estabilidade com variação inclinação do talude ( $\alpha$ ) para coesão (c') = 17 kPa e ângulo de atrito  $\phi' = 34^\circ$ : (a)  $\alpha = 50^\circ$  (b)  $\alpha = 60^\circ$  (c)  $\alpha = 70^\circ$  (d)  $\alpha = 80^\circ$  (e)  $\alpha = 90^\circ$ .

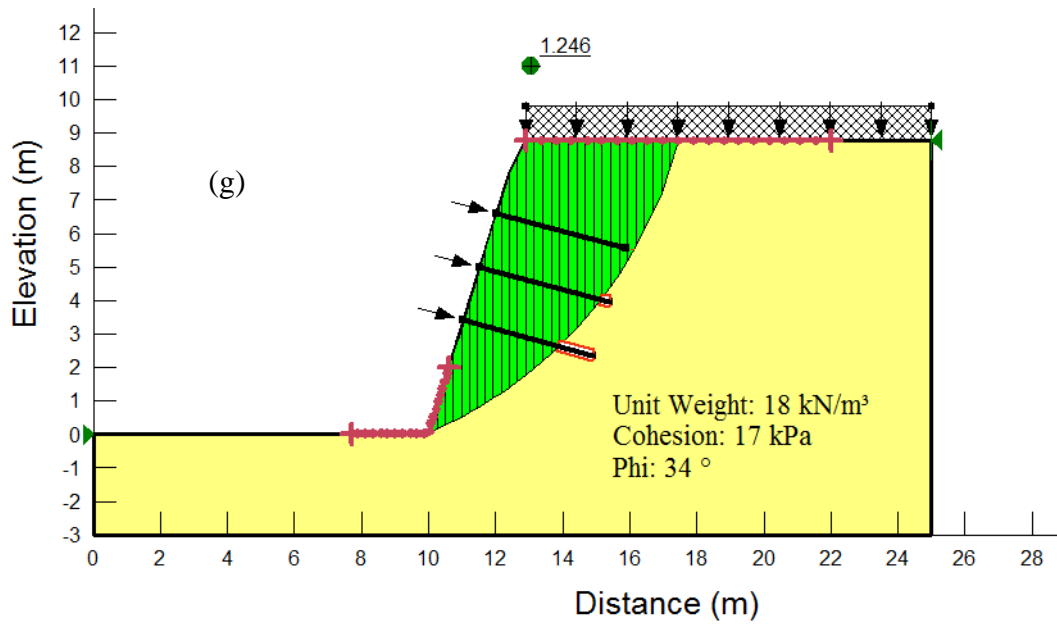
## **APÊNDICE E**

RESULTADOS DO MODELO DE ANÁLISE DO GEOSTUDIO - SLOPE/W –  
MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.









**Figura E. 1 - Análise de Estabilidade com variação do parâmetro de resistência ( $q_s$ ) para coesão ( $c'$ ) = 17 kPa e ângulo de atrito  $\Phi' = 34^\circ$ : (a)  $q_s = 50$  kPa (b)  $q_s = 100$  kPa (c)  $q_s = 150$  kPa (d)  $q_s = 200$  kPa (e)  $q_s = 250$  kPa (f)  $q_s = 300$  kPa (g)  $q_s = 350$  kPa.**