

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO – CTC
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE BI E
TRIDIMENSIONAL DE TALUDE ESTABILIZADO EM
SOLO GRAMPEADO**

VANESSA SCOZ OLIVEIRA

**Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina
como parte dos requisitos para a obtenção
do título de Mestre em Engenharia Civil.**

FLORIANÓPOLIS, FEVEREIRO DE 2006.

OLIVEIRA, Vanessa Scoz. *Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado*. Florianópolis, 2006. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Profº PhD. Ronaldo da Silva Ferreira
Defesa: Fevereiro, 2006.

Resumo da Dissertação: Comparação entre as análises de estabilidade bidimensional, pelo método de equilíbrio limite e tridimensional, através do método dos elementos finitos, de um talude rodoviário em aterro, estabilizado com solo grampeado, situado em rodovia estadual, no município de São Pedro de Alcântara - SC, no cruzamento com o Gasoduto Bolívia-Brasil.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE BI E TRIDIMENSIONAL DE TALUDE ESTABILIZADO EM SOLO GRAMPEADO

FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Prof. Ronaldo da Silva Ferreira, PhD. – Moderador

Prof. Glicério Trichês, Dr.
(Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC)

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Antônio Fortunato Marcon, PhD. (UFSC)

Prof. Mauro Leandro Menegotto, Dr. (UNOCHAPECÓ)

Profª. Patrícia de Oliveira Faria, PhD. (UNIVALI)

Prof. Nelson Infanti Jr., Dr. - Suplente

FLORIANÓPOLIS, SC – BRASIL
Fevereiro de 2006.

DEDICATÓRIA

Dedico às pessoas mais importantes da minha vida, meus queridos pais, José Scoz Sobrinho e Helena Maria Scoz; meu irmão Eduardo Scoz e meu marido Hudson Régis Oliveira.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que guia e ilumina os caminhos da minha vida.

Aos meus pais José Scoz Sobrinho e Helena Maria Scoz, pelo dom da vida, pela presença, afeto, conselhos, incentivo e muito carinho.

Ao meu marido, Hudson Régis Oliveira, que com muita paciência, amor e dedicação, compreendeu minha “ausência” e “alterações” e pelo auxílio técnico.

A meus familiares e amigos, tão importantes nesta fase.

Ao professor e amigo Ronaldo da Silva Ferreira, pelo desafio de concretizar este trabalho e pela valiosa orientação em todas as etapas deste.

Ao amigo e engenheiro André Labanowski Jr. pela amizade, dedicação e principalmente disposição na realização deste trabalho (modelagem numérica - MEF).

A engenheira Daniela Águida Bento pelo auxílio precioso, na modelagem geométrica tridimensional.

Aos professores Nelson Infanti Jr. e Patrícia Faria de Oliveira pelas contribuições técnicas e científicas no desenvolvimento deste trabalho e pelo aceite a participar da banca examinadora.

Aos professores Antônio Fortunato Marcon e Mauro Leandro Menegotto pelo aceite a participar da banca examinadora.

Ao Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil desta Universidade pelo apoio e incentivo.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela disposição de bolsa de pesquisa.

Ao Laboratório de Mecânica dos Solos, em especial ao professor Marciano Macarini, pela realização dos ensaios geotécnicos.

A empresa Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil - TBG, pela disposição de dados e informações necessárias para o desenvolvimento deste trabalho;

Ao Grupo de Análise e Projeto Mecânico – GRANTE, do Departamento de Engenharia Mecânica desta universidade, pela disposição de computadores e do programa ANSYS (elementos finitos), tão importantes para a realização dos estudos tridimensionais deste trabalho.

A empresa GN Consult Projetos pela disposição do programa SLIDE (equilíbrio limite), tão importantes nas análises bidimensionais deste trabalho.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA	IV
AGRADECIMENTOS	V
SUMÁRIO	VI
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
RESUMO	XII
<i>ABSTRACT</i>	XIII
<u>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO</u>	<u>1</u>
<u>CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	<u>6</u>
2.1 PROJETO GEOTÉCNICO - NBR 8044/1983	6
2.2 LEVANTAMENTO GEOTÉCNICO – NBR 6497/1983	7
2.3 ESTABILIDADE DE TALUDES DE TERRA	9
2.3.1 INTRODUÇÃO	9
2.3.2 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	12
2.3.3 MÉTODOS PARA CÁLCULO DE ESTABILIDADE BASEADOS NO EQUILÍBRIO LIMITE	14
2.3.4 MÉTODOS BASEADOS EM ANÁLISE NUMÉRICA	23
2.3.5 FATOR DE SEGURANÇA (FS)	24
2.4 A TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO	26
2.4.1 HISTÓRICO SOBRE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM SOLO GRAMPEADO	26
2.4.2 A UTILIZAÇÃO DA TÉCNICA DE GRAMPEAMENTO	29
2.4.3 PROCESSO DE EXECUÇÃO DA TÉCNICA DE GRAMPEAMENTO	31
2.4.4 MÉTODOS DE ANÁLISES DE SOLO GRAMPEADO	31
2.5 RELAÇÃO ENTRE CUSTOS E SOLUÇÕES TÉCNICAS E NUMÉRICAS	34
<u>CAPÍTULO 3 ESTUDO DE CASO</u>	<u>36</u>
3.1 GENERALIDADES	36
3.2 O PROJETO	39
3.3 INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES	43
3.3.1 REGISTRO FOTOGRÁFICO DA OBRA	43
3.3.2 ENSAIO DE ARRANCAMENTO	46
3.3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	47
<u>CAPÍTULO 4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE BI E TRIDIMENSIONAIS</u>	<u>50</u>
4.1 INTRODUÇÃO	50
4.1.1 MODELO GEOTÉCNICO	51
4.1.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	56
4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE BIDIMENSIONAL	61
4.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	61
4.2.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE E DO SOLO GRAMPEADO	61
4.2.3 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE BIDIMENSIONAL	71
4.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL	72
4.3.1 INTRODUÇÃO	72
4.3.2 O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS NA GEOTECNIA	74
4.3.3 O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	76
4.3.4 CONSIDERAÇÕES INICIAIS PARA AS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	81
4.3.5 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE E DO SOLO GRAMPEADO	93

4.3.6 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL	106
<u>CAPÍTULO 5 ANÁLISES DOS RESULTADOS</u>	109
<u>CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES</u>	119
6.1 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS	119
6.2 CONCLUSÕES GERAIS	123
<u>CAPÍTULO 7 SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES</u>	125
<u>CAPÍTULO 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	127
<u>CAPÍTULO 9 ANEXOS</u>	133
ANEXO 1 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO – AMOSTRA 01.	133
ANEXO 2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO – AMOSTRA 02.	138
ANEXO 3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO – AMOSTRA 03.	143
ANEXO 4 - BOLETINS DE SONDA GENS - SEÇÃO B-B.	148
ANEXO 5 – VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA 3D DO TALUDE - SEÇÃO BB.	155

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Nomenclatura utilizada para taludes	9
Figura 2 – Esquema de solução de um problema por MDF (b), MEF (c) e MEC (d).	24
Figura 3 – Modos de instabilização externa.	32
Figura 4 – Vista geral do talude antes da estabilização.	36
Figura 5 – Projeto de estabilização em solo grampeado – Planta Baixa.	38
Figura 6 – Vista geral do talude após a estabilização.	38
Figura 7 – Modelo geotécnico simplificado e cálculos da retroanálise.	39
Figura 8 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 1.	41
Figura 9 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 2.	42
Figura 10 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 3.	42
Figura 11 – Vista Geral do talude, antes da estabilização.	44
Figura 12 – Vista da tubulação do gasoduto sob o talude. Proteção provisória do duto.	44
Figura 13 – Proteção provisória do gasoduto e nivelamento da superfície.	44
Figura 14 – Colocação de grama em leiva e canaletas de drenagem (proteção superficial).	44
Figura 15 – Confeção da drenagem superficial – Canaletas centrais e de pé de talude.	44
Figura 16 – Proteção mecânica do gasoduto – Laje em concreto.	44
Figura 17 – Execução dos furos para colocação dos chumbadores.	45
Figura 18 – Detalhe do espaçador colocado no chumbador.	45
Figura 19 – Inserção do chumbador no furo.	45
Figura 20 – Preenchimento do furo com calda de cimento.	45
Figura 21 – Detalhe dos chumbadores já executados.	45
Figura 22 – Detalhe da malha de aço e dos chumbadores.	45
Figura 23 – Execução do concreto projetado.	46
Figura 24 – Vista Geral do talude estabilizado.	46
Figura 25 – Localização do macaco hidráulico para a realização do ensaio.	47
Figura 26 – Detalhe da execução do ensaio.	47
Figura 27 – Detalhe do manômetro utilizado para medir a pressão.	47
Figura 28 – Localização da coleta de amostra, parte central do talude.	48
Figura 29 – Detalhe da modelagem e da amostra.	48
Figura 30 – Posicionamento da caixa de madeira.	48
Figura 31 – Seções topográficas em planta do talude e locação das amostras coletadas.	52
Figura 32 – Perfil Geométrico e estratigráfico da seção B-B.	53
Figura 33 – Modelo geotécnico para a análise Bidimensional – Seção B-B.	54
Figura 34 - Modelo geotécnico gerado pelo ANSYS.	55
Figura 35 - Modelo geotécnico final gerado pelo ANSYS.	56
Figura 36 – Correlações N_{72} x peso específico para solos argilosos e coesivos.	60
Figura 37 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção A-A.	62
Figura 38 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção B-B.	62
Figura 39 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção C-C.	63
Figura 40 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção Central.	63
Figura 41 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção D-D.	64
Figura 42 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção E-E.	64
Figura 43 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção A-A.	67
Figura 44 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção B-B.	67
Figura 45 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção C-C.	68
Figura 46 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção Central.	68
Figura 47 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção D-D.	69
Figura 48 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção E-E.	69

Figura 49 – Etapas para o processamento de análises no ANSYS.	78
Figura 50 – Comportamento de tensão-deformação dos solos.	80
Figura 51 – Elemento sólido 45 utilizado no ANSYS para as análises tridimensionais.	84
Figura 52 – Posicionamento da carga distribuída sobre a rodovia aplicada nas análises.	84
Figura 53 – Localização da região dos nós com menores fatores de segurança para a seção B-B.	87
Figura 54 – Modelo geométrico tridimensional com a inserção dos chumbadores.	88
Figura 55 – Detalhe das camadas e dos chumbadores no modelo geométrico tridimensional.	89
Figura 56 – Detalhe dos chumbadores em seção.	90
Figura 57 – Elemento viga 4 utilizado no ANSYS para a representação dos chumbadores.	92
Figura 58 – Resultado Global da análise 3D do talude sem reforço: FS = 0 a 3.	95
Figura 59 – Resultado Global da análise 3D do talude sem reforço: FS = 0 a 7.	95
Figura 60 – Seção A-A: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	96
Figura 61 – Seção B-B: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	96
Figura 62 – Seção C-C: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	97
Figura 63 – Seção CENTRAL: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	97
Figura 64 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	98
Figura 65 – Seção E-E: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.	98
Figura 66 – Resultado Global da análise 3D do talude reforçado: FS entre 0 e 3.	101
Figura 67 – Resultado Global da análise 3D do talude reforçado: FS entre 0 e 7.	101
Figura 68 – Seção A-A: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	102
Figura 69 – Seção B-B: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	102
Figura 70 – Seção C-C: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	103
Figura 71 – Seção CENTRAL: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	103
Figura 72 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	104
Figura 73 – Seção E-E: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.	104
Figura 74 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude: FS 0-7.	107
Figura 75 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado: FS 0-7.	108
Figura 76 – Seção A-A: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	110
Figura 77 – Seção A-A: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	110
Figura 78 – Seção B-B: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	111
Figura 79 – Seção B-B: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	111
Figura 80 – Seção C-C: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	112
Figura 81 – Seção C-C: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	112
Figura 82 – Seção Central: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	113
Figura 83 – Seção Central: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	113
Figura 84 – Seção D-D: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	114
Figura 85 – Seção D-D: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	114
Figura 86 – Seção E-E: Comparação entre as análises bi e tridimensional.	115
Figura 87 – Seção E-E: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.	115

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - Métodos de cálculo de estabilidade e tipos de rupturas pesquisadas.	15
TABELA 2 - Adoção de probabilidade de colapso em função das suas conseqüências.	16
TABELA 3 - Padrões de segurança quanto à utilização de modelos matemáticos	25
TABELA 4 - Fatores de segurança determinísticos e respectivas condições de estabilidade do talude.	26
TABELA 5 - Métodos de análise do solo grampeado.	33
TABELA 6 - Parâmetros das camadas de solo utilizados no projeto.	40
TABELA 7 - Parâmetros do material empregado no grampeamento.	41
TABELA 8 - Fatores de segurança apresentados para o projeto.	43
TABELA 9 - Resultados dos ensaios de laboratório.	49
TABELA 10 - Intervalo de valores do módulo de elasticidade para alguns tipos de solo.	58
TABELA 11 - Valores adotados na correlação do módulo de elasticidade.	59
TABELA 12 - Valores típicos do coeficiente de Poisson.	59
TABELA 13 - Parâmetros geotécnicos utilizados para o estudo.	60
TABELA 14 - Valores dos fatores de segurança pelo método de equilíbrio limite - Talude.	65
TABELA 15 - Características e parâmetros empregados no material dos chumbadores.	66
TABELA 16 - Valores dos fatores de segurança pelo método de equilíbrio limite - Estabilização.	70
TABELA 17 - Tamanho da malha de elementos finitos.	82
TABELA 18 - Valores dos fatores de segurança menores que 3,0 para a seção B-B.	86
TABELA 19 - Propriedade dos materiais dos chumbadores	90
TABELA 20 - Resultado dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude.	100
TABELA 21 - Resultado dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude reforçado.	105
TABELA 22 - Comparação dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude.	107
TABELA 23 - Valores de fator de segurança para as análises bi e tridimensionais	116
TABELA 24 - Variação do fator de segurança bidimensional: projetista e estudo de caso.	120

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – Área da seção do aço – chumbador [mm^2]

A_c – Área da seção da perfuração preenchida com calda de cimento [mm^2]

c – Coesão [KPa]

E – Módulo de elasticidade dos materiais [MPa]

E_{eq} – Módulo de elasticidade equivalente [GPa]

E_s – Módulo de elasticidade do aço [GPa]

E_c – Módulo de elasticidade da calda de cimento [GPa]

FS – Fator de segurança

f_h – Vetor de carregamentos nodais

K_h – Matriz de rigidez global da estrutura obtida através da união das matrizes de rigidez dos elementos

SPT – Standard Penetration Test [golpes/30cm]

TBG – Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil

MEF – Método dos Elementos Finitos

N_{60} – número de golpes SPT com uma eficiência de 60% do ensaio

N_{72} – número de golpes SPT com uma eficiência de 72% do ensaio

N_c – fator de estabilidade disponível

N_c^* – fator de estabilidade necessário

u_h – Vetor de deslocamentos

ϕ – Ângulo de atrito interno do solo [$^\circ$]

γ – Peso específico natural [KN/m^3]

μ – Coeficiente de Poisson

μ_{eq} – Coeficiente de Poisson equivalente

RESUMO

O emprego da técnica do reforço de solos para a estabilização de taludes, naturais ou não, através do grampeamento do solo, tornou-se comum no âmbito nacional. Grandes avanços científicos e tecnológicos têm sido escopo de vários estudos, que adicionam aos conhecimentos já existentes, inovações e novas descobertas sobre esta técnica de estabilização.

Os métodos computacionais aplicados às análises de estabilidade bidimensionais e tridimensionais, são ferramentas que têm demonstrado a evolução e eficiência da técnica de grampeamento de solo no Brasil e no mundo.

A análise de estabilidade bidimensional é amplamente aplicada em projetos de taludes, pois resulta em valores conservadores do fator de segurança. A resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da massa escorregada não é incluída na estimativa deste fator de segurança, sendo necessária a aplicação de análise de estabilidade tridimensional. As análises tridimensionais são usualmente utilizadas para taludes que apresentam uma complicada topografia, com resistência ao cisalhamento muito diferente em relação aos materiais de fundação, das camadas e uma complexa condição de poro-pressão, incorporando assim, a variação de espaço tridimensional da estrutura de solo nos cálculos dos fatores de segurança.

Este trabalho apresenta uma comparação geral entre as análises de estabilidade bidimensional, através do método de equilíbrio limite e os cálculos de fator de segurança tridimensional pelo método dos elementos finitos, na qual disponibiliza ao meio geotécnico, parâmetros para a adoção de análises de estabilidade mais realísticos (tridimensionais) e para a redução de custos na execução de projetos geotécnicos e de obras de contenção.

Para o desenvolvimento dos estudos, utilizou-se um caso de talude em aterro de uma rodovia estadual, localizado no município de São Pedro de Alcântara - SC, no cruzamento com o Gasoduto Bolívia-Brasil.

Palavras-chaves: estabilidade de taludes, análise tridimensional, solo grampeado, elementos finitos.

ABSTRACT

The use of soil reinforcement technique for slope stabilization, natural or not, through soil nailing, became common in national wide. Great scientific and technological advances have been target of a lot of studies, that add to the existing knowledge, new innovations and findings about this stabilization technique.

The computational methods applied in two-dimensional and three-dimensional slope stability analysis, are one of the tools that have demonstrated the evolution and efficiency of the soil nailing technique in Brazil and all over the world.

The two-dimensional stability analysis is widely applied in slope design, because it results in conservative factor of safety. The shear strength along the sides of the sliding mass is not included in the estimative of this factor of safety, being necessary the application of a three-dimensional stability analysis. The three-dimensional analysis are usually used for slopes that present a complicated topography, with different shear strength from the foundation materials, from the layers and with a complex pore-pressure condition, incorporating thus, the variation of three-dimensional space of the soil structure in the calculations of factor of safety.

This project presents a general comparison among the bidimensional stability analysis, using the limit equilibrium method and the calculations of three-dimensional factor of safety using the finite element method, which provides geotechnical professionals with parameters to adopt a more realistic stability analysis (three-dimensional) and for costs reduction in geotechnical design and retaining works.

For the development of the studies, a roadway embankment slope case was used, that is located in the city of São Pedro de Alcântara – Santa Catarina State, at the Bolivia-Brazil Natural Gas Pipeline crossing.

Key-words: slope stability, three-dimensional analysis, soil nailing, finite element.

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

A pesquisa científica e tecnológica sempre se baseou em duas metodologias: a teórica e a experimental. Com o advento dos computadores surge uma terceira metodologia, a computacional. Extremamente poderosa, a metodologia computacional, permite não só modelar a teoria como também, simular um experimento¹.

Problemas de modelagem e otimização de processos e sistemas são temas de grande interesse acadêmico, seja quando associados a um ramo de aplicação econômico específico, seja para o estudo de problemas teóricos ou práticos sem uma ligação específica a um só ramo de aplicação. As possibilidades que surgiram devido ao forte desenvolvimento de recursos computacionais fazem com que antigos problemas, ainda não tratados com a profundidade necessária, voltem a ser tema de interesse. O uso cada vez mais intensivo de técnicas de automação demanda, por si mesmo, o desenvolvimento de novas técnicas de modelagem, de aperfeiçoamento de processos, de controle e de otimização de sistemas que respondam a requisitos de desempenho cada vez mais exigentes.

A utilização da metodologia computacional ou de métodos computacionais no processamento da resolução de problemas de qualquer natureza, vem se tornando cada vez mais usual nesta década, podendo-se citar seu uso mais freqüente nas ciências e nas engenharias. Grandes avanços científicos e tecnológicos têm sido estudo de vários pesquisadores, empresas públicas e privadas que adicionam aos conhecimentos teóricos, inovações práticas e computacionais que certamente solucionarão problemas futuros com mais precisão e rapidez, despendendo menos custos e mão-de-obra especializada.

Um desses grandes avanços foi à utilização dos métodos computacionais na geotecnia que, nos últimos anos, têm incorporado inovações, conceitos e facilidades. A concepção de programas de engenharia geotécnica mais ou menos complexos tem auxiliado, por anos, engenheiros geotécnicos na solução de problemas em solo e rocha. É importante citar os programas de análises de estabilidade de taludes, ferramentas poderosíssimas que, nas mãos certas, vem se tornando um item indispensável a qualquer geotécnico e a qualquer projeto geotécnico. Estas ferramentas têm sido peça-chave na tomada de decisões quanto a soluções de contenções e remediações geotécnicas.

¹ Fonte: <http://www.Incc.br/Incc/historico1.php?vTitaux=LNCC%7CHistorico&vCabecalho=Incc&vVoltar=off>

Existem programas computacionais e comerciais para cálculo de estabilidade para duas e três dimensões sendo eles amplamente aplicados em projetos de contenção de taludes e/ou que envolvam os taludes. Nas análises em duas dimensões, a resistência ao cisalhamento ao longo da massa lateral de solo não é considerada no cálculo do fator de segurança, sendo necessária à complementação das análises por um sistema tridimensional.

Esses programas utilizam vários métodos de análises como: equilíbrio limite (Bishop, Spencer, Janbu, Fellenius entre outros) e tensão/deformação (elementos finitos, diferenças finitas entre outros).

Os métodos de equilíbrio limite, são usualmente empregados nas análises de estabilidade de taludes e, durante décadas, foram as principais ferramentas de cálculos para engenheiros geotécnicos. A análise pelo método de equilíbrio limite, considera que as forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Para comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio limite, define-se o fator de segurança (FS) como sendo a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento. A condição de equilíbrio limite corresponderia a um fator de segurança unitário (Guidicini e Nieble, 1983).

O avanço da ciência e a comparação entre modelos que estudam o comportamento de sistemas físicos e/ou matemáticos, têm motivado o desenvolvimento dos modelos matemáticos, proporcionando modelagens realísticas, confiáveis e de aplicações práticas para a engenharia, sendo estas muito mais econômicas que os modelos físicos. Embora o modelo matemático guarde aproximações em relação ao sistema físico original, a sua solução é dita exata (Soriano, 2003).

Para a resolução de sistemas descontínuos e tridimensionais, são aplicáveis modelos matemáticos que, apesar da complexidade dos dados de entrada necessários e da limitação imposta pela capacidade de certos computadores, devem apresentar um grande desenvolvimento e uma aceitação cada vez maior na área técnica.

A análise desses modelos matemáticos habitualmente requer o uso de métodos numéricos, entre os quais se inclui o de elementos finitos onde, analisa a maior parte dos sistemas físicos dos quais trata a engenharia.

O método dos elementos finitos (MEF) é um tipo de análise que utiliza modelos matemáticos e constitutivos, o qual vem cada vez mais sendo utilizado na

geotecnia, principalmente nas análises de estabilidade de taludes em solo. Tem como vantagem principal sua generalidade, permitindo o estudo em superfícies com geometria complexa e sujeitas a condições de contorno diferentes.

Ainda que o método dos elementos finitos tenha se tornado uma ferramenta popular para análise de muitos problemas da engenharia geotécnica, existem poucas publicações específicas na literatura sobre estabilidade de taludes. Dois métodos podem ser empregados para a utilização do MEF na área da estabilidade de taludes: o método direto, onde os resultados numéricos são exclusivamente usados para localização da potencial superfície de deslizamento e cálculo do fator de segurança, e o método indireto, onde seus resultados são acoplados a uma técnica para auxiliar a pesquisa da superfície crítica. Esta ferramenta proporciona cálculos de estabilidade de taludes em 2D e 3D.

Uma outra inovação, que se tem tornando comum no âmbito nacional na estabilização de taludes em solo, nesta última década, é a aplicação do solo grampeado. Esta técnica inclui o emprego de um reforço durante a estabilização de taludes em solo, naturais ou não, através da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados “grampos”. Estes são instalados horizontalmente ou sub-horizontalmente, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento (Ortigão, 1993).

A contenção por meio do grampeamento não prevê deformações no interior da massa reforçada, sendo que as análises por método do equilíbrio limite não incorporam a redistribuição de esforços nos grampos ao longo das etapas de construção e, portanto, fornecem um fator de segurança global que não reproduz o comportamento real da estrutura. A previsão destas deformações em estruturas grampeadas, torna-se possível a partir da utilização de ferramentas numéricas, capazes de simular seqüências construtivas e incorporar modelos constitutivos que, reproduzam o comportamento dos materiais envolvidos neste tipo de obra (Gerscovich et al., 2005).

O objetivo geral desta dissertação é a análise comparativa entre a estabilidade bidimensional, através do método de equilíbrio limite, e os cálculos de fator de segurança tridimensionais, pelo método dos elementos finitos, para o talude em aterro de uma rodovia estadual em Santa Catarina, no município de São Pedro de Alcântara, no cruzamento com o Gasoduto Bolívia-Brasil. Esta comparação disponibilizará redução de custos na execução de projetos geotécnicos de contenção e de obras.

Esta dissertação apresenta a importância do emprego de um modelo geotécnico e de uma estratigrafia mais detalhados nas análises de estabilidade de taludes bi e tridimensionais. Auxilia também no desenvolvimento de projetos geotécnicos, uma vez que, comparando-se os fatores de segurança das análises de estabilidade bi e tridimensionais, nesta última pelo implemento de efeitos oriundos da massa lateral do solo, é possível o dimensionamento de estruturas de contenção com menor custo e com uma segurança adequada.

O estudo apresentado tem grande utilidade no desenvolvimento de futuras pesquisas sobre a técnica de grampeamento, através da associação de informações (implemento do banco de dados), para a formulação de cálculos mais realísticos de dimensionamento de solo grampeado, uma vez que, a maioria das formulações atuais são empíricas.

A metodologia de trabalho adotada para esta dissertação está baseada nos princípios de Pauli (1976), que descreve um projeto de pesquisa como sendo a ordenação executiva do conhecimento numa linha específica de trabalho, ou seja, sobre as ações que levam a descoberta da solução de uma dada questão. As fases executivas do projeto de pesquisa são constituídas de diferentes ações em seqüência, que visam à conclusão da mesma. Cada uma das fases necessita de um especial tratamento e que dará ao todo uma coerência sistemática.

Através da metodologia indicada por Pauli (1976) e Lakatos e Marconi (1982) *apud* Augusto Filho (1994), propõe-se para este projeto a execução das seguintes etapas:

Etapa 1: Apresentar a importância das análises tridimensionais em taludes com geometria complexa e estabilizados com solo grampeado (utilidade prática);

Etapa 2: Revisão bibliográfica dos temas que abordam o estudo, através de pesquisas bibliográficas nacionais e internacionais;

Etapa 3: Análise do estudo de caso;

Etapa 4: Análises de estabilidade bidimensionais (métodos de equilíbrio limite);

Etapa 5: Análises de estabilidade tridimensionais (métodos numéricos);

Etapa 6: Comparação entre as análises bidimensionais e tridimensionais;

Etapa 7: Conclusões e análise dos resultados.

A seguir será apresentada uma breve explanação sobre os assuntos abordados nos capítulos deste trabalho.

O Capítulo 1 apresenta uma breve introdução sobre a pesquisa científica e tecnológica atual, situando o estudo da metodologia computacional na resolução de problemas geotécnicos. Introduz o estudo dos métodos de equilíbrio limite e dos modelos matemáticos através do método dos elementos finitos no estudo de contenção de taludes em solo e tratados com a técnica de solo grampeado. Apresenta também, os objetivos e a metodologia aplicada neste trabalho.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica dos assuntos a serem abordados no trabalho, iniciando com uma revisão das normas brasileiras NBR 8044/1983: Projeto Geotécnico e a NBR 6497/1983: Levantamento Geotécnico. O tópico de estabilidade de taludes apresenta os princípios básicos das análises, os métodos de cálculos através do equilíbrio limite e análise numérica e uma breve conceituação e entendimento sobre o fator de segurança de estruturas em solo. O subcapítulo sobre a técnica de solo grampeado trata de um sucinto histórico sobre a técnica no Brasil e no mundo, suas vantagens, desvantagens e limitações, seu processo executivo e a metodologia de análises de cálculo.

O Capítulo 3 descreve sobre o estudo de caso utilizado como base para este trabalho. São apresentadas as generalidades sobre o local e a obra em estudo, bem como demais dados geotécnicos, como resultados de ensaios de caracterização e de arrancamento, além de um breve registro fotográfico da fase executiva da obra.

O Capítulo 4 trata dos cálculos e resultados das análises de estabilidade bi e tridimensionais propostos para o estudo de caso. São abordados temas como a adoção do modelo geométrico, parâmetros geotécnicos e mecânicos, a descrição dos programas de análises pelo método do equilíbrio limite (SLIDE) e pelo método dos elementos finitos (ANSYS).

O Capítulo 5 apresenta os resultados das análises bi e tridimensionais, suas peculiaridades e as comparações entre os métodos de cálculo adotados e entre os resultados das análises.

Os Capítulos 6, 7, 8 e 9 apresentam as conclusões deste trabalho, sugestões e recomendações para futuras pesquisas, referências bibliográficas e os anexos, respectivamente.

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PROJETO GEOTÉCNICO - NBR 8044/1983

Conforme a norma NBR 8044/1983, o projeto geotécnico é um trabalho representado pelo conjunto de documentos que encerram análises, interpretações e conclusões de investigações de campo e laboratório, estudos, cálculos, desenhos, especificações e relatórios conclusivos necessários para enfocar e caracterizar, quantitativamente, os aspectos geotécnicos envolvidos nas obras previstas, bem como os necessários para permitir o dimensionamento das mesmas obras, no grau de detalhamento exigido nas várias fases do projeto geotécnico. Basicamente, as fases do projeto geotécnico incluem: viabilidade, projeto básico e projeto executivo. Estas fases têm grau de detalhamento variável, dependendo do tipo e característica de cada obra.

Essas recomendações da norma servem para todos os projetos geotécnicos, sejam de estabilização de taludes, barragens, diques, estradas, aterros, etc.

Um projeto geotécnico compõe-se de serviços geotécnicos que englobam o anteprojeto e o projeto

A fase de anteprojeto, leva em conta os serviços básicos de investigações geotécnicas e de especificações locais, tão importantes para as definições preliminares de um projeto. É através da viabilização e da escolha do melhor método de contenção, que se prevê custos e prazos para a realização de um empreendimento geotécnico.

Na concepção de um projeto geotécnico os serviços empregados devem ser especializados, obtendo-se assim, confiança nos resultados. Estes serviços são extremamente necessários para o reconhecimento do subsolo, para a classificação e a determinação dos parâmetros geomecânicos dos materiais e das camadas constituintes do solo, que posteriormente servirão de suporte para a escolha do melhor método de contenção a ser empregado no local.

Os serviços básicos de investigação geotécnica, para a execução do anteprojeto e projeto, são os seguintes: levantamento de dados gerais existentes (cartografia; geologia, pedologia e geomorfologia; hidrologia e hidrografia e geotecnia); reconhecimento topográfico; reconhecimento geotécnico; prospecção geofísica;

sondagens mecânicas e amostragem; ensaios e medidas “in situ” e ensaios de laboratório em amostras de solos.

Dependendo do tipo e localização da obra, os serviços e as fases do projeto geotécnico sofrerão variações.

A fase de projeto baseia-se nas conclusões obtidas durante a fase de viabilidade ou anteprojeto. Esta fase subdivide-se em projeto básico e projeto executivo geotécnico.

Conforme a norma NBR 8044/1983, o projeto básico consiste no conjunto de todos os elementos que fixam e definem claramente os diversos componentes da obra, incluindo memoriais descritivos, cálculos estruturais, desenhos, especificações técnicas, quantificações, planilhas de orçamento, cronograma básico e outros documentos necessários à execução das obras e aquisição dos equipamentos previstos. O projeto executivo consiste no detalhamento ou revisão do projeto básico ou anteprojeto sem, contudo modificar o tipo, natureza e parâmetros básicos fixados em etapas anteriores.

Nesta fase, o projetista dispõe de muitas ferramentas que auxiliam nas análises pertinentes ao desenvolvimento do projeto tais como: resultados de ensaios de campo e laboratório, campanhas de investigações, histórico do local e topografia. A partir desses dados, é possível construir um modelo geotécnico, que servirá de base para as análises de estabilidade e avaliações dos coeficientes de segurança dos taludes e das soluções de estabilização. Projetistas de um modo geral têm utilizado cada vez mais, novas tecnologias e desenvolvimentos científicos em seus projetos. Isso devido aos grandes avanços que esses tem proporcionado a eles durante a fase de projetos, quanto à adoção de novas soluções e de dados mais criteriosamente analisados.

2.2 LEVANTAMENTO GEOTÉCNICO – NBR 6497/1983

Conforme NBR – 6497/1983, levantamento geotécnico é o conjunto dos estudos de geologia de engenharia, engenharia de solos e engenharia de rochas, destinadas à obtenção de informações necessárias dos maciços geológicos ao projeto.

Os estudos de geologia de engenharia englobam as investigações geológicas de superfície e de sub-superfície. A primeira tem como principais objetivos à obtenção de mapas planimétricos ou planialtimétricos da classificação petrográfica dos materiais;

da gênese das formações; da morfologia do terreno, estrutura geológica e estratigrafia; das condições hidrogeológicas; das características do intemperismo e das feições geológicas específicas de interesse em engenharia, através de levantamento fotogeológico, mapeamento geológico, estudos petrográficos e estudos estatísticos de feições estruturais. A segunda, engloba a distribuição das várias unidades geológicas em profundidade; condições hidrogeológicas em profundidade; perfil do intemperismo e a distribuição espacial das feições geológicas de interesse em engenharia, através da geofísica de engenharia; de sondagens geotécnicas; de poços, trincheiras e galerias e de retiradas de amostras.

Os estudos de engenharia de solos, referentes ao levantamento geotécnico, visam a obtenção da natureza do maciço terroso; do posicionamento espacial das diversas camadas, dos parâmetros físicos e mecânicos e suas variações espaciais e da posição do nível do lençol freático, através da execução de sondagens à percussão, mista e a trado; de poços e trincheiras; ensaios de laboratório e “in situ”; coleta de amostras e observação do nível do lençol freático. Os ensaios de laboratório utilizados para determinar os parâmetros físicos e mecânicos do solo são, determinação do teor de umidade; determinação da densidade aparente e real; granulometria; determinação dos limites de consistência, de compactação, equivalente de areia, CBR, permeabilidade; compressão simples e triaxial; cisalhamento direto e adensamento. Os ensaios “in situ” utilizados para determinação dos parâmetros solo são, ensaio de penetração dinâmica e estática; pressiométrico; de medida de pressão neutra, “vane test”, prova de carga e permeabilidade.

Os estudos de engenharia de rochas, referente ao levantamento geotécnico, visam a obtenção da natureza do maciço rochoso; do posicionamento espacial das diversas unidades geológicas, dos parâmetros físicos e mecânicos e suas variações espaciais e da hidráulica do maciço, através da execução de sondagens rotativas, com amostragem integral e orientação de testemunhos; de poços e galerias; ensaios de laboratório e “in situ” e de coleta de amostras.

2.3 ESTABILIDADE DE TALUDES DE TERRA

2.3.1 Introdução

A Norma 11682/1991 define um talude artificial como sendo o talude formado, ou modificado, pela ação direta do homem e um talude natural como sendo um talude formado pela ação da natureza, sem interferência humana.

Segundo Caputo (1998), talude compreende quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros.

Teoricamente, considera-se um talude como uma massa de solo submetida a três campos de forças: as devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento. O estudo da análise da estabilidade dos taludes deve levar em conta o equilíbrio entre essas forças, uma vez que as duas primeiras se somam e tendem a movimentar a massa de solo encosta abaixo, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação (Fiori, 2001). A FIGURA 1 apresenta a nomenclatura usualmente adotada.

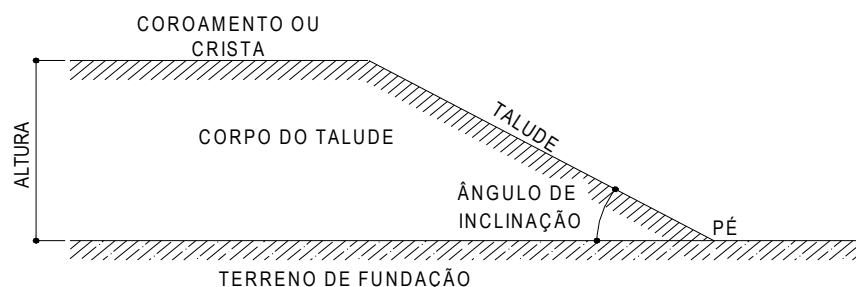


Figura 1 – Nomenclatura utilizada para taludes

Fonte: Scoz, 2002.

No estudo de diversos taludes, várias condicionantes interferem na estabilidade do mesmo, podendo essas ser relativos à natureza dos materiais constituintes e/ou dos agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica. Quanto a sua importância, basta atentar para os numerosos acidentes, ocorridos e que ocorrem com frequência, em todas as épocas e em todas as partes do mundo.

Em decorrência desses acidentes, os movimentos de massa ou movimentos coletivos (solo e rochas), têm sido objeto de inúmeros estudos, não só apenas pela importância como agente influente na forma do relevo, mas também em função das implicações práticas e econômicas (Guidicini e Nieble, 1983).

O termo “escorregamento”, ou mecanismo deflagrador de movimentos, tem sido comumente utilizado no sentido de abranger todo e qualquer movimento coletivo de materiais terrosos e/ou rochosos, independentemente da diversidade de processos, causas, velocidades, formas e outras características. Por essa diversidade e multiplicidade de processos envolvidos e ambientes de ocorrência, o tema apresenta dificuldade sobre análise e síntese pela inexistência de definições básicas, nomenclaturas padronizadas e de um sistema classificador.

Freire (1965) *apud* Guidicini e Nieble (1983) define escorregamento como sendo “a afirmação da natureza coletiva do deslocamento de partículas, mediante a qual se faz a distinção entre esses fenômenos e os processos de transferência individual de partículas sob a ação de um agente exterior, como a água e o vento. (...) Incluem-se, deste modo, em tal conceito, os desabamentos de margens fluviais ou lacustres e de costas marítimas, a queda de falésias, as avalanches, os deslocamentos de solos ou rochas por fluidificação ou plastificação (desde o rastejo de rochas, solos ou detritos, as correntes de lava ou de lama, até as geleiras), o destacamento ou desgarramento de massas terrosas ou rochosas, a solifluxão, a subsidência e diversos tipos (recalques, depressões, afundamentos, desabamentos, “abatimentos”), e , como caso-limite e sob certas condições, o próprio transporte fluvial”.

Pode-se classificar os principais tipos de movimentos coletivos de solo e rocha, em três grupos (Guidicini e Nieble, 1983):

(a) Escoamento: corresponde a uma deformação ou movimento contínuos, com ou sem superfície definida de movimentação. Podem ser classificados de acordo com as características do movimento, em dois tipos: corrida (escoamento fluido-viscoso) e rastejo ou reptação (escoamento plástico).

(b) Escorregamentos (*strictu sensu*): corresponde a um deslocamento finito ao longo de superfície definida de deslizamento pré-existente ou de neoformação. Classifica-se em dois subtipos: escorregamentos rotacionais (predomínio de rotação) ou escorregamentos translacionais (translação).

(c) Subsidiências: correspondem a um deslocamento finito ou deformação contínua, de direção predominantemente vertical. Classifica-se em três tipos: subsidiência propriamente dita (deformação contínua), recalques (deformação global do solo, produzida pelos deslocamentos e rearranjos das partículas individuais) e os desabamentos (deslocamento finito vertical, rápido).

Guidicini e Nieble (1983) apresentam em seu livro, uma classificação dos agentes e causas de movimentos de massas, definindo preliminarmente os termos causa e agente. O termo causa é definido como o modo de atuação de determinado agente ou seja, um agente pode se expressar por meio de uma ou mais causas como por exemplo, o agente água. As causas são divididas dependendo do seu posicionamento em relação ao talude subdividindo-se em causas internas, causas externas e causas intermediárias.

As causas internas são aquelas que levam o talude ao colapso sem que haja qualquer mudança nas condições geométricas e que resultam em uma diminuição da resistência interna do material e conseqüentemente, o aumento da pressão hidrostática, diminuindo a coesão e o ângulo de atrito interno por processo de alteração. As causas externas, provocam um aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja a diminuição da resistência do material com mudanças na geometria do sistema e na inclinação das encostas, por processos naturais ou artificiais e efeitos de vibrações. As causas intermediárias, resultam nos efeitos causados por agentes externos no interior do talude através da elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas” e da coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático e erosão subterrânea retrogressiva (*piping*).

Os autores conceituam os agentes como agentes predisponentes e os efetivos. O primeiro, é o conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais no qual o movimento de massa se encontra, isto é, trata-se do conjunto de características apenas função das condições naturais, sem ação do homem. Pode-se citar como agente predisponente, o complexo geológico (formas estratigráficas, orientação e mergulho das camadas, falhamentos e dobramentos, alteração por intemperismo, entre outros), o complexo morfológico (forma de relevo, massa, inclinação da superfície), o complexo climático-hidrológico (clima e regime de águas), gravidade, calor solar e tipo de vegetação original.

Define-se agente efetivo como o conjunto de elementos responsáveis pelo desencadeamento do movimento de massa, incluindo a ação humana. Podem atuar de

forma mais ou menos direta, dependendo da sua forma de participação sendo chamados de preparatórios e imediatos. Entre os agentes efetivos preparatórios citam-se: pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento e degelo, variação térmica, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível dos lagos e marés e do lençol freático e ação humana. Entre os agentes efetivos imediatos citam-se: chuva intensa, fusão de gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem, etc.

Outros agentes e causas deflagradores de movimentos de massa, apresentados por Guidicini e Nieble (1983) são: a atuação da cobertura vegetal, definidos pela ação específica dos componentes da floresta, os efeitos de desmatamento e a proteção das encostas.

A análise de fatores geológicos e geomecânicos, no estudo de movimentos de massa, é de suma importância para a caracterização do tipo de material presente num maciço, bem como suas condições *in situ*. As propriedades mais significantes dos materiais quando se trata de problemas de estabilidade de taludes em solo, são o ângulo de atrito e a coesão.

2.3.2 Princípios Básicos de Análise de Estabilidade

Existe na engenharia, a necessidade de atribuir aos materiais aplicados uma relação entre tensões, deformações e tempo, isto é, atribuir uma equação constitutiva, para que se possa dar um tratamento matemático aos problemas que envolvem seu comportamento quando submetidos a cargas aplicadas, incluindo seu peso próprio.

Problemas freqüentes que aparecem em projetos de fundações e contenções são resumidos em problemas de deformação e de ruptura. Estas obras, quando solicitadas passam por um estágio correspondente as condições de trabalho, quando suas deformações precisam ser avaliadas, e prosseguindo a solicitação, atingem uma condição de ruptura. Só é possível uma análise destes dois princípios de estágios, através de métodos numéricos sofisticados (Velloso, Maria e Lopes, 1998).

Nos problemas de deformação do solo, procura-se determiná-la quando for submetido a um carregamento qualquer, porém distante daquele que causará a ruptura. Em geral, se as deformações admissíveis do solo são pequenas, é usual admitir que o mesmo se comporta como um material elástico-linear, permitindo a utilização da teoria da elasticidade. Já nos problemas de ruptura, o valor da deformação interessa, sendo

apenas verificado a possibilidade do solo resistir às solicitações impostas sendo então, utilizada a teoria da plasticidade. As duas teorias apresentadas anteriormente consideram o solo como sendo contínuo, porém, na realidade, o solo é um constituído de partículas de tamanho variável, desde microscópicas partículas de argila aos pedregulhos e matacões. A aplicação dessas teorias aos solos, constitui uma simplificação radical da realidade (Velloso, Maria e Lopes, 1998).

Portanto, o comportamento tensão-deformação real de um solo é essencialmente, não-linear e anisotrópico e depende da história das tensões, da tensão confinante, etc. As soluções analíticas que as teorias fornecem, são limitadas e não atendem as necessidades práticas, surgindo então, os modelos discretos que serão abordados posteriormente.

Velloso, Maria e Lopes (1998) apresentam uma subdivisão em três grupos básicos dos métodos de dimensionamento geotécnico, com características bem distintas:

(a) Métodos Clássicos (Rankine, Coulomb, etc): as teorias permitem o cálculo de empuxos ativos e passivos com base apenas em parâmetros geotécnicos simples. A grande vantagem dos métodos clássicos é que se baseiam apenas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento: coesão, ângulo de atrito interno e peso específico, além de serem métodos de dimensionamento direto, fornecendo como resultado dos cálculos as dimensões da estrutura.

(b) Métodos Modernos ou Numéricos: com o aparecimento dos computadores e sua evolução, esses métodos começaram a ser utilizados permitindo levar em conta características de deformabilidade dos maciços e das contenções, originando os cálculos de interação entre maciço e estrutura, como o “método dos elementos finitos” e os baseados no conceito de “módulos de reação”. Esses métodos exigem uma caracterização dos maciços através de parâmetros geomecânicos que possam descrever as leis de interação “solo-estrutura”. Esses parâmetros são mais difíceis de se obter, exigindo ensaios de campo e de laboratório mais sofisticados, além da necessidade de aferir os resultados através de medidas de deformações e deslocamentos em estruturas reais. Uma desvantagem é que, em estruturas mais rígidas, deformações muito pequenas podem estar associadas a esforços muito grandes e, pequenas variações nos parâmetros provocam variações acentuadas nos resultados.

(c) Métodos Empíricos: São sempre baseados em medidas feitas em modelos reduzidos e/ou de campo.

2.3.3 Métodos para Cálculo de Estabilidade Baseados no Equilíbrio Limite

O cálculo da estabilidade dos taludes de terra consiste na determinação do ângulo de talude sob o qual, nas condições peculiares do mesmo e levando em conta a influência de pressões neutras provenientes de submersão, percolação d'água, adensamento ou deformações de cisalhamento, o talude mantém-se em equilíbrio plástico. Isto se dará, se em todos dos pontos do maciço taludado, as tensões de cisalhamento igualarem-se às resistências ao cisalhamento. O talude existente será considerado estável se o ângulo real de inclinação for menor, dentro de uma certa segurança, que o talude de equilíbrio calculado, e é instável no caso contrário (Vargas, 1981).

A estabilidade de um talude depende da resistência ao cisalhamento do solo, que é função do atrito e coesão do material; a parcela da resistência relativa ao atrito é proporcional à pressão efetiva.

Para o cálculo de estabilidade, é necessário o estudo dos parâmetros de resistência do solo (coesão e o ângulo de atrito interno), obtidos através de ensaios de campo, de laboratório e através de correlações.

Filho e Virgili (1998) apresentam três grandes grupos principais que dividem os métodos de análise de estabilidade:

1. Métodos analíticos: envolvem os baseados na teoria do equilíbrio limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
2. Métodos experimentais: empregam os modelos físicos de diferentes escalas;
3. Métodos observacionais: baseiam-se na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálises, ábacos de projetos, opinião de especialistas, etc.).

Os métodos analíticos serão objeto de estudos mais detalhados, por terem foco direto sobre o tema do trabalho.

Os métodos analíticos, que utilizam as relações de tensão-deformação, requerem o conhecimento das resistências ao cisalhamento de pico e residuais e do estado de tensões iniciais do maciço. Eles determinam por meio de métodos numéricos (elementos finitos, diferenças finitas), a distribuição de tensões do talude ou da encosta,

estabelecendo a forma geométrica do volume sujeito a deslizar e avaliando sua estabilidade.

Basicamente os métodos analíticos de análise de estabilidade de taludes são (Caputo, 1988):

- Método de análise de tensões: consiste em calcular as tensões em muitos pontos e compará-las com as tensões resistentes. Se aquelas forem maiores do que estas, aparecerão zonas de ruptura e zonas de equilíbrio;

- Método de equilíbrio limite: consiste em isolar massas arbitrárias do corpo do talude e estudar as condições de equilíbrio mais desfavoráveis das forças atuantes e resistentes. Arbitrando-se várias superfícies de ruptura, aquela que apresentar o menor coeficiente de segurança será considerada como superfície crítica de ruptura.

A TABELA 1 apresenta alguns dos principais métodos de estabilidade e os tipos de ruptura para os quais são empregados.

TABELA 1

Métodos de cálculo de estabilidade e tipos de rupturas pesquisadas.

MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE			
TIPO	NOME	GEOMETRIA DA RUPTURA	DINÂMICA DO PROCESSO
Equilíbrio Limite	Espiral Logarítmica	Ruptura Espiral	Não condicionado por estruturas reliquiárias.
	Taylor	Rupturas Circulares.	
	Fellenius		
	Bishop		
	Spencer		
	Tridimensional		
	Janbu		
Morgestern e Price			
Análise Limite	Elementos Finitos		
	Diferenças Finitas		
	Multiblocos		
		Tombamento / Queda de blocos	Condicionantes por estruturas reliquiárias.
Equilíbrio Limite	Planar	1 plano	
	Biplanar, em cunha	2 planos	
	Multiplanar	Vários planos	

Fonte: IPT, 1990a *apud* Filho e Virgili, 1998, p. 261.

Nota: modificado de Filho e Virgili, 1998.

Os métodos analíticos convencionais são de utilização predominante. Um aspecto básico destes métodos consiste na seleção adequada dos valores dos parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança (pressões neutras, ângulo de atrito, coesão, peso específico, etc). A escolha desses valores incorpora fatores de minoração e majoração em relação aos valores médios onde, são definidos estatisticamente, pelas distribuições de probabilidade. Este procedimento, conhecido como análise probabilística, procura reconhecer as incertezas e variabilidades básicas dos parâmetros no modelo de cálculo escolhido (Filho e Virgili, 1998).

A TABELA 2 apresenta um exemplo de adoção de probabilidade de colapso em função das suas conseqüências.

TABELA 2

Adoção de probabilidade de colapso em função das suas conseqüências.

CATEGORIA DO TALUDE	CONSEQÜÊNCIAS DA RUPTURA	EXEMPLOS	VALORES ACEITÁVEIS		
			Fator de segurança mínimo	Probabilidades Máximas	
				P(FS<1,0)	P(FS<1,5)
1	Pouco grave	Bancadas individuais. Taludes pequenos, temporários, não adjacentes a estradas de acesso.	1,0	0,1	0,2
2	Mediamente grave	Qualquer talude de natureza permanente ou semipermanente.	1,6	0,01	0,1
3	Muito grave	Taludes médios ou altos, subjacentes a estradas de acesso ou a instalações permanentes da mina.	2,0	0,003	0,05

Fonte: Teixeira e Virgili, 1984 *apud* Filho e Virgili, 1998, p. 262.

Nota: modificado de Filho e Virgili, 1998.

Serão apresentadas particularidades sobre alguns métodos de análise de estabilidade para o caso de ruptura circular.

2.3.3.1 Introdução ao Método do Equilíbrio Limite

Conforme Velloso, Maria e Lopes (1998), os métodos das linhas de deslizamento e da análise limite se fundamentam na teoria da plasticidade e, desde que determinadas condições sejam cumpridas, podem conduzir a soluções corretas para problemas de estabilidade. Uma técnica alternativa para análise de configurações de

colapso é aquela denominada de método do equilíbrio limite. Para se empregar este método, deve-se admitir que o solo possui um comportamento rígido-plástico perfeito. O método do equilíbrio limite consiste em se construir um mecanismo de colapso, arbitrário, constituído por formas genéricas (plana, circular e espiral logarítmica, entre outras) simples ou associadas. Posteriormente, garante-se o atendimento ao critério de escoamento em todos os pontos da superfície de escoamento, analisa-se o equilíbrio estático dos blocos (ou bloco) que compõem o mecanismo de colapso. Assim, o problema se resume na pesquisa do mecanismo de colapso que oferece maior risco e menor segurança, conseqüentemente. Este método é essencialmente aproximado, porém a experiência tem mostrado que conduz a soluções que concordam relativamente bem com as observações de colapso em casos reais de obras. O método tem sido amplamente empregado em engenharia geotécnica, particularmente na análise de estabilidade de taludes e obras de contenção (Velloso, Maria e Lopes, 1998).

Os métodos de equilíbrio limite têm sido aplicados com sucesso na análise de estruturas de contenção tanto no campo (eg., Clouterre, 1991 *apud* Ortigão, Zirlis e Palmeira, 1993) como em modelos de laboratório (eg., Palmeira, 1987, Palmeira e Milligan, 1989 e Lanz, 1992 *apud* Ortigão, Zirlis e Palmeira, 1993).

Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993) indicam a necessidade de estudos adicionais para a quantificação da influência dos aspectos discutidos anteriormente sobre a magnitude do fator de segurança.

Arellano e Stark (2000) descrevem que os métodos de equilíbrio limite bidimensionais são baseados nas condições planas de deformação. Isto assume que uma superfície de ruptura é infinitamente ampla tais como os efeitos tridimensionais, que são insignificante comparado com a condução global e forças resistentes.

2.3.3.2 O Método do Equilíbrio Limite na Aplicação de Reforços

Os métodos de fatias de Bishop e Fellenius, que definem o fator de segurança como uma relação entre somatórios de momentos resistentes e instabilizantes, consideram o efeito do reforço de duas formas: primeiro, provocando um momento resistente; segundo, decompondo as forças aplicadas pelo grampo incorporando-as às demais forças atuantes na fatia. Essas considerações levam a fatores de segurança diferentes.

Os métodos que definem fatores de segurança somente através da relação de momentos apresentarão superfícies críticas, não necessariamente realistas, que minimizem os momentos gerados pelo reforço. O resultado obtido será certamente diferente dos métodos que definem o fator de segurança por relações de forças, ou através do fechamento de polígono de forças (Ortigão, Zirlis e Palmeira, 1993).

2.3.3.3 Estimativa de Estabilidade por Meio do Fator de Segurança

Conforme Vargas (1981) a estabilidade de um talude depende dos seguintes fatores: a coesão (c), o ângulo de atrito interno (ϕ) e o peso da cunha deslizante, sendo este último decomposto na massa específica aparente do material γ , a inclinação do talude i , e a sua altura H , se o círculo passar pelo pé do talude. Serão, portanto, quatro parâmetros que, com o coeficiente de segurança FS , podem servir para o cálculo dos taludes em material homogêneo e sem aparecimento de pressões neutras, de uma forma generalizada. Esses cálculos foram feitos por Taylor e publicados em 1937 através de gráficos considerando a ruptura no pé do talude e rupturas profundas.

Primeiramente é necessário calcular o fator de estabilidade N_c , no qual se correlaciona diretamente a estabilidade do talude, definido como:

$$N_c = \frac{c}{FS \cdot \gamma \cdot H} \quad [1]$$

Onde:

c – coesão (kPa)

FS – fator de segurança

γ – peso específico aparente do solo (kN/m^3)

H – altura do talude

Com esse fator de estabilidade e com o ângulo de atrito do material, é possível encontrar a inclinação i do talude estável. Pode-se inversamente, partir do talude existente e do ângulo de atrito disponível e calcular-se N_c necessário para estabilidade. Se N_c disponível for maior que o N_c necessário haverá estabilidade.

Este cálculo de estabilidade tem grandes desvantagens, pois só pode ser efetuado quando se desconhecem as pressões neutras e se tomam valores de c e ϕ correspondente a ensaios de drenagem. Neste caso, acredita-se então que os taludes rompem sem que haja a possibilidade da drenagem da água intersticial, sem o

desenvolvimento de pressões neutras nos interstícios do solo do maciço, durante o rompimento e que não haja percolação d'água através do maciço taludado e nem ocorra o adensamento.

Para tanto, foram desenvolvidos métodos de cálculos mais elaborados que introduzam os fatores condicionantes.

2.3.3.4 Método da Espiral Logarítmica ou de Rendulic

Neste método, a superfície de escorregamento adotada é uma espiral logarítmica que, em virtude de determinadas propriedades dessa curva, facilitam a análise matemática do problema.

Arbitra-se um centro da espiral logarítmica na qual, intercepta o talude segundo o alinhamento de uma curva. As forças resistentes devidas à coesão do material agindo ao longo da superfície de ruptura são iguais ao produto da coesão do material com cada segmento elementar da superfície de ruptura (δs). Considera-se o ângulo do raio vetor da espiral igual ao ângulo de atrito interno do material, induzindo as forças de atrito a passar pelo centro da espiral e conseqüentemente sua resultante.

Para a análise de estabilidade, igualam-se os momentos das forças atuantes (peso próprio do material) e os momentos das forças resistentes em relação ao centro da espiral (o momento da resultante força de atrito é zero).

Quando não se conhece previamente a superfície potencial de ruptura, determina-se por tentativas a curva de fator de segurança mínimo, variando-se a posição do centro da espiral (Guidicini e Nieble, 1983).

2.3.3.5 Método de Taylor ou do Círculo de Atrito

O método é basicamente gráfico e baseia-se no conceito de cone de atrito. Considera a análise de um círculo potencial de ruptura de raio r , centro O e sobre um determinado elemento desse círculo, atuará uma força normal e um tangencial. Formando-se então uma resultante que, deverá estar dentro do cone de atrito formado pelo ângulo de atrito interno (ϕ) e a normal, para que não ocorra o deslizamento de elemento considerado.

A partir do centro “O”, traça-se um novo círculo de raio “ $r \text{ sen } \phi$ ” e se a linha de ação da resultante tangenciar o círculo de atrito, este estará no estado de equilíbrio limite, isto é, fator de segurança igual a 1 (um). Porém, se a linha de ação da resultante não cortar nem tangenciar o círculo de atrito, o fator de segurança será menor que a unidade (Guidicini e Nieble, 1983).

2.3.3.6 Ábacos de Taylor

Taylor em 1937, visando facilitar a análise de estabilidade pelo processo descrito no item anterior, estabeleceu uma teoria aplicada apenas para solos homogêneos simples e em casos que não envolvam percolação de água e como medida preliminar em situações mais complexas.

Taylor indica dois casos para a utilização do ábaco onde, no caso A, para taludes íngremes, os círculos críticos passam no ponto mais baixo da superfície de ruptura no pé do talude e para taludes menos íngremes, caso B, são apresentados três subcasos onde, os círculos críticos passam, acima, pela superfície (no pé do talude) e abaixo à superfície de ruptura no pé do talude.

Pelo método estabelecido de Taylor, a estabilidade depende de: coesão (c), atrito interno (ϕ), inclinação do talude (i), peso específico aparente (γ) e altura do talude (h).

Fazem-se tentativas sucessivas até a coincidência do fator de segurança resistente pelo fator de segurança calculado (Guidicini e Nieble, 1983).

2.3.3.7 Método das Fatias ou Sueco

Esse método foi desenvolvido pelo engenheiro sueco Fellenius, em 1936, baseia-se na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de seção circular sendo esse volume dividido em fatias verticais. Admitiu, em sua análise, que as forças laterais atuantes entre as fatias eram iguais em ambos lados. Esta hipótese é exata apenas no caso de superfícies mais planas e em materiais de ângulo de atrito constante.

O método das fatias permite levar em consideração a heterogeneidade do terreno, pois é possível considerarem-se “ c ”, “ ϕ ” e “ γ ” para diferentes fatias, conforme

tipo de camada de solo e ainda levar em conta as pressões neutras que apareçam ao longo da superfície de ruptura, sejam essas provenientes de submersão, percolação, adensamento ou deformações de cisalhamento.

2.3.3.8 Método de Bishop

Este método foi proposto por Bishop, em 1955, no qual considera a análise da estabilidade de um talude, utilizando a divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias. Este método apresenta uma variação do método de Fellenius, levando em consideração as reações entre as fatias vizinhas através dos efeitos dos empuxos e cisalhamento ao longo das faces laterais das fatias (Vargas, 1981).

Segundo Rogério (1977) *apud* Fiori e Carmignani (2001), o método de Fellenius leva a uma superestimação do fator de segurança (FS) da ordem de 15% em relação ao de Bishop, fornecendo um valor conservador.

2.3.3.9 Método Simplificado de Bishop

O método de Bishop Simplificado apresenta uma equação que permite o cálculo do fator de segurança de um determinado círculo. Nesta equação é necessário que se pesquisem vários círculos para se obter o valor mínimo de FS.

As hipóteses simplificadoras adotadas para este método, relacionam as forças entre as fatias e a determinação da força normal a base da fatia. A resultante das forças entre as fatias deve ser considerada horizontal e o tipo da superfície de ruptura é circular onde, tem-se n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. O fator de segurança é determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.

O método de Bishop, na prática aconselha considerar estável o talude em que: $FS_{\min} > 1,5$.

$$FS = \frac{1}{\sum \Delta P \sin \alpha} \sum \left[c' \Delta x + tg \phi' \Delta P (1 - \bar{B}) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{tg \phi' tg \alpha}{S_0}} \right] \quad [2]$$

2.3.3.10 Método de Janbu

O método de Janbu é utilizado quando as superfícies de escorregamento não são necessariamente circulares. A fórmula de Janbu é bastante similar a do método simplificado de Bishop e o valor do fator de segurança calculado pelo método é igual ao obtido pelo método de Bishop, multiplicado pelo fator de correção (f_o) que relaciona a geometria da superfície de escorregamento em estudo e leva em consideração os efeitos das forças tangenciais, depende dos parâmetros (c e ϕ) e considera a influência das forças verticais entre as lamelas. Em geral tem-se $1,0 \leq f_o \leq 1,3$ (Fiori e Carmignani, 2001).

O tipo da superfície de ruptura deste método é qualquer onde se têm n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. A posição da última fatia não é utilizada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. O fator de segurança é determinado a partir do equilíbrio das forças e de momentos.

$$FS = f_o \left(\frac{1}{\sum \Delta P \sin \alpha} \sum [c' \Delta x + tg \phi' \Delta P (1 - \bar{B}) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{tg \phi' tg \alpha}{S_0}}] \right) \quad [3]$$

2.3.3.11 Gráficos de Bishop e Morgenstern

O método apresenta graficamente ábacos para o cálculo expedito do coeficiente de segurança desde que satisfizessem as seguintes condições:

- A resistência ao cisalhamento do talude pudesse ser representada em termos de pressão efetiva;
- O parâmetro que expressa a relação entre a pressão neutra e a pressão vertical do peso de terra (B), fosse aproximadamente constante ao longo da superfície de ruptura;
- Os taludes fossem simples, não considerando bermas em seu pé ou sobrecargas na sua crista;
- Quando o talude não se apóia sobre um material mais resistente, a equação de resistência e o parâmetro (B) são aproximadamente os mesmos para o talude e para a fundação.

2.3.4 Métodos Baseados em Análise Numérica

Nos modelos matemáticos, bi e tridimensionais, têm-se respectivamente, duas e três direções coordenadas independentes, e os correspondentes comportamentos são expressos por equações em derivadas parciais nessas coordenadas. Com finalidade de substituir a resolução analítica das equações em derivadas parciais dos modelos matemáticos pela resolução de sistemas de equações algébricas, foram desenvolvidos os métodos discretos, numéricos ou aproximados. Esses métodos introduzem aproximações adicionais aos modelos matemáticos, formando os correspondentes modelos discretos, nos quais busca a determinação de incógnitas em um número finito de pontos (Soriano, 2003).

Segundo Velloso, Maria e Lopes (1998), os métodos numéricos, que fornecem a solução do problema apenas em alguns pontos do domínio, são chamados métodos discretos. A solução obtida será tão mais próxima da exata quanto maior for o número de pontos na solução numérica, ou seja, mais refinada for a malha. O aumento do número de pontos em estudo, por outro lado, aumenta o trabalho computacional.

Os métodos numéricos podem incorporar nas análises características realísticas dos problemas tais como: heterogeneidade de materiais, geometria, anisotropia, etc., de maneira a se obter soluções consistentes (Ferreira e Farfán, 2005).

Os principais métodos numéricos em engenharia, pela ordem cronológica de aparecimento, são (Velloso, Maria e Lopes, 1998):

- Método das diferenças finitas (MDF): consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica, que relaciona valores da variável do problema (FIGURA 2 a) em um ponto aos valores em quatro pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim, na solução de um problema pelo MDF é necessário se traçar uma malha ortogonal sendo a solução obtida nos pontos de intercessão da malha (FIGURA 2 b);

- Método dos elementos finitos (MEF): consiste na divisão do problema em elementos cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades conectadas apenas em alguns pontos através dos quais interagem entre si (FIGURA 2 c). Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com uma geometria

complexa. Ainda, cada elemento pode ter propriedades próprias, o que permite resolver casos heterogêneos;

- Método dos elementos de contorno (MEC): consiste na discretização apenas da fronteira do domínio de um problema em elementos (elementos de contorno), reduzindo-se o trabalho de divisão do domínio e do número de equações. O MEC tem sido utilizado basicamente em problemas lineares e homogêneos (FIGURA 2 d).

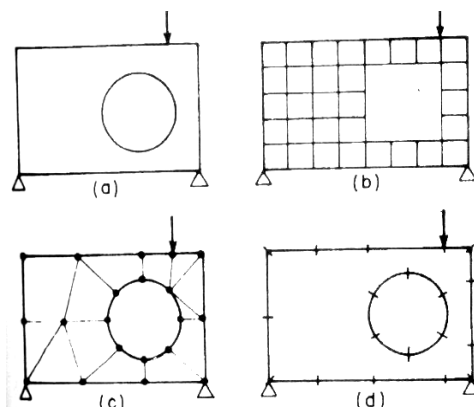


Figura 2 – Esquema de solução de um problema por MDF (b), MEF (c) e MEC (d).
Fonte: Velloso, Maria e Lopes (1998), p. 189.

Pode-se afirmar que o método dos elementos finitos é o que se aplica de forma mais ampla, simples e eficiente em análises de engenharia. Estudaremos o Método dos Elementos Finitos, mais detalhadamente no Capítulo 4, pois será objeto de uso nas análises tridimensionais de estabilidade de talude.

2.3.5 Fator de Segurança (FS)

O fator de segurança é a relação entre os esforços estabilizantes (resistentes) e os esforços instabilizantes (atuantes) para determinado método de cálculo adotado. Porém, essa determinação, derivada do cálculo, não é o fator de segurança realmente existente, devido à imprecisão das hipóteses, incertezas dos parâmetros do solo adotado, etc (NBR 11682, 1991).

Conforme Caputo (1988), um talude é considerado estável quando seu fator de segurança mínimo for maior que o fator de segurança requerido e este for maior que 1,5. Um talude é considerado em estado de iminência de ruptura quando seu fator de segurança mínimo for igual a 1,0 e um talude é considerado instável quando seu fator de segurança mínimo for menor que 1,0. A Norma NBR 11682, 1991 estabelece um padrão

de fator de segurança mínimo através da utilização de modelos matemáticos (TABELA 3).

TABELA 3
Padrões de segurança quanto à utilização de modelos matemáticos

Grau de Segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo (*)	Padrão: Deslocamento máximo
Alto	1,50	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
Médio	1,30	
Baixo	1,15	

Nota: (*) Podem ser adotados fatores diferentes, desde que justificados.

Fonte: NBR-11682, 1991, p. 18.

Os fatores de segurança que expressam a estabilidade de um talude ou uma encosta são calculados pelo quociente entre a resistência do terreno e as forças motoras, ao longo da superfície de movimentação (TABELA 4). Necessitam do pré-estabelecimento da geometria da ruptura e a admissão de um regime de deformação do tipo rígido-plástico, simplificador do verificado em terrenos naturais. A adoção de um determinado valor de FS, num projeto visando à implantação de talude, depende de vários fatores, entre os quais destacam-se as conseqüências potenciais associadas a instabilização do talude, a dimensão do talude, a heterogeneidade do maciço investigado, a base de dados utilizada entre outros (Filho e Virgili, 1998).

Conforme Fiori (2001), define-se o fator de segurança, como sendo a razão entre a resultante das forças resistentes ao escorregamento e a resultante das forças solicitantes ou favoráveis ao movimento.

O fator de segurança é dado por:

$$FS = \frac{\text{força}_{\text{resistente}}}{\text{força}_{\text{solicitante}}} \quad [4]$$

A força resistente é função dos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) e as forças solicitantes, são determinadas através das forças externas aplicadas (gravidade, carregamento) e pelo peso próprio da massa de solo.

$$\tau_{res} = c + \sigma g \phi \quad [5]$$

Uma outra maneira de definir o fator de segurança é que “o fator de segurança pelo qual a resistência ao cisalhamento do solo teria que ser dividido, no qual manteria o talude em um estado de equilíbrio mal estável” (Duncan, 1996).

TABELA 4

Fatores de segurança determinísticos e respectivas condições de estabilidade do talude.

FATOR DE SEGURANÇA	CONDIÇÃO DO TALUDE
FS < 1,0	<u>Talude instável</u> ; caso o talude venha a ser implantado (corte ou aterro) nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à <u>iminência de ruptura</u> ; também condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálises.
FS > 1,0 (pouco maior)	<u>Condição estável</u> ; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS > 1,0 (muito maior)	<u>Condição estável</u> ; quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetidos a condições críticas (percolação d'água, etc).

Fonte: Carvalho, 1991 *apud* Filho e Virgili (1998), p. 260.

2.4 A TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO

2.4.1 Histórico sobre Estabilização de Taludes em Solo Grampeado

A técnica de “*Soil Nailing*” ou “Solo Grampeado”, vem sendo utilizado há cerca de quatro décadas. Trata-se de uma estabilização rápida, temporária ou permanente de taludes e escavações, obtida através da inclusão de elementos resistentes a flexão composta, denominados de grampos ou chumbadores, aliado a revestimento de concreto projetado e tela metálica (Zirlis, 1988).

A necessidade de estabilização rápida e escavações teve sua origem nas minas de exploração de minérios, sendo, portanto um problema antigo e basicamente restrito à engenharia de minas. A partir da década de 50, houve um crescimento muito grande da aplicação de ancoragens curtas, tipo Perfo, Sn Anker, Berg-Jet, para estabilização de túneis e emboques de túneis, na França, Alemanha e Áustria (Zirlis, 1988).

A partir de 1945 o professor Ladislau von Rabcewicz desenvolveu o NATM (“New Austrian Tunneling Method”) para avanço de escavações em túneis rochosos, cuja patente foi depositada em 1948. Sob efeito do peso de terras e tensões confinantes, uma cavidade tende a se deformar, reduzindo seu diâmetro. Na circunvizinhança da cavidade se forma a chamada zona plástica, com tensões radiais crescentes. Obtinha-se a estabilização com a aplicação, logo após a escavação, de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos radiais na zona plástica, com controle de deformações da cavidade. Este revestimento estaria, portanto sujeito a uma carga reduzida, face às deformações já havidas. O método evoluiu para a aplicação num túnel em xisto grafítico argiloso (túnel Massemberg), em 1964. Seguiu-se com as aplicações em solo pouco competentes, como aqueles encontrados nas minas austríacas, substituindo pesados escoramentos de madeira por finas camadas de concreto projetado e chumbadores. Em 1970, Lizzi apresentou seu processo de estabilização de encostas em solo com chumbadores integrais longos não protendidos, executados em várias inclinações e fixados às vigas de concreto armado, denominado o processo de “Urditura Tridimensionale Pali Radice”. Na França, em 1972, a empresa Bouygues, com a experiência adquirida no NATM, e em consórcio com a Soletanche, aplicaram o sistema de solo grampeado para um talude ferroviário próximo a Versailles. Os taludes eram em arenitos com inclinação de 70 graus e área total de 12.000 m². Do sucesso desta obra decorreu a intensificação do uso do método para escavações e taludes neste país. Até 1986, cerca de 12.000 m² foram estabilizados e diversos programas de pesquisas estão em desenvolvimento (Zirlis, 1988).

O desenvolvimento desta tecnologia na Alemanha Ocidental teve seu início em 1975, uma associação dirigida pela empresa Karl Bauer AG, a Universidade Karlsruhe e o Ministério da Pesquisa e Tecnologia, um programa de 4 anos para estudo de 8 modelos em escala real, analisados por Stocker, Gudehus e Gassler (1979) *apud* Zirlis (1988). São poucas as publicações alemãs; porém, conforme Gassler e Gudehus

(1981) *apud* Zirlis (1988), já foram executadas mais de duas dezenas de obras desta natureza, com pleno sucesso.

Nos Estados Unidos o sistema foi empregado em 1976 nas escavações para construção do Hospital “Good Samaritan” em Portland, Oregon, pela empresa Kulchin e Consorciados. Entretanto, cerca de 10.000m² de contenções com alturas de até 18 m foram executadas anteriormente a 1976 no Canadá. Um programa de pesquisas da Universidade da Califórnia foi conduzido por Shen (1981) *apud* Zirlis (1988), com ensaios em modelos instrumentados e em escala real. Até o final da década de 70, engenheiros das três grandes potências realizaram seus trabalhos isoladamente, sem troca de informações. A partir de então, em 1979 houve uma conferência em Paris sobre o assunto, que permitiu em função da exposição das obras já executadas e estudos, um grande aumento nas obras projetadas e executadas.

O desenvolvimento da técnica de solo grampeado no Brasil pode ser subdividido em duas fases: a fase empírica e a fase atual.

A fase empírica iniciou em 1966, onde a empresa suíça radicada no Brasil “Ródio Perfurações e Consolidações” aplicou apenas concreto projetado e tela metálica para estabilização de taludes na barragem de Xavantes. Por volta de 1970, a técnica foi aplicada com base na experiência de construtores em NATM, sem um esforço de análise do comportamento, utilizando tratamento com chumbadores curtos, concreto projetado e tela metálica nos emboques do túnel-05 do Sistema Cantareira de Abastecimento de água para São Paulo. A partir de 1972, foram aplicadas contenções por chumbadores, perfurados e injetados com calda de cimento ou somente cravados, e reticulados de microestacas nos túneis e taludes da Rodovia dos Imigrantes.

A fase atual, iniciada mais recentemente em obras mais arrojadas, tendo sido projetadas de uma maneira racional, através dos métodos de análise. A literatura divulgada sobre a aplicação do solo grampeado no Brasil vem crescendo, porém sabe-se que muitas obras permanentes já foram executadas e não foram escopos de trabalhos técnicos.

Pretendendo-se compor um histórico nacional sobre a utilização de solo grampeado Abramento, Koshima e Zirlis (1998) realizaram uma pesquisa entre técnicos da área geotécnica, no período de 1983 a 1996. O resultado alcançado foi o número de 60 obras num total de 45.923 m², sendo todas de caráter permanentes e em solo. Em 18 casos foi utilizada uma rotina de cálculo e houve somente um caso instrumentado,

embora todos tenham indicado bom desempenho visual das obras. Não se sabe de obra projetada neste sistema que após sua execução se mostrou inadequada ou alterada para outro método de contenção.

2.4.2 A Utilização da Técnica de Grampeamento

Pode-se comparar a técnica de grampeamento com as técnicas de execução do reticulado de estacas raiz e estacas de grande diâmetro. As técnicas de grampeamento e execução de reticulado de estacas raiz são aplicáveis a taludes ou escavações muito íngremes, até verticais, formando um maciço estável de contenção semelhante a um muro de gravidade. No caso de solo grampeado, as nervuras são executadas horizontalmente ou sub-horizontalmente aumentando assim a resistência ao cisalhamento do solo através de seu trabalho a tração. As estacas raiz são executadas paralelas à face do talude e com pequenas inclinações com a vertical, em que cada elemento é solicitado à tração, flexão e cisalhamento. Já no caso das estacas de grande diâmetro são aplicáveis a taludes mais abatidos, objetivando reduzir ou estabilizar os movimentos de um plano de escorregamento bem definido, necessitando, portanto ter grande inércia à flexão, motivo pela qual suas dimensões são muito superiores aos chumbadores e estacas raiz (Zirlis, 1988).

Embora haja diferenças básicas na forma de trabalho dos três tipos de reforço citados anteriormente, ocorrem situações em que mais de um sistema poderá ser aplicado. Deve-se objetivar que os elementos executados no maciço possam trabalhar aumentando a resistência ao cisalhamento da área tratada. Portanto seu desempenho será melhor sempre que for possível atravessar o plano de escorregamento, trabalhando cada nervura à tração.

Desta forma para taludes ou escavações íngremes em subsolos arenosos, a aplicação de solo grampeado será mais econômica que o reticulado de estacas raiz, considerando-se a necessidade de um número elevado destes últimos em relação aos chumbadores. Quando se objetiva a estabilização de taludes abatidos, ou o chumbamento sistemático, ou o conjunto de estacas raiz será a solução. No caso dos taludes acima com possibilidade de acesso de equipamentos pesados e plano de escorregamento bem definido a solução por estacas de grande diâmetro provavelmente será mais viável (Zirlis, 1988).

2.4.2.1 Principais Vantagens da Técnica de Grampeamento do Solo

Conforme Zirlis (1988) a aplicação desta técnica está vinculada ao seu conhecimento e oferecimento de vantagens com relação aos métodos tradicionais existentes. Através de análises de obras já executadas e de experiência, pode-se listar alguns fatores que conduzem ao seu uso, sendo eles:

- economia com relação aos sistemas de contenção atirantadas;
- maior rapidez executiva, com o trabalho de forma contínua;
- equipamentos e execução de pequeno porte com acesso a áreas reduzidas, densamente ocupadas e instáveis;
- facilidade de adaptação a geometrias variáveis, se acomodando perfeitamente ao perfil existente;
- os movimentos necessários para mobilização do trabalho dos chumbadores são muito pequenos;
- permitem o avanço dos serviços de contenção de forma contínua não necessitando de paralisações para, aguardar cura, ensaios e protensão das ancoragens atirantadas.

2.4.2.2 Desvantagens e Limitações de Aplicação do Método

A principal desvantagem da técnica de grampeamento apresentado por Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993) é quanto aos deslocamentos provocados pela flexibilidade da estrutura. A execução de uma contenção deste tipo, próxima a uma estrutura muito sensível a movimentos do terreno, requer cuidados especiais, como a adoção de ancoragem convencional para diminuir a sua flexibilidade.

Conforme Zirlis (1988) assim como os outros tipos de contenções, a técnica de solo grampeado também possui algumas limitações, sendo elas:

- as escavações serão limitadas pelo espaçamento entre duas linhas de chumbadores necessitando para tal que o talude permaneça estável por algumas horas até a execução dos serviços;
- não é aplicável em escavações em argila mole, uma vez que será necessária uma alta densidade de chumbadores com comprimentos elevados para este caso.

2.4.3 Processo de Execução da Técnica de Grampeamento

Scoz (2002) descreve em seu trabalho as etapas executivas da técnica de grampeamento:

1. Nivelamento da superfície, na geometria de projeto;
2. Cortes do talude em bancadas (se necessário);
3. Execução do sistema de drenagem interna (drenos profundos);
4. Execução dos furos das linhas de chumbadores;
5. Preparação e aplicação dos chumbadores: corrosão, espaçadores, etc;
6. Injeção de calda de cimento nos furos;
7. Colocação da malha de aço (se houver);
8. Aplicação de concreto projetado (com ou sem a adição de fibras);
9. Execução do sistema de Drenagem Externa (canaletas).

2.4.4 Métodos de Análises de Solo Grampeado

Na década de 70, as obras de grampeamento eram projetadas empiricamente, baseando-se em similaridades com casos bem sucedidos. A partir dos anos 80, com a popularização do uso de computadores, métodos racionais de análise foram desenvolvidos. Porém, muitas das obras brasileiras até hoje, ainda são construídas com base em projetos essencialmente empíricos (Zirlis, Val e Neme, 1999).

Zirlis, Val e Neme (1999) indicam em seu trabalho dois métodos relativamente simples de dimensionamento baseados em equilíbrio limite e uma introdutória sobre um terceiro método, baseado em análise de tensões e deformações. As duas análises baseadas no conceito de equilíbrio limite são dimensionadas segundo o método do pseudomuro de gravidade: análise do equilíbrio externo e análise do equilíbrio interno.

A análise do equilíbrio externo assegura se forem satisfeitos os quatro modos de ruptura ilustrados na FIGURA 3, apresentados abaixo:

- (a) deslizamento do contato entre a base e o solo de fundação;
- (b) tombamento em torno do pé;
- (c) plastificação sob o pé do muro devido ao desenvolvimento de tensões acima da capacidade de carga do solo de fundação;

(d) estabilidade geral considerando-se superfícies potenciais de escorregamentos que englobem toda a estrutura de contenção.

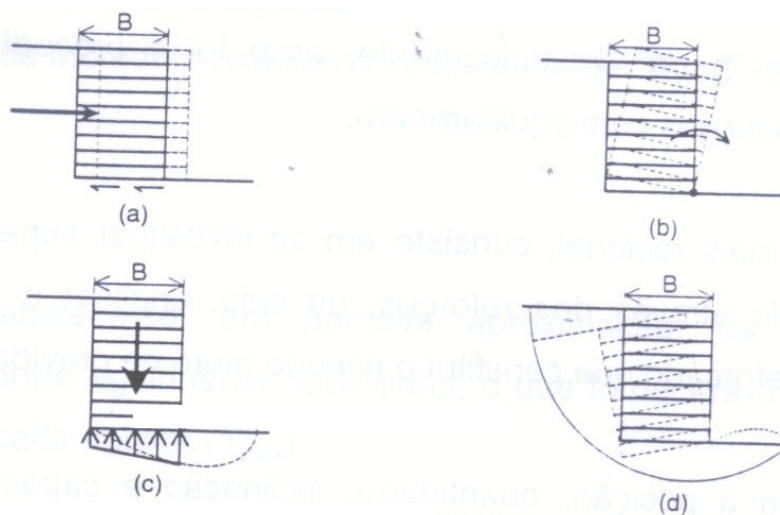


Figura 3 – Modos de instabilização externa.

Fonte: Zirlis, Val e Neme, 1999.

A análise do equilíbrio interno define qual seria o reforço a ser introduzido que tornaria o pseudomuro como um “monólito” através da largura desse muro equivalente, já estabelecida.

Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993) apresentam os principais métodos de análise de obras de solo grampeado (TABELA 5). Todos os métodos subdividem o terreno atrás do muro em uma cunha ativa, limitada por uma superfície potencial de deslizamento, sendo o restante considerada zona passiva, onde os grampos são fixados. A análise de estabilidade global é feita considerando os esforços estabilizantes dos grampos atuando nesta cunha ativa. Os métodos diferem quanto à forma da superfície de ruptura, quanto ao método do de cálculo de equilíbrio de forças atuantes e quanto à natureza das forças.

O método Alemão considera a superfície de ruptura bilinear, composta por dois segmentos de reta. Foi avaliado através de observações em modelos reduzidos e de campo em onde cargas concentradas foram aplicadas sobre o aterro.

Os métodos de Davis, o Alemão e o de Escoamento consideram os elementos de reforço sujeitos unicamente a tração. O atrito unitário máximo na interface solo-grampo é admitido como tendo um valor constante q_s e o valor da tração aplicada em cada grampo na superfície de ruptura é então calculado. O valor de q_s é estimado a

partir de ensaios de arrancamento laboratoriais e posteriormente verificado in loco (Ortigão e Palmeira, 1992 *apud* Ortigão, Zirlis e Palmeira, 1993).

O método Cinemático e o Multicritério consideram a flexão composta nos grampos. Os valores dos esforços de tração T_n e de cisalhamento T_c são obtidos através de uma análise tipo Winkler, considerando o grampo sobre apoio elástico suportado por molas não-lineares que representam a pressão do terreno (Ortigão e Palmeira, 1992 *apud* Ortigão, Zirlis e Palmeira, 1993).

TABELA 5
Métodos de análise do solo grampeado.

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS					
	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência (*)	Stocker et al., 1979	Shen et al., 1981	Schlosser, 1983	Juran et al., 1988	Bridle, 1989	Anthoine, 1990
Análise	Equilíbrio Limite	Equilíbrio Limite	Equilíbrio Limite	Tensões Internas	Equilíbrio Limite	Teoria do escoamento
Divisão da massa de solo	2 cunhas	2 blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco Rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bi-linear	Parabólica	Circular ou poligonal	Espiral Log	Espiral Log	Espiral Log
Grampos resistem a:						
Tração	X	X	X	X	X	X
Cisalhamento			X	X	X	
Flexão			X	X	X	
Inclinação da parede	Vertical / inclinada	Vertical	Qualquer	Vertical / inclinada	Vertical / inclinada	Vertical ou inclinada
Nº de camadas de solo	1	1	Qualquer	1	1	1

Fonte: ORTIGÃO, ZIRLIS E PALMEIRA, 1993, p. 299.

Nota: (*) Referências citadas por Ortigão, 1993.

O método Cinemático, entretanto, leva em consideração somente os fatores de segurança parciais, calculados a partir de análise do estado de tensões internas na massa de solo. Sua aplicação é simplificada através de ábacos disponíveis na literatura.

O método Multicritério é baseado em método de equilíbrio limite de fatias em que os grampos aplicam na base de cada fatia os esforços estabilizantes de tração e

cisalhamento. O fator de segurança global pode então ser calculado para a massa total de solo. As demais hipóteses estabelecidas por Schlosser (1983) apud Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), para este método dizem respeito: à resistência do material de reforço empregado (tração e o cisalhamento); supõe o atrito solo-grampo constante e igual à q_s ; admite que a tensão p aplicada pelo terreno normal ao eixo de um elemento de reforço deve ser inferior a um valor limite $p_{m\acute{a}x}$ e admite a equação de Mohr-Coulomb para a resistência do solo.

2.5 RELAÇÃO ENTRE CUSTOS E SOLUÇÕES TÉCNICAS E NÚMERICAS

Nastri, Bes e Kochen (2004) concluem que, empregando recursos de modelagem numérica em análises de projetos de contenção em solo grampeado e a realização de investigações de campo mais confiáveis e precisas levam um projeto geotécnico ser mais econômico e mais seguro sendo este executado sem imprevistos ou acréscimos de quantitativos ou custos. Apresentando os benefícios de um projeto detalhado e criterioso para o bom andamento da obra.

Tozatto, Lopes e Danziger (2001) analisaram, pelos métodos bidimensionais convencionais (Fellenius, Bishop simplificado, Janbu e Spencer) e dos elementos finitos (estudo de tensão-deformação), a estabilidade de sete soluções usuais para contenção de taludes em corte, verificando-se posteriormente o custo de cada uma. As soluções em estudo foram, muro tipo: gravidade em solo-cimento, gravidade em gabiões, solo grampeado, concreto ciclópico, cortina atirantada, concreto armado ancorado pela base e concreto armado. As análises dos resultados em termos de tensões e deformações podem ser úteis quando, as preocupações maiores de uma estrutura são os deslocamentos. Para tanto, são necessários os parâmetros do comportamento tensão-deformação do solo, para uma modelagem confiável. Com relação aos custos, a solução em solo grampeado foi a que apresentou a melhor viabilidade técnico-econômica, devido sua facilidade de implantação e processo executivo.

Porém, se calculados tridimensionalmente, os custos com execução da solução poderiam ser reduzidos, em função de um projeto mais bem elaborado e econômico. Por outro lado, os autores Falconi e Alonso (1996) discutem sobre a comparação de custos entre solo grampeado e cortina atirantada uma vez que, nesta segunda, são realizados ensaios nos tirantes, aumentando a confiabilidade da estrutura

e/ou corrigindo possíveis problemas. Já no solo grampeado, essa verificação (ensaios de arrancamento) é pouco realizada, diminuindo significamente a confiabilidade da estrutura e aumentando o risco da solução.

CAPÍTULO 3 ESTUDO DE CASO

3.1 GENERALIDADES

Tubulações enterradas são estruturas amplamente utilizadas no segmento de transporte de fluidos e gases no Brasil e no mundo. Estas percorrem grandes distâncias e atravessam diversas unidades geomorfológicas, estáveis e instáveis, estando sujeitas a todos os processos que envolvam os terrenos de fundações, devendo então ser encaradas como obras geotécnicas (Soares e Musman, 2001).

O estudo de caso refere-se ao talude marginal à SC-407 que interliga a BR-101 ao Município de São Pedro de Alcântara-SC que, cruza a faixa de domínio do Gasoduto Bolívia Brasil – GASBOL, no Km 767+900m do mesmo (FIGURA 4).



Figura 4 – Vista geral do talude antes da estabilização.

Fonte: Arquivos internos TBG.

O Gasoduto Bolívia Brasil, é o maior gasoduto da América Latina e transporta gás natural proveniente da cidade de Rio Grande, na Bolívia; até a cidade de Canoas, na Grande Porto Alegre. São 3.150 km de extensão, sendo 2.593 km em solo brasileiro e 557 km em solo boliviano. Sua capacidade é de até 30 milhões de m³ de gás natural por dia em tubos de aço carbono de 16 a 32 polegadas de diâmetro, trabalhando a uma pressão máxima de 100 Kgf/cm² e mínima de 75 Kgf/cm². O gasoduto foi

construído nas mais variadas e difíceis condições de passagem; atravessando fazendas, cidades, montanhas, rios, rodovias e cortando cinco estados brasileiros (Mato Grosso do Sul, São Paulo, Paraná Santa Catarina, Rio Grande do Sul) respeitando sempre o meio ambiente e as comunidades por onde passa.²

O talude em estudo encontra-se na margem direita da SC-407, sentido Leste-Oeste, entre as coordenadas UTM N=6.947.980m e E=722.350m. O talude é formado de material de aterro depositado durante a fase de construção da rodovia. Este talude compõe-se basicamente por duas camadas de solo, silte-argiloso e silte-arenoso. Na geologia da região encontra-se presença de solo formado pela decomposição do granito.

O talude em análise apresentou em sua crista pequenas trincas de tração, caracterizando a iminência de ruptura em uma pequena área superficial de terra. Isso causou preocupação nos técnicos da TBG que solicitaram sondagens no local e posteriormente projetaram um sistema de estabilização do maciço em solo.

A preocupação da TBG, é quanto à integridade física da extensão de todo o gasoduto uma vez que, qualquer movimentação e/ou carregamento adicional pode ocasionar esforços na tubulação.

A empresa projetista, contratada para projetar a contenção, optou pela solução que deveria atender aos pré-requisitos acima citados pela contratante. A solução adotada para a estabilização do talude foi em solo grampeado, que atendia as exigências feitas pela TBG.

O detalhamento executivo da obra foi citado por Oliveira e Vasconcellos (2005).

A FIGURA 5 apresenta o projeto final de estabilização em solo grampeado para o talude em estudo, adotado pela projetista e executado pela TBG.

A FIGURA 6 apresenta a vista geral do talude, após estabilização.

² Extraído de www.tbg.com.br

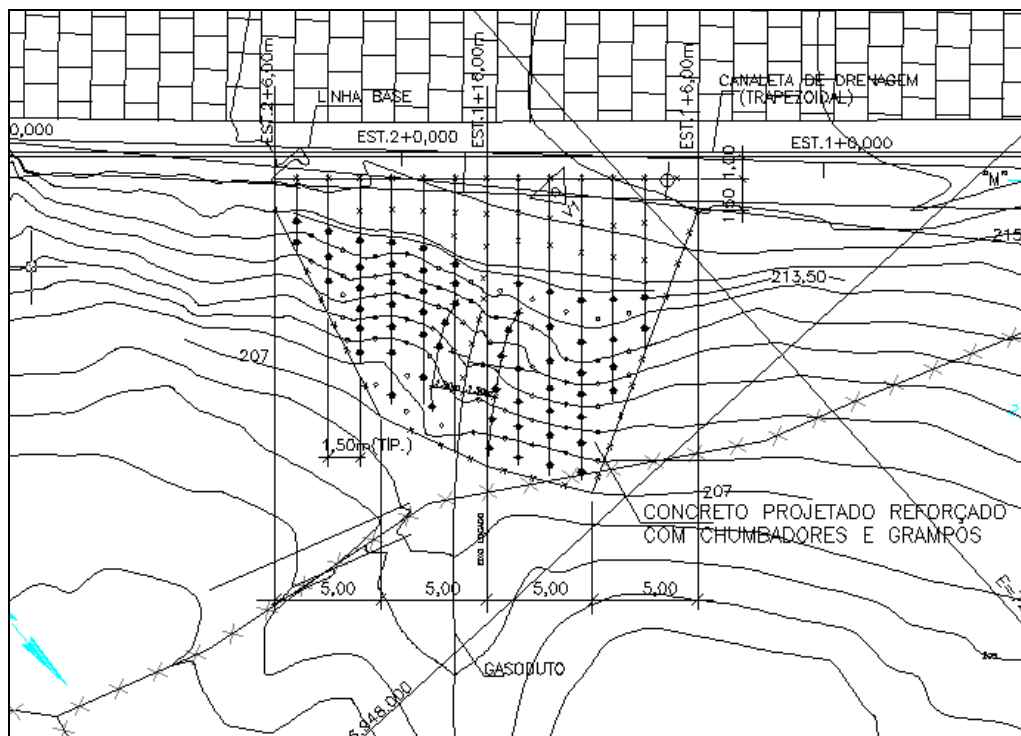


Figura 5 – Projeto de estabilização em solo grampeado – Planta Baixa.
 Fonte: Arquivos internos TBG.



Figura 6 – Vista geral do talude após a estabilização.
 Fonte: Arquivos internos TBG.

3.2 O PROJETO

Para a execução do projeto geotécnico de estabilização de talude, foram dispostos os seguintes serviços geotécnicos: levantamento de dados gerais existentes (histórico da região, levantamento topográfico local), reconhecimento geotécnico (seções geotécnicas e classificação dos materiais) e sondagens mecânicas e amostragem (reconhecimento do subsolo).

O projeto foi elaborado com o auxílio de um programa de equilíbrio limite, que permitia a busca semi-automática da superfície crítica de ruptura através de métodos de estabilidade consagrados. No estudo, a projetista utilizou o algoritmo de Bishop, gerenciado pelo Programa STED.

O modelo geotécnico adotado pela projetista é mostrado na FIGURA 7.

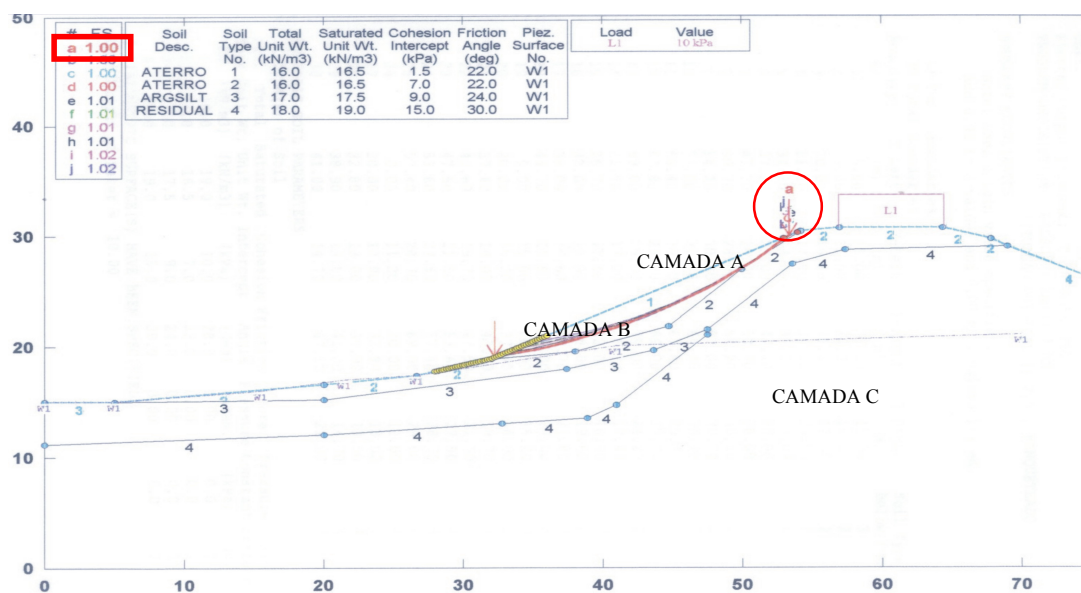


Figura 7 – Modelo geotécnico simplificado e cálculos da retroanálise.

Fonte: Arquivos internos TBG.

Pode-se observar um modelo geotécnico bastante simplificado, com poucos detalhes referentes à superfície do talude (trechos retos) e das camadas apresentadas (três camadas).

Este tipo de simplificação é usualmente empregado uma vez que, alguns contratantes (clientes) não possuem interesse em disponibilizar mais recursos financeiros, em prol de inovações científicas e/ou tecnológicas e para a elaboração de

projetos detalhados. Por esse motivo, os contratados (empresas) não disponibilizam tempo para a aquisição, aprendizado e inovações de novas tecnologias uma vez que, este ainda não é um produto visado no mercado geotécnico.

Os parâmetros do solo atribuídos para estas análises, consideraram apenas as sondagens locais e experiência profissional. Não foram realizados ensaios de campo para a caracterização e cálculo de resistência do material. Para a busca de informações sobre os parâmetros do solo, a projetista executou retroanálises (FIGURA 7), realizados no km 767+900 m do Gasoduto, através do software STED, a fim de obter os parâmetros do solo do talude quando da sua iminência de ruptura (aparecimento de trincas de tração).

De acordo com o modelo geométrico e os cálculos de retroanálise, a projetista adotou três camadas de solo com as seguintes características, apresentadas na TABELA 6:

TABELA 6

Parâmetros das camadas de solo utilizados no projeto.

PARÂMETROS	CAMADA 1	CAMADA 2	CAMADA 3
Tipo de solo	Aterro	Silte-arenoso	Silte-arenoso
Peso Específico Seco (kN/m^3)	16,0	17,0	18,0
Peso Específico Saturado (kN/m^3)	16,5	17,5	19,0
Coesão (kPa)	7,0	8,0	10,0
Ângulo de Atrito ($^\circ$)	22,0	24,0	30,0

Considerou-se ainda, uma carga adicional sobre a crista do talude de 10kPa.

Foram realizadas três análises de estabilidade do talude atual quanto a uma ruptura do talude da estrada, envolvendo a camada de solo sobrejacente ao estrato inferior resistente (solo residual). A primeira foi uma análise do talude atual sem a adição de nenhuma estabilização.

A segunda analisou a estabilidade do talude com o emprego de concreto projetado reforçado com sete linhas de grampos em aço CA-50, diâmetro de 12,7 mm e com 10 m de comprimento em cada grampo espaçado horizontalmente entre si de 1,50 m.

A terceira análise foi realizada reduzindo o comprimento dos grampos nas três últimas linhas inferiores para 8 m, 6 m e 4 m.

A tabela a seguir apresenta as características do chumbador, adotadas para as análises de estabilidade (TABELA 7).

TABELA 7

Parâmetros do material empregado no grampeamento.

CARACTERÍSTICAS	ANÁLISE 1	ANÁLISE 2	ANÁLISE 3
Tipo de aço	-	CA-50	CA-50
Diâmetro do aço (mm)	-	12,7	12,7
Comprimento (m)	-	10,0	8,0; 6,0 e 4,0
Espaçamento (m)	-	1,5	1,5
Inclinação (°)	-	25	25
Diâmetro do furo (mm)	-	80,0	80,0

As figuras a seguir apresentam as análises de estabilidade resultantes do software STED (FIGURA 8, 9 e 10).

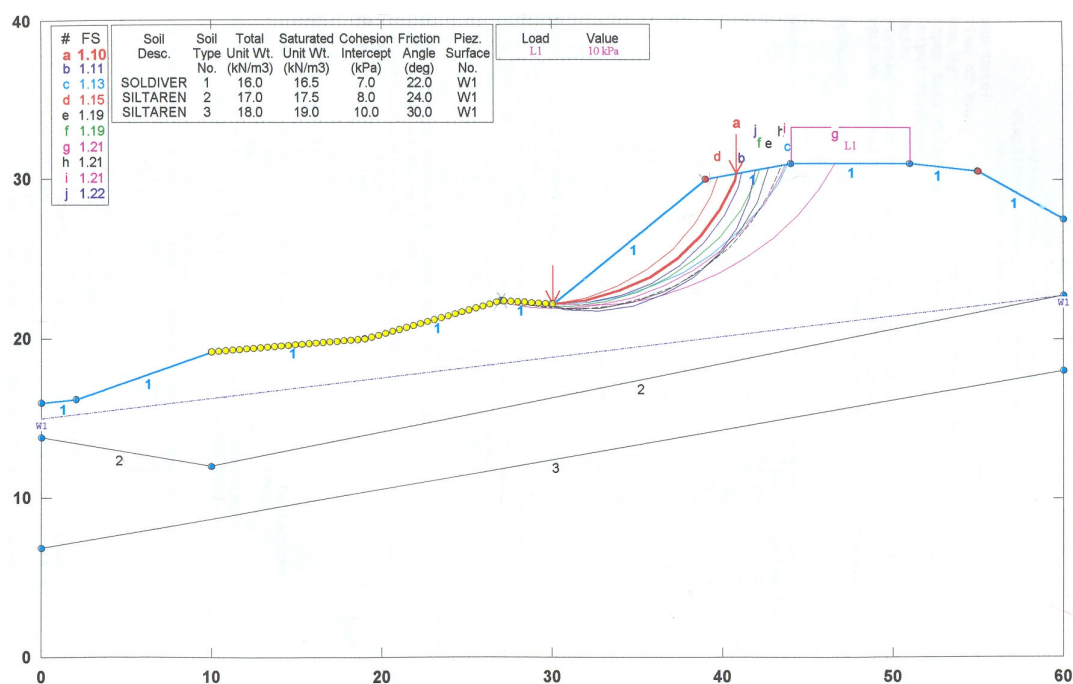


Figura 8 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 1.

Fonte: Arquivos internos TBG.

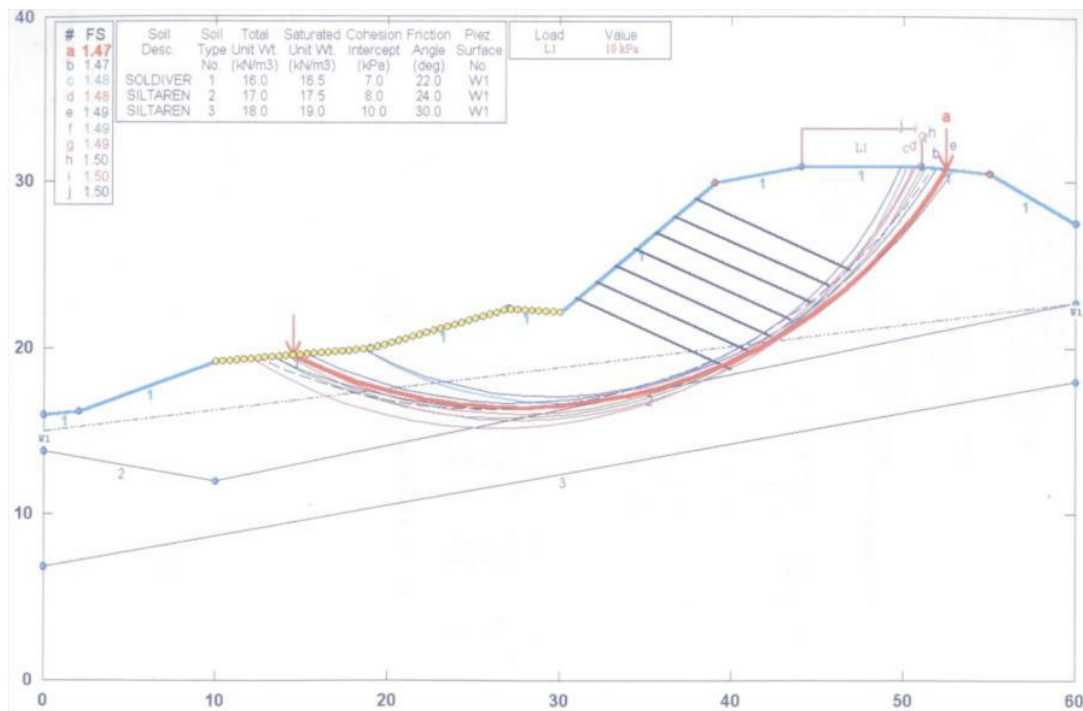


Figura 9 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 2.

Fonte: Arquivos internos TBG.

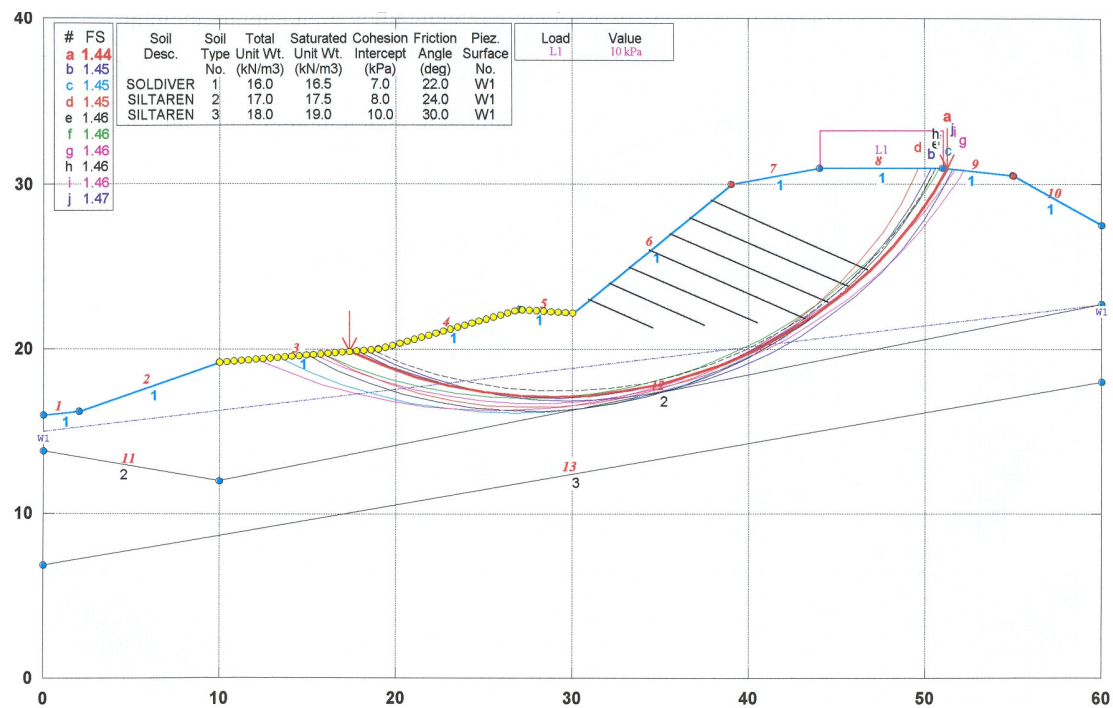


Figura 10 – Resultado da análise de estabilidade – Análise 3.

Fonte: Arquivos internos TBG.

A letra “a” apresentada nas análises, através da maior seta, representa o menor fator de segurança calculado pelas análises de estabilidade do talude, resumidos na TABELA 8:

TABELA 8
Fatores de segurança apresentados para o projeto.

ANÁLISES	CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES	FATOR DE SEGURANÇA
Análise 1	Talude atual.	1,10
Análise 2	Estabilização com 7 linhas de grampos, aço CA-50, diâmetro de 12,7 mm, 10 m de comprimento, espaçamento de 1,50 m entre si e concreto projetado.	1,47
Análise 3	Estabilização com 4 linhas de 10 m, 1 linha de 8 m, 1 linha de 6 m e 1 linha de 4 m de comprimento, aço CA-50, diâmetro de 12,7 mm, espaçamento de 1,50 m entre si e concreto projetado.	1,44

Podemos concluir pela análise 1 que o talude em estudo estava com baixo fator de segurança (FS=1,10), inadequado para taludes em gasodutos, e após a inserção dos grampos, sejam de 10, 8, 6 e 4 m de comprimento, o fator de segurança aumentou significativamente até o estado de segurança estável do talude (FS= 1,44 e FS= 1,47).

3.3 INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES

As informações complementares apresentadas neste trabalho compreendem as visitas de campo para acompanhamento da execução da obra de estabilização, dos ensaios de arrancamento dos chumbadores e das coletas de amostras indeformadas para posterior caracterização do solo, em laboratório.

3.3.1 Registro Fotográfico da Obra

Foram realizadas visitas técnicas de acompanhamento de obra a fim de se obter experiências das etapas executivas de estabilização em solo grampeado.

A seguir será apresentada uma seqüência de fotos que registram o acompanhamento da obra, através das diversas fases de execução da contenção em solo grampeado. (FIG 11 a 24).



Figura 11 – Vista Geral do talude, antes da estabilização.



Figura 12 – Vista da tubulação do gasoduto sob o talude. Proteção provisória do duto.



Figura 13 – Proteção provisória do gasoduto e nivelamento da superfície.



Figura 14 – Colocação de grama em leiva canaletas de drenagem (proteção superficial).



Figura 15 – Confeção da drenagem superficial – Canaletas centrais e de pé de talude.



Figura 16 – Proteção mecânica do gasoduto – Laje em concreto.



Figura 17 – Execução dos furos para colocação dos chumbadores.



Figura 18 – Detalhe do espaçador colocado no chumbador.



Figura 19 – Inserção do chumbador no furo.



Figura 20 – Preenchimento do furo com calda de cimento.

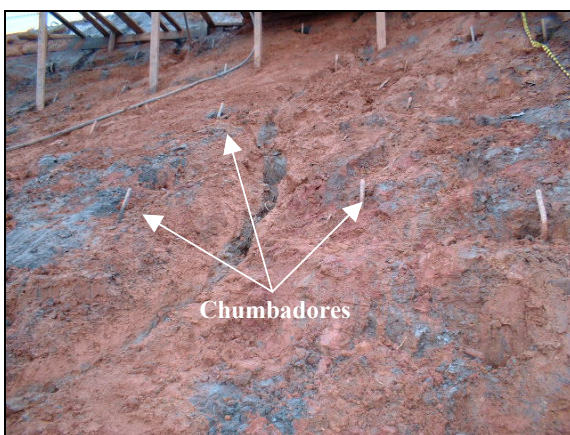


Figura 21 – Detalhe dos chumbadores já executados.



Figura 22 – Detalhe da malha de aço e dos chumbadores.



Figura 23 – Execução do concreto projetado.

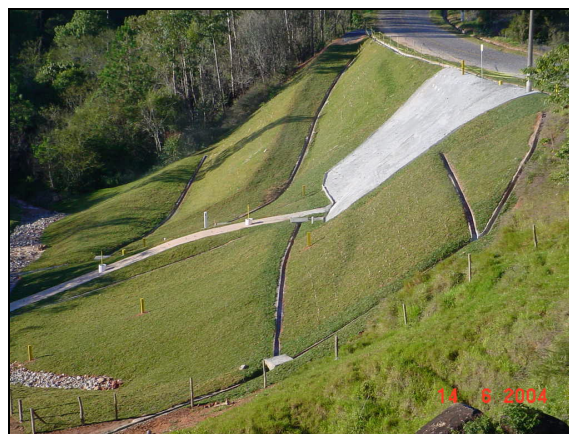


Figura 24 – Vista Geral do talude estabilizado.

3.3.2 Ensaio de Arrancamento

O ensaio de arrancamento (“pull out test”) é realizado para se determinar o atrito da interface solo-grampo, verificar as cargas de ruptura, os mecanismos de colapso e a distribuição de tensões ao longo do comprimento do chumbador (Feijó e Erlich, 2001).

Durante a obra, o ensaio de arrancamento certificará a execução dos chumbadores e a carga admissível pré-estabelecida no projeto, de forma a garantir o controle de qualidade de uma estrutura de contenção em solo grampeado (Falconi e Alonso, 1997).

O ensaio de arrancamento foi executado em dois chumbadores com 3,5 m de comprimento, em barras de aço CA-50 ϕ 25 mm, posicionados na crista e no pé do talude. Este ensaio foi realizado com o intuito da certificação da resistência atribuída no projeto para os chumbadores executados. A carga de teste atribuída para o ensaio foi de 9,5 tf, sendo utilizado um macaco MP-036 (960 tf), uma bomba hidráulica BH-105 e um manômetro Record (39,2 MPa). Os ensaios realizados não atingiram a ruptura (arrancamento) dos chumbadores uma vez que, a carga de projeto já havia sido alcançada.

As figuras a seguir apresentam a execução e detalhes do ensaio de arrancamento (FIGURA 25, 26 e 27).



Figura 25 – Localização do macaco hidráulico para a realização do ensaio.



Figura 26 – Detalhe da execução do ensaio.



Figura 27 – Detalhe do manômetro utilizado para medir a pressão.

3.3.3 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados para a determinação do tipo de material, da classificação e da resistência, do material do talude. Para isso, realizou-se em laboratório os seguintes ensaios: granulometria, determinação dos limites de liquidez e plasticidade e determinação da densidade real dos grãos (massa específica) e cisalhamento direto.

Para a execução dos ensaios, foram coletadas três amostras indeformadas, no topo, no centro e na base do talude, em diferentes alinhamentos, de modo a permitir uma maior caracterização do solo.

A coleta das amostras foi executada conforme a norma da ABNT, NBR-9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com a retirada das amostras deformadas e indeformadas.

Serão apresentados nos ANEXOS 1, 2 e 3 os resultados dos ensaios de caracterização das amostras 01, 02 e 03.

Apresenta-se na FIGURA 31 a locação das amostras indeformadas ao corpo do talude. As amostras foram coletadas na parte superficial do talude, sendo compostas por material de aterro, depositados durante a fase de execução da rodovia.

As FIGURAS a seguir apresentam a coleta de amostra indeformada (FIGURA 28, 29 e 30).



Figura 28 – Localização da coleta de amostra, parte central do talude.



Figura 29 – Detalhe da modelagem e da amostra.



Figura 30 – Posicionamento da caixa de madeira.

O ensaio de cisalhamento foi realizado na condição inundada, sendo adotada a velocidade de 0,005cm/s para os ensaios das amostras. As tensões normais aplicadas variaram entre 0,00 (zero) e 175,00 kPa.

A TABELA 9 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização das amostras.

TABELA 9

Resultados dos ensaios de laboratório.

TIPOS DE ENSAIOS		AMOSTRA 01 (topo do talude)	AMOSTRA 02 (centro do talude)	AMOSTRA 03 (base do talude)
Granulometria (%)	Argila (%)	15,47	13,02	18,64
	Silte (%)	37,50	31,95	29,85
	Areia Fina (%)	8,74	14,91	9,93
	Areia Média (%)	14,39	25,32	18,36
	Areia Grossa (%)	23,90	14,80	23,21
Limite de Liquidez – LL (%)		45	52	54
Limite de Plasticidade – LP (%)		33	22	38
Índice de Plasticidade – IP (%)		12	30	16
Densidade Real dos Grãos (g/cm ³)		2,65	2,582	2,595
Cisalhamento Direto	Coesão (KPa)	10,00	4,50	0,00
	Âng. de Atrito (ϕ)	30°	35°	32°

CAPÍTULO 4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE BI E TRIDIMENSIONAIS

4.1 INTRODUÇÃO

Na elaboração de projetos geotécnicos, os projetistas, certamente, têm se deparado com situações em que as formulações analíticas não modelam convenientemente o problema em questão tais como, a geometria, a heterogeneidade dos materiais e meios, a sobreposição de efeitos, entre outros. Um dos questionamentos mais freqüente é quanto à adoção de modelos constitutivos simples, no qual se conhecem todos os parâmetros envolvidos na simulação; ou modelos constitutivos mais complexos que, representem melhor o problema em análise no qual, tem-se a necessidade de se estimar parâmetros de difícil obtenção, comprometendo muitas vezes a qualidade dos resultados obtidos (Fabrini e Vidal, 2001).

Contudo, a utilização de modelagem computacional, através de métodos numéricos, vem representando um grande avanço e hoje, faz parte do trabalho diário de um engenheiro geotécnico. A correta utilização destas ferramentas, requer um controle completo sobre os parâmetros a serem utilizados na modelagem, nem sempre de fácil obtenção, e uma grande sensibilidade na análise dos resultados (Fabrini e Vidal, 2001).

As análises de estabilidade de taludes em solo, sofreram nesses últimos anos, grandes avanços tecnológicos, principalmente pelo emprego da computação eletrônica e de métodos numéricos.

Para uma análise de estabilidade mais realística, é necessário o cálculo tridimensional sendo que, com o resultado de análises de várias seções transversais, muito próximas umas das outras, é possível visualizar o efeito tridimensional do talude onde, à medida que a seção se distancia do eixo central, as condições geométricas e geológicas se alteram (Oliveira, Ferreira e Oliveira, 2005).

Conforme Lacerda e Diniz (2001), as análises usuais de estabilidade para “taludes infinitos”, em duas dimensões, não levam em conta o confinamento da massa de solo que recebe significantes contribuições de atrito lateral do solo encaixante e não sujeito à movimentação. Os autores discutem esses aspectos e fazem uma análise de caso levando-se em consideração a tridimensionalidade que, conduz a resultados mais condizentes com a de campo.

Silva, Vargas e Vaz (2001) descrevem em seu trabalho que as análises bidimensionais são ditas aproximadas e as análises tridimensionais seriam mais representativas do ponto de vista, comportamento real do maciço, porém muito mais dispendiosas do ponto de vista computacional. Quando convier simular um “efeito tridimensional” propõe-se utilizar o valor do espaçamento entre grampos, já que este valor é fixado como valor unitário.

4.1.1 Modelo Geotécnico

Uma análise geológica associada a parâmetros de engenharia (resistência, deformabilidade e permeabilidade) resulta no modelo geomecânico que é definido por Camargo et al (1976), como sendo a representação bi ou tridimensional que retrata as feições geológicas e as características físicas e mecânicas de um maciço rochoso.

Conforme NBR 11682 (1991) um modelo geotécnico-geomorfológico é uma representação por meio de seções, vistas e/ou blocos-diagramas das características básicas geológicas-geotécnicas do subsolo, assim como da superfície do trecho que interessa ao estudo da estabilidade do talude ou encosta.

Uma característica importante dos modelos geológicos e geomecânicos descritos por Bertin e Bastos (1980) é que estes modelos são uma “representação estilizada” da geologia, ou seja, a atribuição de contornos geométricos definidos às feições geológicas.

Para cada tipo de análise será apresentado um modelo geomecânico, onde estarão baseados em informações reais de campo como: topografia local, investigações geotécnicas e ensaios de laboratório.

Inicialmente foram realizadas seções base sobre o levantamento topográfico, a fim de se conhecer o perfil geométrico e estratigráfico (resumidos) do talude em estudo. As seções foram posicionadas com o intuito de abranger a área a ser contida. A FIGURA 31 apresenta a localização das seções A-A, B-B, C-C, CENTRAL, D-D e E-E, utilizadas para a confecção dos modelos bidimensionais e tridimensionais.

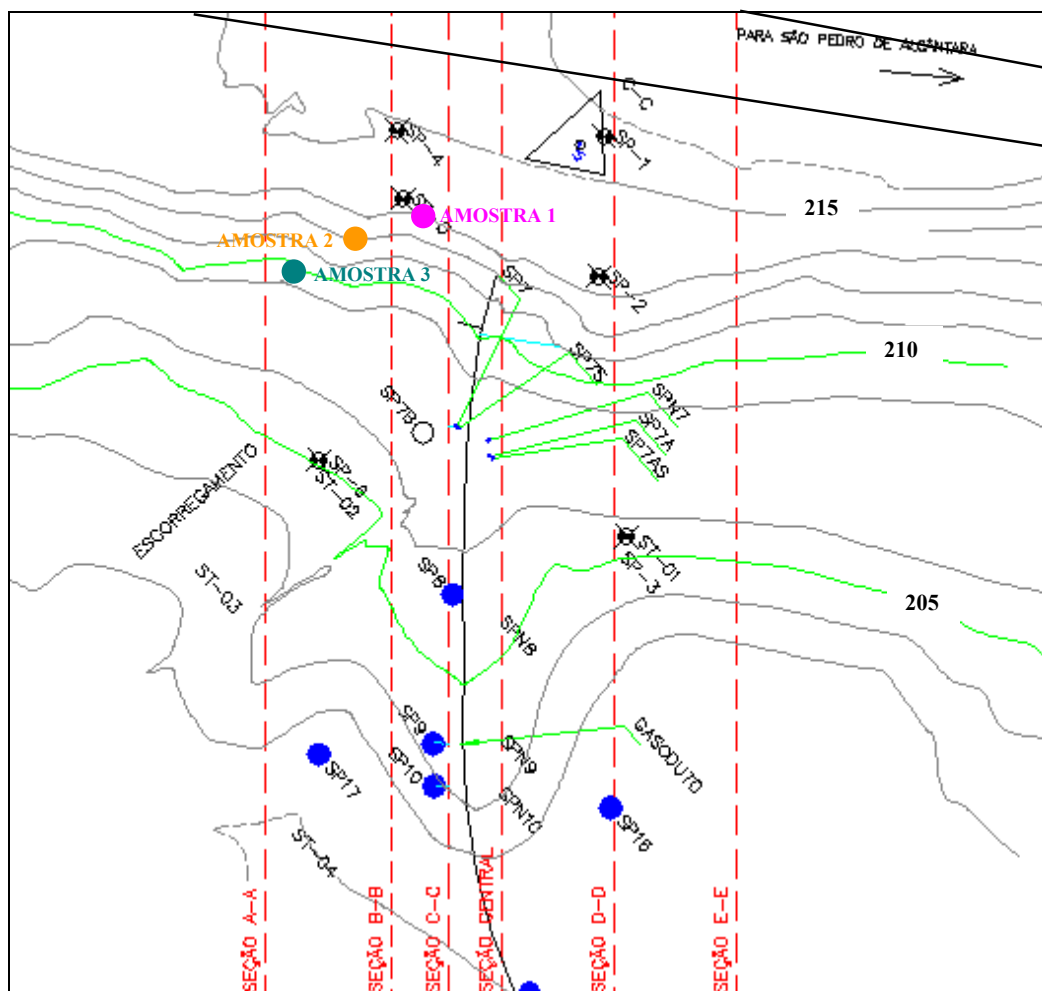


Figura 31 – Seções topográficas em planta do talude e locação das amostras coletadas.

As geometrias das seções a seguir, foram definidas com base nas curvas de níveis apresentadas na planta topográfica.

Foram executadas sondagens SPT – Standard Penetration Test, na área de estudo, determinando os materiais presentes no subsolo. Porém, em algumas seções transversais não foi possível a interpretação estratigráfica pela falta de informações sob o alinhamento da mesma. Em outros casos, nas seções sob ensaios de sondagem, as informações estratigráficas são presentes. Porém, para se formar os modelos geotécnicos de cada seção, para a realização das futuras análises, serão necessárias as “extrapolações” de camadas de solo, nem sempre adequadas, porém necessárias quando da ausência de dados.

Em caráter ilustrativo, apresenta-se apenas o perfil geométrico e estratigráfico da seção B-B, que melhor representa o talude em estudo (FIGURA 32).

São apresentados no ANEXO 4, os boletins de sondagens presentes nesta seção - SP-4, SP-5, SP-7B, SP-6 e ST-02.

Nota-se no perfil estratigráfico da seção B-B, a presença de material de aterro na parte mais superficial do talude, representada pelos baixos valores do N_{SPT} .

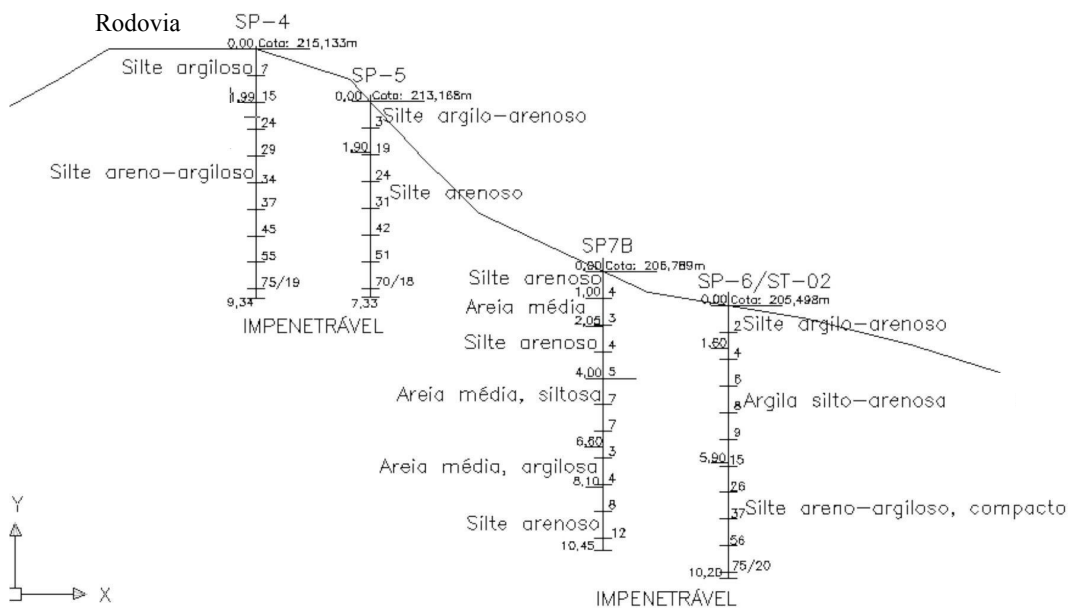


Figura 32 – Perfil Geométrico e estratigráfico da seção B-B.

Para as análises bidimensionais, os modelos geotécnicos adotados foram baseados nos perfis geométricos e estratigráficos para cada seção.

Nas seções A-A e E-E, não foram realizadas sondagens, portanto admitiu-se para o modelo, a mesma estratigrafia apresentada nas seções B-B e D-D, respectivamente. Esta extensão de estratigrafia e dados geotécnicos não é uma opção segura, porém foi necessária para validar o modelo geométrico-geotécnico com a situação real de campo.

A FIGURA 33, ilustra o modelo geotécnico da seção B-B, onde são apresentados as profundidades e o tipo de solo adotado para cada camada em estudo, conforme TABELA 13.

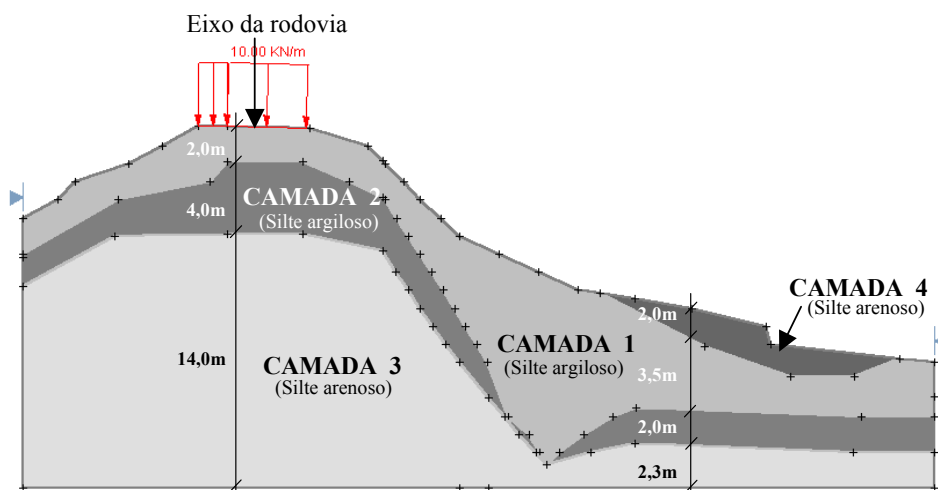


Figura 33 – Modelo geotécnico para a análise Bidimensional – Seção B-B.

O modelo geotécnico a ser adotado nas análises tridimensionais, será o resultado da inclusão todas as seções de estudo em um único arquivo, sendo atribuídas às distâncias entre elas e o tipo de material de subsolo.

Os modelos geométricos 3D aplicados a geotecnia são ditos modelos complexos, pois, a variação do tipo e da espessura do material (solo) se modifica ao longo das camadas e da profundidade, não permitindo a representação real e perfeita das condições de campo. Estas variações influenciam diretamente no cálculo de estabilidade tridimensional.

Para a confecção do modelo geotécnico, inicialmente utilizou-se o programa de análise ANSYS³ no qual, despendeu-se muito tempo para a execução do mesmo uma vez que, o programa não possui um editor gráfico adequado. Outro ponto importante sobre o programa ANSYS é que não permitiu o ajuste refinado das superfícies geradas, adotando “cantos vivos” na interseção entre as linhas das superfícies das camadas. Esta ação dificultou a geração da malha de elementos finitos e conseqüentemente permitiu a concentração de tensões nessas regiões, influenciando os resultados finais (FIGURA 34).

Para tanto, utilizou-se recurso de CAD (Computer Aided Design, ou projeto auxiliado por computador) através dos programas de desenhos SolidWorks e Rhinoceros⁴ (pouco utilizado neste estudo);, permitindo imediatas visualizações internas

³ Programa ANSYS – Disponível no Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Santa Catarina – GRANTE.

⁴ Programas SolidWorks e Rhinoceros – Disponíveis no Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Santa Catarina – GRANTE.

e externas de partes ou de todo o modelo, sob diferentes projeções e permitindo os ajustes mais refinados das superfícies das camadas do modelo.

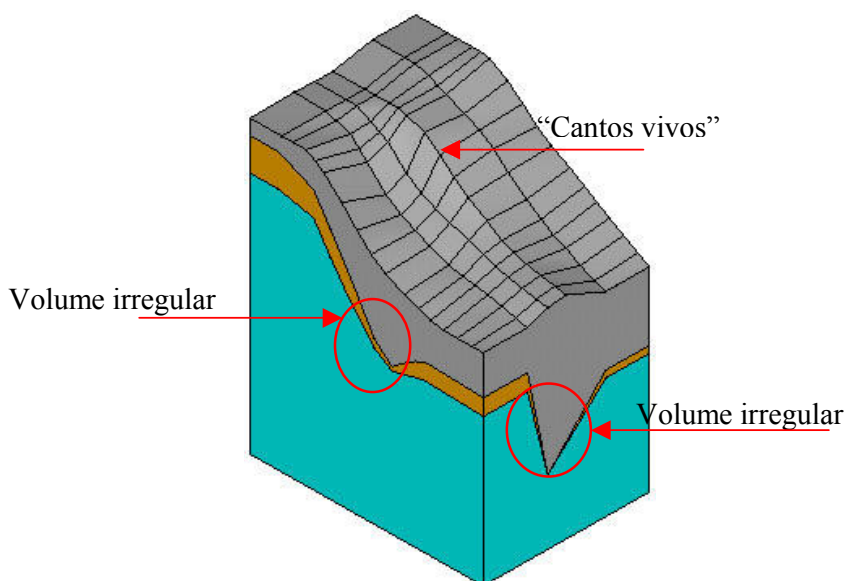


Figura 34 - Modelo geotécnico gerado pelo ANSYS.

O programa SolidWorks 2003, fabricado pela empresa Dassault Systems da França, foi utilizado na criação do modelo geotécnico tridimensional, sem se preocupar com um ajuste muito refinado. Para isso, foram utilizadas como base gráfica, as seções das análises bidimensionais, geradas através do programa SLIDE.

Para o ajuste mais refinado das superfícies das camadas do modelo geotécnico, inicialmente gerado pelo programa SolidWorks, utilizou-se o programa Rhinoceros que, auxiliou na suavização das superfícies das camadas através de um ajuste fino por: curvaturas, linhas tangentes e por posicionamento.

Após a conclusão dos refinamentos, as superfícies geradas foram importadas para o programa SolidWorks onde se processou a geração dos volumes entre as superfícies referentes às camadas dos materiais .

Para o transporte das informações entre os softwares, foram utilizados arquivos de superfície com extensão .IGES, compatível a todos os programas 3D, utilizados para este estudo (SolidWorks, Rhinoceros e ANSYS).

Durante o processo de criação do modelo geotécnico tridimensional, encontraram-se dificuldades quanto à obtenção da melhor geometria, para a melhor representação das condições reais de campo. Representar a realidade do campo na área geotécnica, é uma tarefa que exige experiência e conhecimento sobre uma determinada

região e um levantamento de informações precisas sobre a caracterização do local, através de ensaios de campo e de laboratório.

Um modelo geométrico tridimensional se torna complexo, em função da não disposição de dados referente à caracterização tridimensional da região e da irregularidade da topografia local sendo necessário, quando possível, a estimativa de materiais e espessuras de camadas, das regiões adjacentes.

O modelo geotécnico tridimensional final, foi importado para o programa ANSYS onde foram acrescidos 20 m para o lado esquerdo e para o direito das seções A-A e D-D. Desta forma, pode-se levar em consideração uma influência maior da massa de solo lateral (tridimensional) sobre o talude em estudo e uma menor influência nos resultados finais das análises quanto às condições de contorno impostas ao modelo (FIGURA 35).

As linhas paralelas destacadas na FIGURA 35, representam as seções de estudo, necessárias para a interpretação da situação pelo programa ANSYS, nas análises de estabilidade considerando o grampeamento.

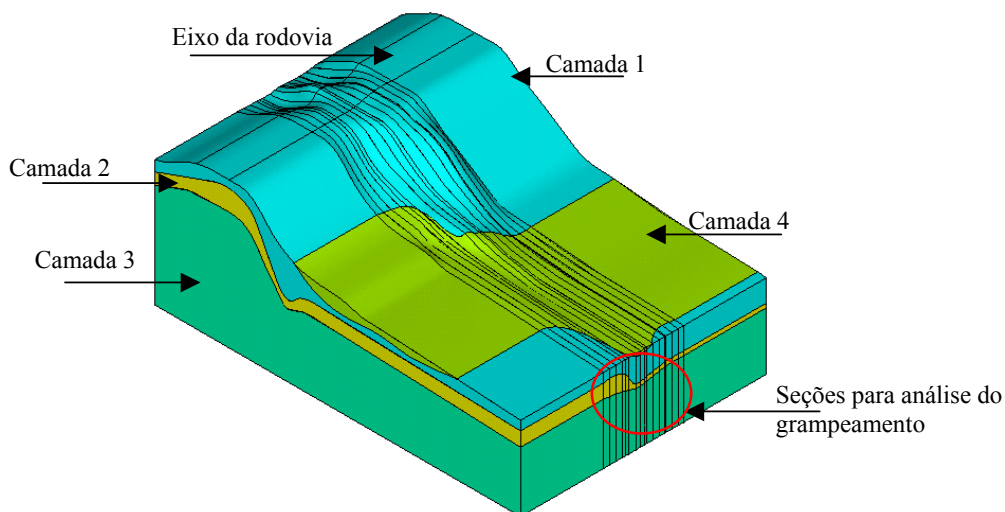


Figura 35 - Modelo geotécnico final gerado pelo ANSYS.

4.1.2 Determinação dos Parâmetros Geotécnicos

A determinação dos parâmetros geotécnicos no estudo de estabilidade de taludes, é de suma importância para a correta adoção das características do subsolo, para a interpretação dos resultados das análises e para a caracterização da região.

Em certos casos, a variação de alguns parâmetros do solo utilizados em modelos numéricos pode comprometer as análises realizadas. A técnica de elementos finitos aplicados às análises, embora seja uma ferramenta poderosa na solução de problemas geotécnicos, requer a entrada de parâmetros extremamente precisos, que em geral, são obtidos através de ensaios de campo ou de laboratório, para que se possa ter uma maior confiabilidade nos resultados obtidos (Fabrin e Vidal, 2001).

Lima (2001) descreveu em seu trabalho a importância na determinação correta dos parâmetros c e ϕ , no dimensionamento de cortinas atirantadas. Esta determinação se reflete diretamente no número de tirantes por m^2 de contenção e, conseqüentemente, no custo final da obra. Pode-se utilizar para este estudo, as informações citadas pelo autor, uma vez que as técnicas de cortina atirantada e solo grampeado, são similares.

Na determinação dos parâmetros geotécnicos, utilizou-se o resultado dos ensaios complementares apresentados anteriormente. Foram necessárias para o estudo, as determinações dos seguintes parâmetros geotécnicos e geo-mecânicos: SPT médio – N_{72} , SPT médio – N_{60} , módulo de elasticidade dos materiais – E (MPa), coeficiente de Poisson – μ , peso específico – γ (Kg/m^3), coesão – c (kN/m^2) e ângulo de atrito – ϕ (grau). Para as análises considerando o grampeamento, utilizaram-se os parâmetros característicos dos chumbadores, definidos: pelo material (aço); pelos comprimentos, diâmetros e especificações de projetos e pela resistência ao arrancamento dos mesmos.

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, c e ϕ , utilizou-se os valores adotados pela empresa projetista, que realizou comparações, entre os ensaios de campo disponíveis, retro-análises e experiência profissional, durante a fase de anteprojeto.

Não se utilizou neste estudo, os valores de ângulo de atrito encontrados pelos ensaios de laboratório (ANEXOS 1, 2 e 3), uma vez que estes disponibilizaram valores muito alto, devido ao posicionamento das amostras na parte mais superficial do talude e conseqüentemente, dificultando a comparação entre os resultados das análises de estabilidade bidimensionais e tridimensionais. Os valores do ângulo de atrito, adotados neste estudo, estão apresentados na TABELA 13.

Na retroanálise foram realizados cálculos, por tentativas, para o fator de segurança igual a 1,0, ajustando para esta condição os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito). Os cálculos consideraram as condições geométricas, geotécnicas e

hidrogeológicas durante a ruptura, sendo que os valores de c e ϕ obtidos, correspondem à condição-limite de estabilidade do talude. Como os valores típicos de ângulo de atrito para as diferentes classes de terreno apresentaram menores dispersões, eles foram pré-estabelecidos e a coesão foi obtida por decorrência. É importante frisar que esses parâmetros correspondem à resistência média do talude como um todo.

Uma aplicação desta técnica é a avaliação do ganho de segurança com a execução de uma obra de estabilização de um talude rompido ou em processo de ruptura (Oliveira e Brito, 1998). Mello (1972) *apud* Oliveira e Brito (1998) sugere este método como o mais confiável e preciso do que o cálculo dos coeficientes de segurança em termos absolutos.

Como a coleta das amostras não representou exatamente a realidade do material presente na possível superfície de ruptura e não se pode garantir a qualidade da coleta e da execução dos ensaios, atribuiu-se aos valores obtidos em laboratório um fator de correção, condizente com a realidade.

Através dos laudos de sondagens executados pela TBG, após a execução do projeto executivo, foi possível a detecção do valor do N_{SPT} . Estes parâmetros, juntamente com o tipo de material determinaram as camadas de solo atribuídas ao estudo. Foram calculados os valores de N_{SPT} médio - N_{72} para cada camada e para cada seção, resultando num valor médio. Posteriormente calculou-se o valor do N_{SPT} médio - N_{60} , que serviu para a correlação de outros parâmetros.

Para o cálculo do Módulo de Elasticidade dos materiais (E), utilizou-se as correlações apresentadas por Berberian (2001). A TABELA 10 apresenta o intervalo de valores do módulo de elasticidade para os tipos de solo adotados no estudo.

TABELA 10

Intervalo de valores do módulo de elasticidade para alguns tipos de solo.

BERB.	USCS	CLASSIFICAÇÃO		N_{72}	E (MPa)
C	C	Argila muito mole	$E=10+20 N_{72}$	0 a 2	10 – 50
C	C	Argila média	$E=25 N_{72}-50$	6 a 10	100 – 200
C5S	CS	Argila arenosa	$E=33 N_{72}+50$	0 a 50	50 – 1700
M5C	MC	Silte argiloso	$E=23 N_{72}+50$	0 a 50	50 – 1200
MES	MS	Silte arenoso	$E=29 N_{72}+50$	0 a 50	50 – 1500
S	S	Areia	$E=35 N_{72}+50$	0 a 50	50 – 1800

Fonte: Modificado de Berberian, 2001.

Adotou-se para as fórmulas, o valor de cada N_{SPT} e posteriormente realizou-se uma nova média.

Para a certificação das correlações, também se analisou o resultado apresentado por Decourt (1996) *apud* Berberian (2001), onde correlaciona o módulo de elasticidade (E) e N_{72} através de provas de cargas em sapatas quadradas rígidas, tomando-se para E, valores correspondentes a recalques no entorno de 1% (TABELA 11).

TABELA 11

Valores adotados na correlação do módulo de elasticidade.

SOLO	E (Kg/cm ²)
Argilas OC	35 N_{72}
Argilas e Siltes	30 N_{72}
Argilas Saturadas	25 N_{72}

Fonte: Berberian, 2001.

Para o coeficiente de Poisson (μ), foram utilizados os parâmetros apresentados por Berberian (2001), através da TABELA 12. Os coeficientes foram relacionados com o material e posteriormente foram calculadas as médias para cada camada (analogamente ao realizado para o módulo de elasticidade).

TABELA 12

Valores típicos do coeficiente de Poisson.

BERB.	USCS	SOLO	POISSON
C9	C	Argila saturada	0,4 – 0,45
C5	C	Argila não saturada	0,1 – 0,3
C5M5S	CMS	Argila silto arenosa	0,3 - 0,42
C5S	CS	Argila arenosa	0,2 – 0,3
M	M	Silte	0,3 – 0,35
S	S	Areia e areia argilosa: $N_{72} = 2$ a 40	0,2 – 0,4
Z	S	Areia Grossa: índice de vazios 0,4-7	0,15
F	S	Areia fina: índice de vazios 0,4-7	0,25

Fonte: Modificado de Berberian, 2001.

Nota: Berberian, 1972 *apud* Berberian, 2001.

Para o peso específico (γ), utilizou-se as correlações paramétricas apresentadas por Berberian (2001), que correlaciona o valor do $N_{SPT(72)}$ com o peso

específico natural para solos argilosos e coesivos (FIGURA 36). Esta correlação depende também das condições de umidade do solo, ou seja, seco, pouco úmido, úmido e muito úmido. Foram consideradas para o peso específico, as condições de umidade estabelecidas pelo posicionamento do lençol freático, através da interpretação dos laudos de sondagens. Para a camada 1, mais superficial, adotou-se solo úmido; na camada 2, solo muito úmido; na camada 3, solo saturado e para a camada 4, solo saturado.

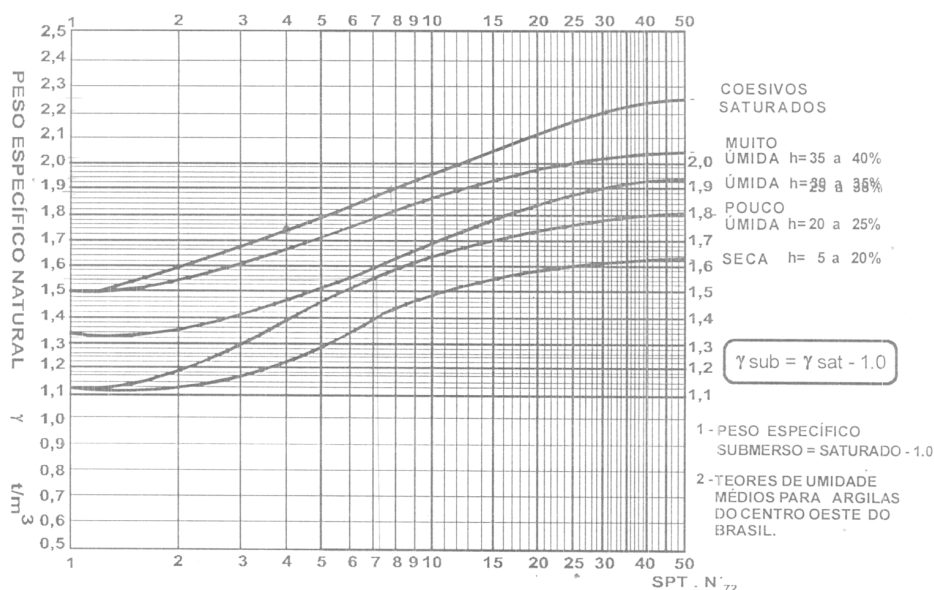


Figura 36 – Correlações N_{72} x peso específico para solos argilosos e coesivos.
Fonte: Berberian, 2001.

Na TABELA 13 a seguir serão apresentados os parâmetros geotécnicos referentes às camadas 1, 2, 3 e 4 adotados para este estudo.

TABELA 13

Parâmetros geotécnicos utilizados para o estudo.

PARÂMETROS	CAMADA 1	CAMADA 2	CAMADA 3	CAMADA 4
Classificação do solo	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte arenoso	Silte arenoso
SPT médio (N_{72})	7,3	30,8	49,4	7,6
SPT médio (N_{60})	8,8	36,9	59,3	9,2
Módulo de Elasticidade (MPa)	25,10	94,3	148,4	27,4
Poisson (μ)	0,32	0,35	0,35	0,33
Coesão (kN/m^2)	7,0	8,0	10,0	7,0
Peso específico (kN/m^3)	16,0	20,5	22,5	18,8
Ângulo de atrito ($^\circ$)	22	24	30	22

4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE BIDIMENSIONAL

4.2.1 Considerações Iniciais

É usual na mecânica dos solos o cálculo de análise de estabilidade bidimensional, reduzindo assim o estudo das forças atuantes a um problema de estática plana e a complexidade de cálculos de estabilidade em taludes e simplificando-se o processo de geometria do talude (Caputo, 1988).

As análises bidimensionais de estabilidade em taludes, habitualmente utilizadas, determinam por meio de iterações o fator de segurança por meio de métodos consagrados da geotecnia nas seções dos taludes previamente estabelecidas.

Para os cálculos de estabilidade deste trabalho, será utilizado o Software Geotécnico SLIDE, usualmente empregado para esses tipos de análises. Este software foi produzido pela Rocscience Inc. – Toronto – Canadá, o qual analisa a estabilidade de taludes pelo método de Bishop, em 2D através do cálculo do fator de segurança para as superfícies de ruptura circulares ou não-circulares em taludes de solo ou rocha (Rocscience Inc., 2002). O programa também apresenta resultados calculados por outros métodos consagrados como Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer e Janbu corrigido, para comparação dos fatores de segurança e certificação da estabilidade ou instabilidade do talude.

Não se considerou nas análises a percolação de água no maciço. O posicionamento do nível do lençol freático foi considerado apenas no valor do peso específico de cada camada, dependendo da profundidade das mesmas no maciço (vide item 4.1.2).

4.2.2 Análises de Estabilidade do Talude e do Solo Grampeado

As figuras a seguir, mostram as análises de estabilidade das seções de estudo: A-A, B-B, C-C, Central, D-D e E-E (FIGURA 37 a 42).

O valor do fator de segurança ilustrado nas figuras refere-se ao calculado pelo método de Bishop simplificado.

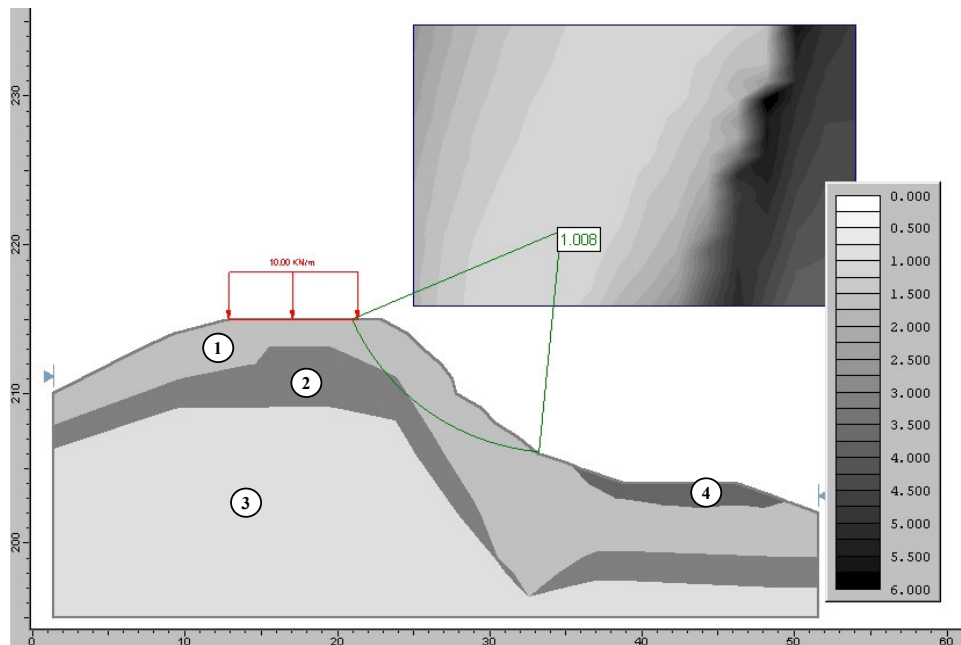


Figura 37 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção A-A.

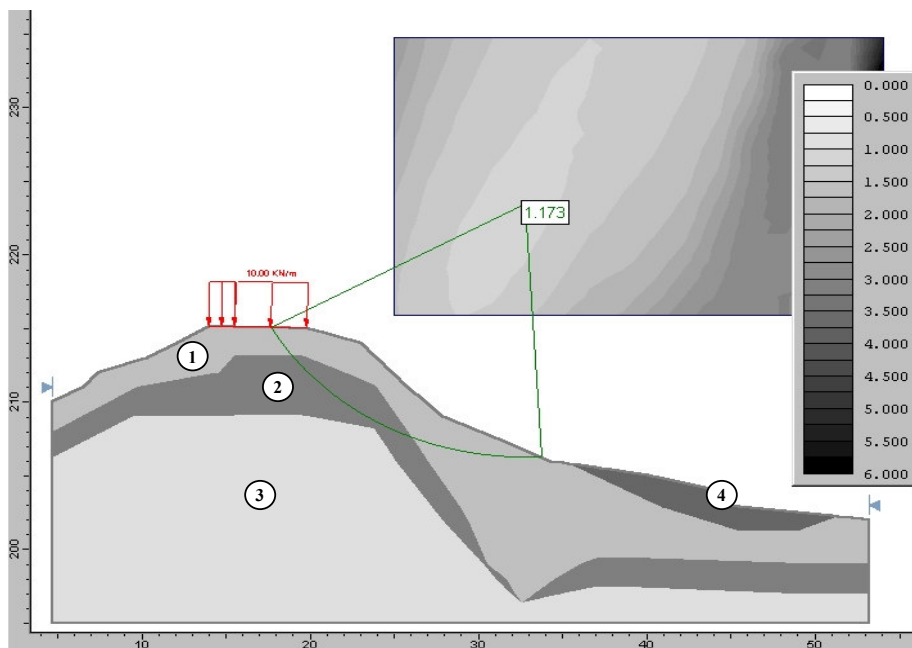


Figura 38 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção B-B.

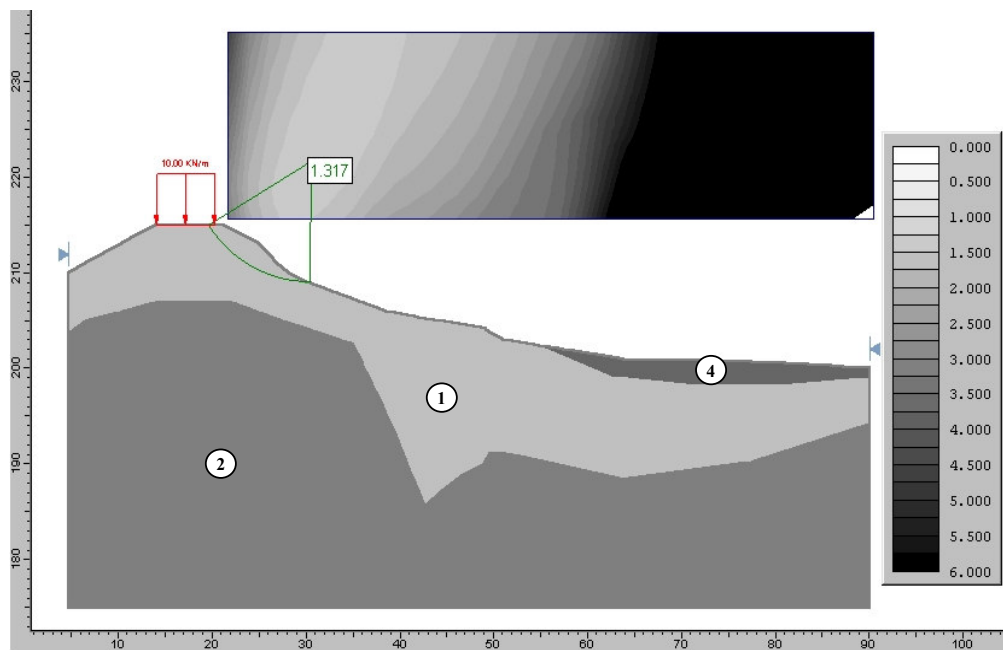


Figura 39 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção C-C.

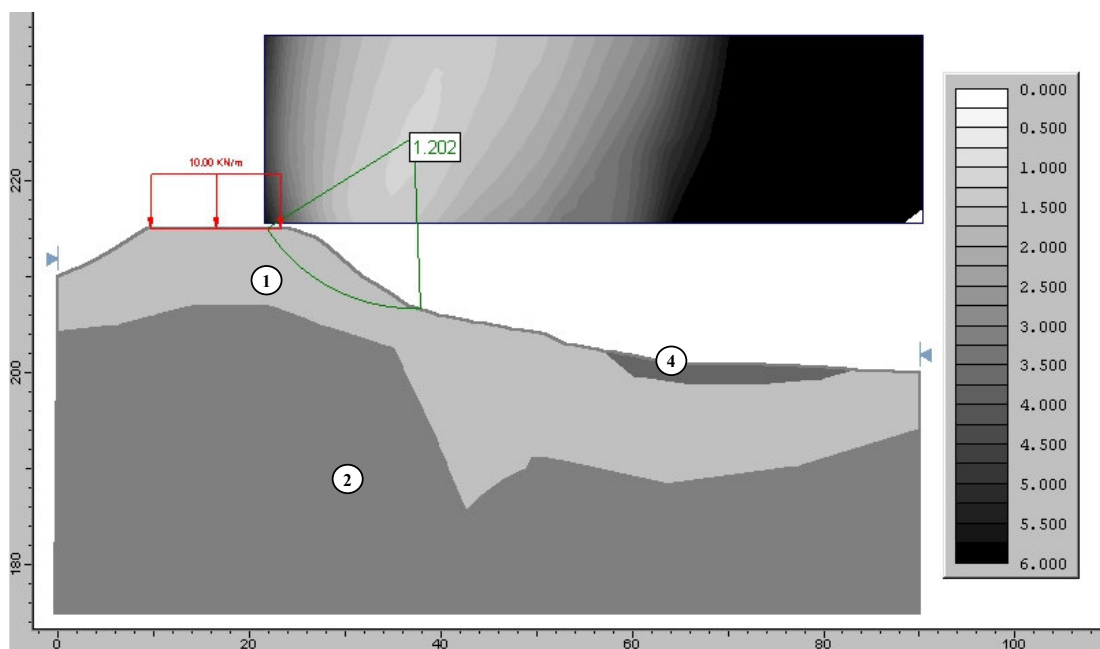


Figura 40 – Análise de Estabilidade Bidimensional – Seção Central.

A TABELA 14 apresenta os resultados das análises de estabilidade, para as seções de estudo, calculadas pelos métodos do equilíbrio limite de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer e Janbu corrigido.

TABELA 14

Valores dos fatores de segurança pelo método de equilíbrio limite - Talude.

MÉTODOS	Seção A-A	Seção B-B	Seção C-C	Seção Central	Seção D-D	Seção E-E
Bishop simplificado	1,008	1,173	1,317	1,202	1,145	1,311
Janbu Simplificado	0,953	1,089	1,207	1,119	1,068	1,230
Spencer	1,000	1,167	1,313	1,198	1,139	1,302
Janbu corrigido	1,006	1,157	1,292	1,190	1,136	1,300
FS Repr. seção	0,992	1,147	1,282	1,177	1,122	1,286
FS Repr. talude	1,168					

Conforme Carvalho (1991) *apud* Filho e Virgili (1998) apresenta em sua tabela, os fatores de segurança igual a 1,0 ou pouco maior que 1,0 representam condições de iminência de ruptura e condição estável, porém precário e frágil, respectivamente.

O valor representativo dos fatores de segurança para cada seção mostra que, os fatores calculados também são menores ou muito próximos de um, estabelecendo uma condição de instabilidade ou fragilidade do maciço. O valor representativo global do fator de segurança (FS_{repr}) calculado para o talude, é igual a 1,168; sendo este um valor próximo da unidade, considerando-se um talude estável, porém com restrições.

Na prática, adota-se uma única seção representativa do talude, geralmente posicionada na parte central do mesmo.

Para este estudo de caso, a seção que melhor representaria o $FS_{médio}$ calculado para todo o talude ($FS_{repr}=1,168$) seria a seção Central ($FS=1,177$) porém, deve-se levar em consideração nos cálculos para remediação, os demais fatores de segurança encontrados para que, não se majore ou minore as estruturas projetadas.

A seção A-A com $FS_{médio}$ igual a 0,992, apresenta grau de instabilidade (menor que 1,0) e a seção C-C com $FS_{médio}$ igual 1,282 representa grau de estabilidade frágil (pouco maior que 1,0).

Através dos resultados apresentados, pode-se notar a variação dos fatores de segurança ao longo da extensão do talude. Essa variação ocorre devido às diferenças da geometria, da estratigrafia, das condições de saturação entre outros.

Para considerar o grampeamento na análise da estrutura, utilizaram-se parâmetros de entrada solicitados pelo software Slide, baseados nos resultados dos ensaios de arrancamento e no tipo de material empregado nos chumbadores.

Os parâmetros de entrada solicitados foram: capacidade elástica (força resistente de um grampo); capacidade da placa de ligação chumbador-talude; espaçamento entre grampos e força de arrancamento (TABELA 15).

TABELA 15

Características e parâmetros empregados no material dos chumbadores.

CARACTERÍSTICA / PARÂMETRO	VALOR ADOTADO
Barras de aço CA-50 – Tensão resistente - f_{yk} (Kgf/cm ²)	5000
Área de uma barra com 25mm de diâmetro (cm ²)	4,91
Espaçamento entre grampos (m)	1,5 m
Capacidade Elástica (kN)	240,69
Capacidade da placa de ligação chumbador-talude (kN)	0 (zero)
Força de arrancamento de trabalho para chumbador de 3,5 m de comprimento (kN)	63,16
Força de arrancamento de trabalho para chumbador de 1,0 m de comprimento (kN/m)	26,62

A seguir serão apresentados os resultados das análises de estabilidade para as seções de estudo– A-A, B-B, C-C, Central, D-D e E-E, do talude estabilizado com solo grampeado (FIGURA 43 a 48).

O valor do fator de segurança ilustrado nas figuras refere-se ao calculado pelo método de Bishop simplificado.

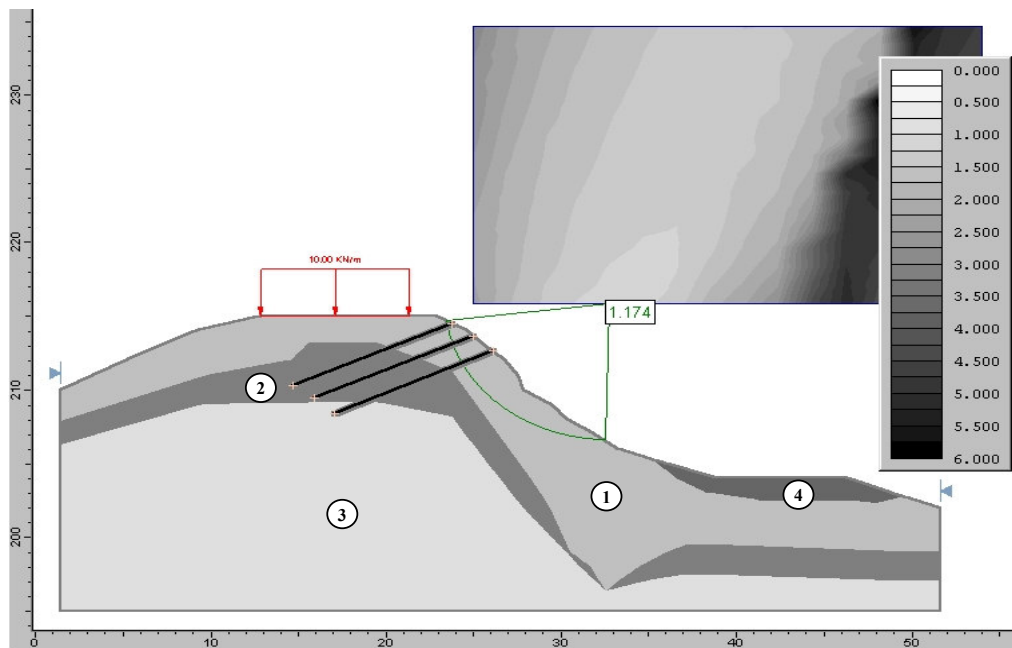


Figura 43 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção A-A.

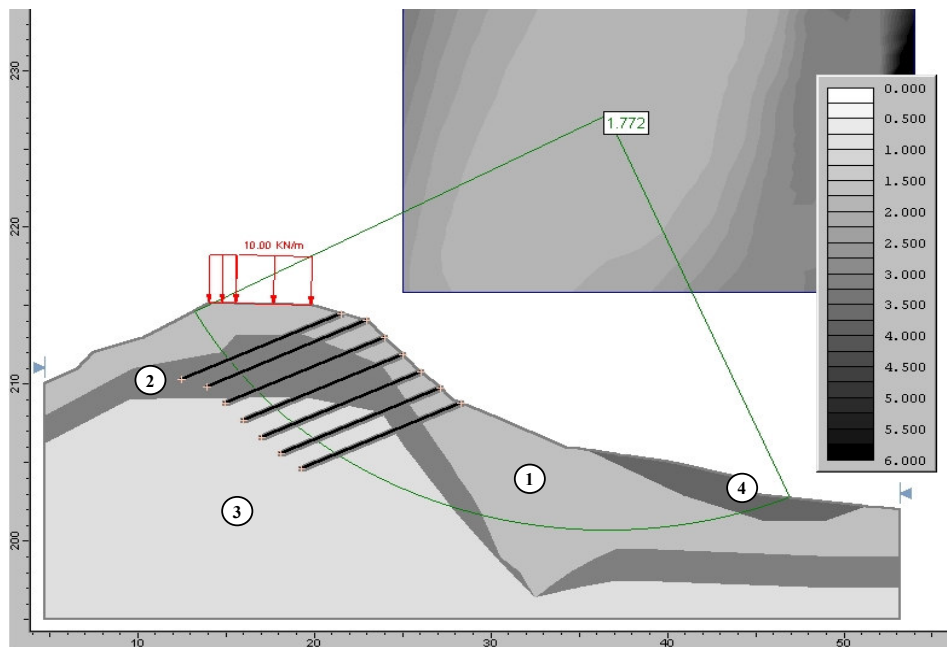


Figura 44 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção B-B.

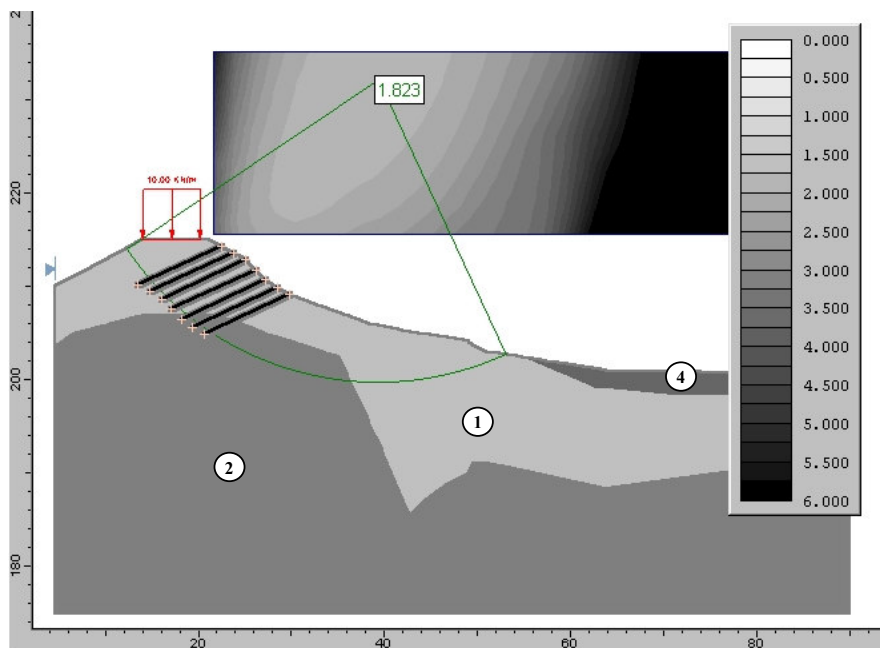


Figura 45 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção C-C.

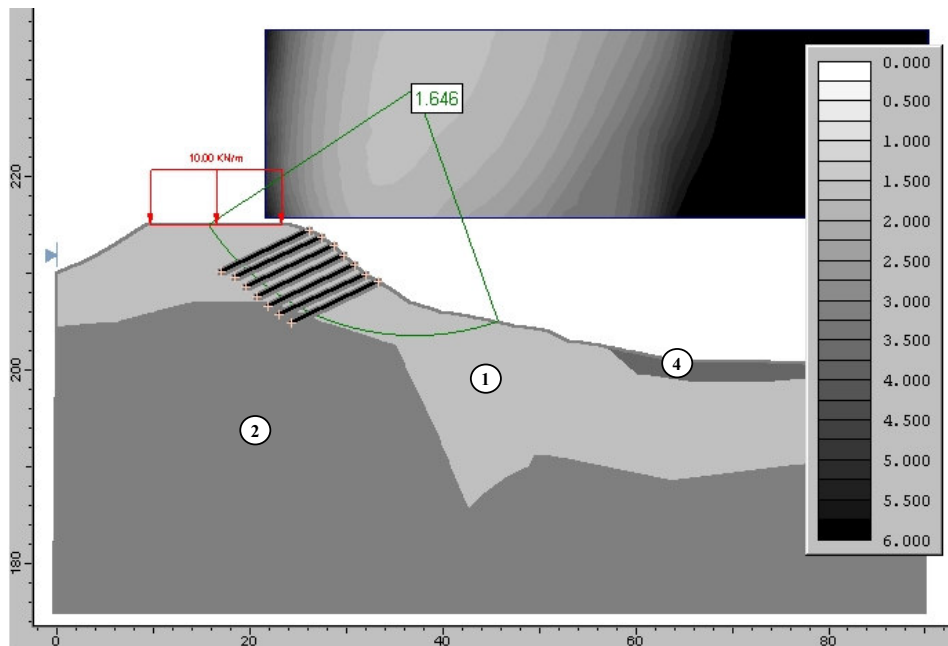


Figura 46 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção Central.

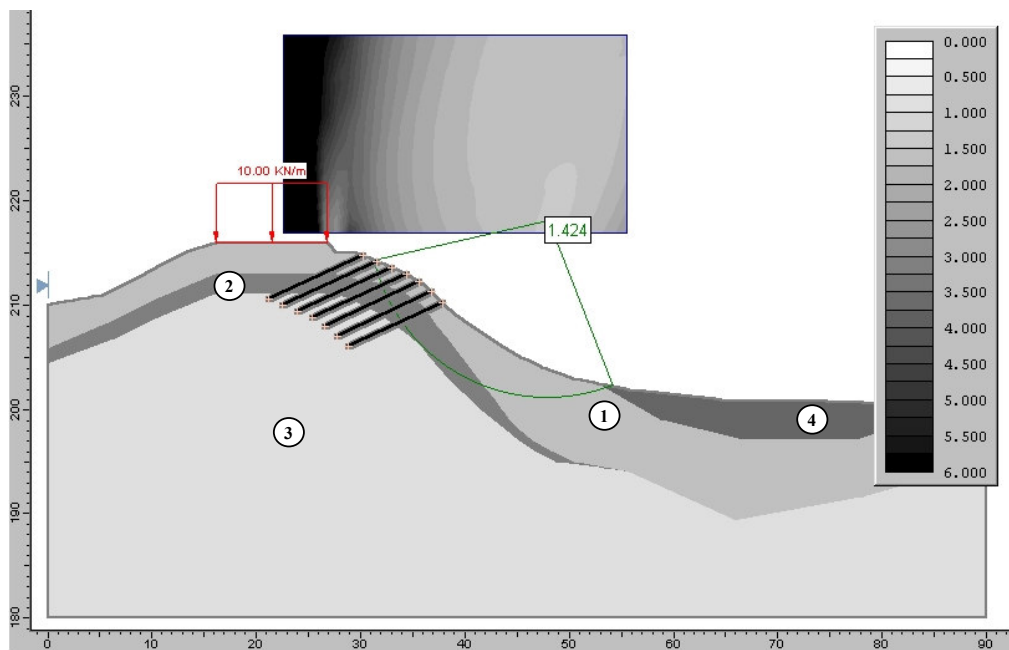


Figura 47 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção D-D.

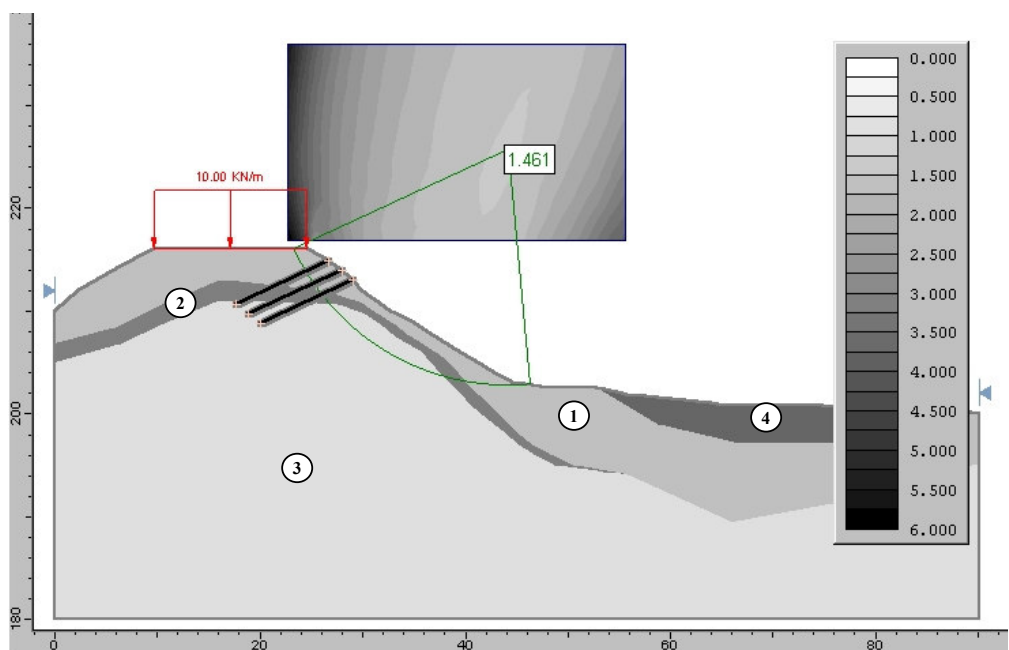


Figura 48 – Análise de Estabilidade do talude estabilizado – Seção E-E.

A TABELA 16 apresenta os resultados das análises de estabilidade para o talude estabilizado com solo grampeado, pelo método do equilíbrio limite de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer e Janbu corrigido, para as seções ilustradas anteriormente.

TABELA 16

Valores dos fatores de segurança pelo método de equilíbrio limite - Estabilização.

MÉTODOS	Seção A-A	Seção B-B	Seção C-C	Seção Central	Seção D-D	Seção E-E
Bishop simplificado	1,174	1,772	1,823	1,646	1,424	1,461
Janbu Simplificado	1,088	1,476	1,527	1,419	1,247	1,330
Spencer	1,388	1,756	1,822	1,665	1,547	1,513
Janbu corrigido	1,173	1,595	1,661	1,543	1,347	1,417
FS Repr. seção	1,206	1,650	1,708	1,568	1,391	1,430
FS Repr. talude	1,492					

O valor médio (representativo) dos fatores de segurança para cada seção mostra que, em geral, os fatores calculados são maiores que 1,00, estabelecendo uma condição de estabilidade do maciço, mesmo que, em determinada seção, o FS tenha sido próximo da unidade (seção A-A).

O valor representativo total do fator de segurança (FS_{repr}) calculado para o talude como um todo, é igual a 1,492; sendo este um valor maior que 1,00 considerando o talude estável após a inserção dos chumbadores.

Analogamente as análises de estabilidade sem o grampeamento, a seção A-A com $FS_{médio}$ igual a 1,206, apresentou o menor fator de segurança e a seção C-C com $FS_{médio}$ igual 1,708 representou o maior. Isto confirma que a introdução de chumbadores à estrutura, mantém a proporção do aumento da estabilidade, porém de acordo com a quantidade de grampos inseridos em cada seção ou região adjacente, proposta em projeto, essa proporção não é a mesma.

A seção A-A é caracterizada por apresentar quatro camadas de solo em sua estratigrafia, uma geometria mais inclinada e foram utilizadas três linhas de grampos. A seção C-C, é formada por três camadas de solo, uma superfície mais suave e sete linhas de grampos. Para estas análises, a seção que melhor representaria o $FS_{médio}$ calculado para todo o talude ($FS_{repr}=1,492$) seria a seção E-E ($FS=1,430$) diferente da análise anterior, a seção Central.

Suponha-se o caso de utilizar a mesma seção Central da análise anterior, como a seção representativa do talude estabilizado. Neste caso, a seção apresentaria o $FS_{\text{médio}}=1,568$ enquanto que o $FS_{\text{repr}}=1,492$, tendo-se majorado as condições de estabilidade nesta seção.

4.2.3 Resultados das Análises de Estabilidade Bidimensional

Pode-se notar, nas duas análises bidimensionais, que dentre os métodos consagrados de cálculo de estabilidade de taludes utilizados nas análises, o método de Janbu simplificado é o que resulta em valores de fatores de segurança menores, seguido pelo método de Janbu corrigido, pelo método de Spencer e finalmente o método de Bishop simplificado. Os fatores de segurança apresentados pelo último método resultam em valores maiores que os outros métodos de cálculo, ou seja, apresenta valores menos conservadores quanto à estabilidade da estrutura.

Os resultados das análises bidimensionais apresentados anteriormente descrevem uma situação real onde, a inserção de um reforço no solo altera significativamente as condições de estabilidade de uma estrutura em solo.

Para ambos os casos, a utilização de um fator de segurança mais ou menos conservador influenciará na elaboração de um projeto geotécnico.

No caso de se adotar em um projeto geotécnico, um fator de segurança menor ou muito próximo a 1,00, apresentado em uma ou mais seções, a estrutura não estará a favor da segurança, se comparado a outras seções. Com isso, a condição de estabilidade será atendida para as outras seções com fator de segurança maior que 1,0. Porém, adotando-se um fator de segurança muito baixo para o projeto, este poderá não estar condizente com a realidade local e gerar custos desnecessários ao empreendimento.

Porém, no caso de se adotar em um projeto geotécnico, um fator de segurança maior que 1,00, também apresentado em uma ou mais seções, pode-se estar contra a segurança nas seções que apresentaram fator de segurança menor que 1,0. Com isso, pode-se estar projetando estruturas que não são indicadas para as áreas instáveis ou em iminência de ruptura.

No projeto desenvolvido para a solução adotada pela TBG, o fator de segurança calculado para apenas uma seção do talude em estudo, através do programa

STED, foi de $FS=1,12$ e o calculado para o talude estabilizado com solo grampeado foi de $FS=1,47$.

Embora a diferença entre os fatores apresentados no estudo e no cálculo da projetista não ser muito significativa, em outros casos essa diferença poderá ser maior, pois está relacionada diretamente com a geometria complexa de um talude, a estratigrafia diferente para cada seção, as condições de saturação entre outros.

Os resultados das análises bidimensionais do talude e do grampeamento foram escopo de artigo apresentado por OLIVEIRA, FERREIRA e OLIVEIRA (2005).

4.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL

4.3.1 Introdução

Um grande número de estudos, sobre problemas de estabilidade de taludes tridimensionais, tem sido desenvolvidos a partir dos anos 60. Os tipos de problemas dirigidos a esses estudos, podem ser divididos em três categorias: (1) taludes que são curvados no plano ou que contêm cantos; (2) taludes que estão sujeitos às cargas limitadas no topo; e (3) taludes em que a superfície potencial da falha é confinada por limites físicos (Duncan, 1996).

Duncan (1996) descreve diversos estudos sobre as análises de estabilidade tridimensional em taludes, citando três importantes conclusões nos quais, utiliza diferentes métodos de cálculos, forças (parâmetros do solo), geometria do talude e do escorregamento (inclinações e forma) e por fim, os efeitos tridimensionais (fatores de segurança). No estudo, foram utilizados os métodos baseados nas análises do equilíbrio limite e variacional; teoria cinemática do limite de plasticidade; método das fatias (Bishop modificado, Janbu e Spencer); método do círculo sueco, elementos finitos, entre outros. As forças incluíam a coesão (c) e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ), a geometria considerava as superfícies do talude e do escorregamento irrestritos: as do talude, cônicas, vertical, com carregamentos entre outros, e as do escorregamento: espiral logarítmica, cilíndrica, elipsoidal, de revolução entre outros.

A primeira conclusão apresentada pelo autor, trata das análises do fator de segurança 3D, que é muito maior do que as análises do fator de segurança 2D, contando

que o fator de segurança 2D é calculado para uma seção bidimensional mais crítica. Na Segunda conclusão, as análises bi e tridimensionais indicam o mesmo fator de segurança para taludes homogêneos em solos não coesivos, pois a superfície crítica de ruptura está em um plano raso, paralelo a superfície do talude. Terceira conclusão, se os efeitos tridimensionais são negligenciados nas análises para retro calcular a resistência ao cisalhamento, as resistências retro calculadas serão demasiadamente elevadas.

A aplicação mais usual da análise de estabilidade tridimensional é em taludes que apresentam uma complicada topografia, com resistência ao cisalhamento muito diferente em relação aos materiais de fundação, das camadas e uma complexa condição de poro pressão, incorporando assim, uma variação de espaço tridimensional da estrutura de solo no cálculo dos fatores de segurança (Arellano, 2001).

A utilização de métodos computacionais na análise de diversos casos da engenharia e outras áreas tem sido, um dos maiores avanços da era moderna. A capacidade de solucionar problemas, antigamente tão difíceis, por métodos de modelos matemáticos em computador, facilitou significamente a vida de pesquisadores e profissionais. As análises desses modelos usualmente utilizam métodos numéricos, entre os quais se inclui o de elementos finitos. O método dos Elementos Finitos teve sua maior utilização a partir dos últimos trinta anos, com o aumento considerável da capacidade dos computadores e a grande evolução dos programas comerciais que, popularizaram o uso do método.

O método de elementos finitos surgiu em 1955 como evolução da análise matricial de modelos reticulados, com a disponibilidade de computadores digitais e devido à necessidade de se projetar estruturas de modelos contínuos. Os primeiros elementos foram concebidos por engenheiros aeronáuticos para análise de distribuição de tensões em chapas de asas de avião (Soriano, 2003).

Em 1962 Gallagher, Padlog e Bijlaard *apud* Soriano (2003), foram pioneiros na análise de problemas tridimensionais de tensões por meio de elementos finitos, considerando os efeitos de temperatura em sólidos de formas complexas. Em 1963, arbitraram campos de deslocamentos em vigas e placas, para considerar o efeito de não linearidade geométrica e para determinar cargas críticas.

Archer (1963) *apud* Soriano (2003), utilizou o campo de deslocamentos em elemento finito para determinar a correspondente matriz de massa, denominada consistente, assim já era possível aplicar o método em problemas estáticos, de não

linearidade e dinâmicos. A formulação do elemento era através do princípio de deslocamentos virtuais e não se tinha conhecimento de critérios para o desenvolvimento de elemento com garantia de convergência para a solução exata. Melosh (1963) *apud* Soriano (2003), apresentou uma formulação do método de elementos finitos a partir da minimização da grandeza escalar funcional da energia potencial total.

Veubeke (1965) *apud* Soriano (2003), apresentou a formulação do método a partir de outros funcionais da mecânica dos sólidos deformáveis. Verificou-se que, as bases do método já tinham sido estabelecidas por Lord Rayleigh em 1870, por Walther Ritz em 1909 e por Richard Courant em 1943. Mostrou que o método dos elementos finitos é um caso particular de método de Rayleigh-Ritz, onde, estabelecem critérios de convergência e verificam que o método poderia ser empregado em qualquer problema de meio contínuo regido por um funcional (formulação variacional).

No método dos elementos finitos, a solução aproximada de deslocamentos é arbitrada em cada subdomínio, denominado elemento finito, em função dos deslocamentos dos seus pontos nodais, nos quais são determinados com a referida condição de contorno mínima. A formulação variacional permitiu a extensão do método de elementos finitos à resolução de problemas de meio contínuo, como os meios porosos, transferência de calor e eletrostáticos. Além desses problemas, Cheung e Zienkiewicz (1965) *apud* Soriano (2003), apresentaram a primeira aplicação do método em iteração solo-estrutura, utilizando a hipóteses de Winkler em semi-espaco elástico isotrópico.

4.3.2 O Método de Elementos Finitos na Geotecnia

O método dos elementos finitos foi introduzido na área da engenharia geotécnica, por Clough e Woodward (1967) *apud* Duncan (1996), em um artigo publicado na primeira conferência em Berkeley sobre estabilidade e desempenho de taludes e aterros. O aspecto mais significativo deste artigo foi o uso de relação tensão-deformação não linear nas análises de um aterro de uma barragem. As limitações do uso completo de análises elástica-linear, de tensões e movimentos em massas de solo eram de conhecimento dos profissionais, no qual era aparentemente visível que a habilidade de considerar o comportamento não-linear da tensão-deformação deu ao método de

elemento finito a grande potencialidade para o uso em problemas geotécnicos (Duncan, 1996).

Mesmo com a popularização dos computadores pessoais, a aplicação do MEF em geotecnia encontrava um obstáculo quanto às diferenças entre o modelo empregado e a realidade física, *in loco*. Enquanto os elementos utilizados em engenharia estrutural eram baseados em materiais isotrópicos e elásticos, o solo é um material de resistência à tração praticamente nula que, apresentava uma curva tensão-deformação fortemente não linear (Zirlis, Val e Neme, 1999).

A utilização do método de elementos finitos na geotecnia tem sido de grande importância para a avaliação e solução de problemas complexos onde, a discretização do meio se torna uma variável indispensável para uma caracterização do solo mais bem representada. Recentemente, foram desenvolvidos programas voltados especificamente para a engenharia geotécnica que trabalha com tipos de elementos (solos) anisotrópicos e de resposta não linear e elasto-plástica. Além disso, a interface gráfica facilita a entrada de dados e a visualização dos resultados obtidos (Zirlis, Val e Neme, 1999).

O método genérico de elementos finitos, possui muitas características desejáveis para aplicação em análises de tensões e movimentos em massas de terra. Tem sido utilizada para cálculo de tensões, movimentos e poro-pressão em taludes e aterros; para análises de condições durante a construção e também após construção, como consolidações ou deformações que ocorrem e a dissipação do excesso de pressão neutra e para investigar a probabilidade de trincamento, fraturamento hidráulico, ruptura local e da estabilidade global dos taludes.

O método é tão genérico que é possível modelar várias condições complexas com alto grau de realismo, incluindo nas análises aspectos como comportamento tensão-deformação não-linear, condição heterogênea e alteração da geometria durante a construção de um aterro ou de uma escavação.

Esta generalidade e poder da ferramenta, têm seu preço. O esforço e o custo de uma análise de elementos finitos ainda são muitos altos. Cada análise despende uma considerável quantidade de horas de engenharia e de engenheiros, para desenvolver os valores das propriedades (parâmetros geotécnicos e mecânicos), para proceder com as análises e para validar e avaliar os resultados. A quantidade de tempo de engenharia requerida para as análises, tem-se reduzido através dos desenvolvimentos e avanços dos

pré e pós-processadores gráficos, mas é ainda muito significativa. Além disso, uma considerável quantidade de tempo é requerida para aprender a utilizar o método efetivamente.

O custo do tempo de utilização dos computadores para a análise de elementos finitos vem se reduzindo drasticamente através dos avanços computacionais e da disposição de computadores mais poderosos e potentes. Isto não é o fato mais significativo para o custo total do desenvolvimento das análises, entretanto, quando o tempo do computador estava mais caro do que hoje, seu custo estava na ordem de 10% do custo total de uma análise (Soriano, 2003).

À medida que a capacidade de pré e pós-processamento de microcomputadores avança, fica mais fácil e mais rápido a resolução de problemas que envolvam um número maior de elementos, análises tridimensionais e técnicas iterativas que envolvam um número extremo de cálculos para uma simulação do comportamento não-linear (Duncan, 1996).

4.3.3 O Método de Elementos Finitos

A idéia por de trás do MEF é a de se partir de algo pequeno e simples para se entender algo grande e complexo. Normalmente para solucionar estes tipos de problemas, utilizam-se programas comerciais para análises linear bi e tridimensionais.

Conforme Brisot (2001), o método dos elementos finitos consiste basicamente em discretizar a estrutura em pequenos elementos, chamados de elementos finitos e através da aplicação de princípios variacionais obtém-se as variáveis de interesse. No caso da geotecnia pode-se obter as variáveis de deslocamento, tensão-deformação, adensamento, o próprio fator de segurança na estabilidade de taludes entre outros.

O MEF, como um método numérico, é uma evolução do “cálculo matricial de estruturas”, modeladas como um sistema de barras, que ocorreu no final da década de 50. No “cálculo matricial de estruturas”, há o chamado “método das forças” (ou da flexibilidade) e o “método dos deslocamentos” (ou da rigidez), assim denominados a partir da incógnita nodal obtida no cálculo. O primeiro apresenta vantagem para o cálculo manual enquanto o segundo desenvolveu-se após o aparecimento do computador. Turner, Clough, Martin e Topp apresentaram em 1956 a formulação do

primeiro elemento plano, o triângulo de três nós, com vistas à análise estrutural (em engenharia aeronáutica). Este primeiro artigo despertou o interesse de muitos pesquisadores e engenheiros e o método se desenvolveu rapidamente. Na década de 60 o estudo mais aprofundado dos princípios do método, seguindo o enfoque variacional, permitiu sua aplicação no estudo de muitos outros fenômenos fora da análise estrutural (Velloso, Maria e Lopes, 1998). Vale mencionar que em 1943 uma formulação muito semelhante à do MEF foi feita por Courant para o estudo do problema de torção de Saint Venant (Brebbia e Ferrante, 1975 *apud* Velloso, Maria e Lopes, 1998).

O MEF pode ser descrito como uma técnica para se resolver (de forma aproximada) um problema governado por equações algébricas que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos. O procedimento na resolução de um problema pelo MEF é visto a seguir (Velloso, Maria e Lopes, 1998):

(1) Divide-se o domínio do problema em um número de subdomínios, denominados “elementos finitos”, conectados entre si através de um número finito de pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós”.

(2) A distribuição da variável cuja solução é procurada dentro dos elementos finitos é aproximada por uma função particular, chamada “função de interpolação”.

(3) A partir desta função é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento. Este sistema de equações pode ser apresentado na forma matricial, sendo a matriz dos coeficientes denominada “matriz de comportamento do elemento”.

(4) Considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais, é possível se associar às equações dos elementos, montando um sistema global de equações para o problema.

(5) Introduzem-se valores conhecidos da variável do problema no contorno (condições de contorno).

(6) Resolve-se o sistema de equações global, obtendo-se os valores da variável do problema nos pontos nodais.

(7) Caso se deseje o valor de outras variáveis (secundárias) um cálculo complementar é feito.

Uma vez desenvolvido um programa de computador para a execução dos passos (2) a (7), o trabalho do engenheiro se concentra apenas no passo (1), complementando com o fornecimento de dados ao programa e, após a execução do programa na interpretação dos resultados. Nessas duas tarefas, é necessário um cuidadoso julgamento do engenheiro (Velloso, Maria e Lopes, 1998).

4.3.3.1 Descrição do Programa de Método dos Elementos Finitos Utilizado

O programa computacional ANSYS é um software proposto a solucionar diversos tipos de análises bidimensionais e tridimensionais, permite a análise de estruturas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos em suas formulações. É possível realizar análises considerando-se material elástico e plástico e análises dinâmicas (Labanowski, 2002).

Os comandos do programa ANSYS são efetuados por meio de palavras-chave ou pastas de trabalho, permitindo o usuário à identificação das ferramentas e suas aplicações. As seqüências construtivas podem ser simuladas através de uma série de comandos de entrada, anteriormente a execução do comando ao caso. Cada simulação ou etapa construtiva pode ser armazenada em arquivos independentes, facilitando a análise dos resultados e a seqüência de comandos e ações utilizadas.

A FIGURA 49 ilustra as etapas necessárias para a realização das análises tridimensionais através do software ANSYS.

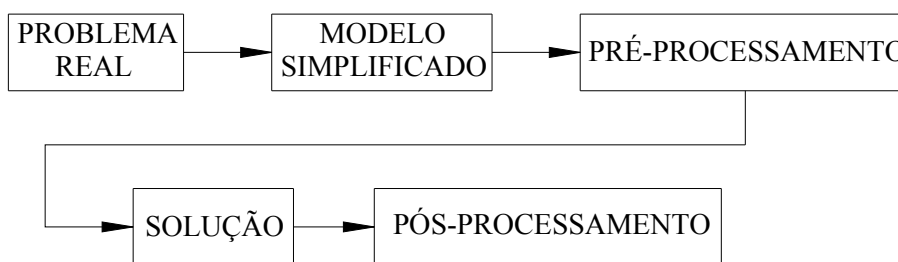


Figura 49 – Etapas para o processamento de análises no ANSYS.

Fonte: Labanowski, 2002.

A partir de um problema real, em condições adversas, parte-se para a fase de criação de um modelo simplificado e posteriormente inicia-se as fases de análise (pré-processamento, solução e pós-processamento).

- Pré-processamento: definição do tipo de elemento ou grupo de elementos; dos nós; das conectividades dos nós (elementos/malha); das propriedades do Material; das propriedades Geométricas; das condições de contorno e dos carregamentos.

Para se definir o tipo de elemento, é necessário primeiramente consultar a biblioteca de elementos disponíveis no ANSYS e verificar qual o elemento é o mais adequado para a realização da análise do problema.

A importância de se conhecer as hipóteses envolvidas em cada elemento finito, evita erros na modelagem (elemento inadequado ao problema, incompatibilidade de elementos, etc.); obtém-se uma maior facilidade na interpretação dos resultados e na identificação de erros na análise.

- Solução: processamento de todos os dados do problema e sua solução. Serão realizados o cálculo e armazenagem da matriz de rigidez dos elementos; o cálculo e armazenagem do vetor de carga e a Resolução do sistema $ku=f$;

- Pós-processamento: são exibidos e listados todos os resultados. A listagem pode ser realizada diretamente ou através de tabelas. Pode-se listar ou plotar, por exemplo, esforços solicitantes, tensões e deslocamentos, etc. No caso das tabelas, a cada uma associam-se um nome de até oito caracteres. Posteriormente estas tabelas podem ser operadas diretamente no ANSYS, ter seus valores plotados e/ou listados para serem gravados em arquivo.

4.3.3.2 Modelo Constitutivo Elástico-Linear

O modelo adotado para o estudo de caso é o comportamento de tensão-deformação elástico linear que, embora não represente a condição real de campo de uma estrutura em solo, é um modelo mais simplificado e a principal vantagem é sua facilidade.

Para caracterizar o comportamento de tensão-deformação dos materiais elásticos isotrópicos, são necessários apenas dois parâmetros elásticos, o módulo de Young ou elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (μ).

Conforme Duncan (1996), a desvantagem da elasticidade linear é que este não é um bom modelo para representar o verdadeiro comportamento tensão-deformação de solos, exceto a baixos níveis de tensão e pequenas deformações. Devido ao fato que,

os valores do módulo de Young ou elasticidade (E) e Poisson (μ), dependem da pressão de confinamento das tensões, não existe um método racional para selecionar valores de E e μ para uma análise linear.

Apesar desta desvantagem, as análises utilizando modelo elástico-linear têm sido usadas em vários casos para análises de aterros e taludes escavados, mostrando-se uma boa concordância entre os movimentos calculados com os valores medidos. Duncan (1996) acredita que isto é afetado pelo fato de que as análises foram feitas depois de terem sido realizadas as medidas de campo, sendo classificadas como previsões classe C1 (Lambe, 1973 *apud* Duncan, 1996). Se uma análise é realizada após o fato e a concordância inicialmente não é favorável, existe uma tendência natural a descobrir que está errado e fazer mudanças que melhorem a concordância entre o valor calculado e o medido em campo.

As análises elástico-lineares em elementos finitos, resultam em valores razoáveis de tensão e deslocamento para vários casos. Se o único interesse são as tensões e não existem zonas com grandes diferenças de rigidez, a análise elástico-linear pode ser tão boa quanto uma análise não linear, sendo necessários para isso, à adoção de valores corretos de relação de módulo de Young ou elasticidade (E) para as análises.

O comportamento dos materiais quando submetido a carregamentos dinâmicos, nem sempre é elástico linear, podendo ser elasto-plástico, elástico não linear (com recuperação total ou com histerese) (FIGURA 50).

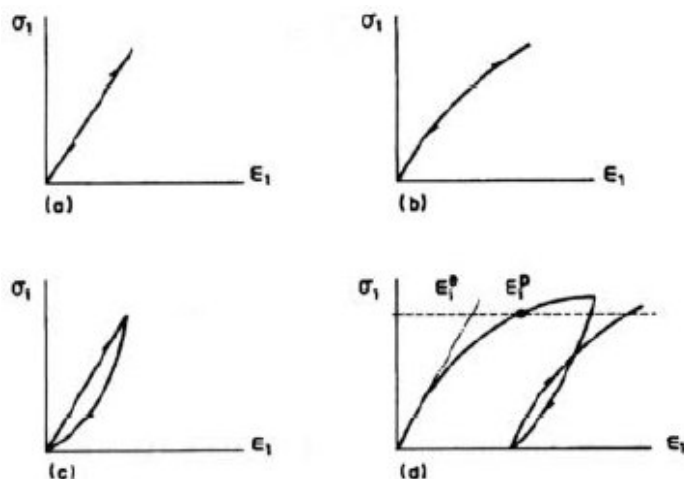


Figura 50 – Comportamento de tensão-deformação dos solos.

Nota: (a) elástico linear; (b) elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese e (d) elasto-plástico.

Fonte: modificado de Benevides, 2000, p. 20.

4.3.4 Considerações Iniciais para as Análises de Estabilidade

As análises de estabilidade tridimensionais do talude e do reforço, apresentadas a seguir, possuem diversas similaridades quanto aos dados de entrada (pré-processamento), a solução (rotinas de cálculos) e os resultados (pós-processamento).

A seguir serão apresentadas as características de cada etapa da modelagem e suas particularidades.

4.3.4.1 Análises de Estabilidade do Talude

PRÉ-PROCESSAMENTO

Na fase de pré-processamento, os parâmetros ou dados de entrada utilizados no programa de elementos finitos são: propriedades geométricas, definição da malha de elementos finitos, tipo de elemento finito, propriedades dos materiais e condições de carregamentos e contornos.

- PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

O modelo geométrico tridimensional adotado para as análises tridimensionais está descrito no item 4.1.1.

- PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os dados de entrada solicitados pelo programa ANSYS, para os materiais empregados nas análises são: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (μ) e peso específico (γ).

As propriedades dos materiais geotécnicos solicitados para as camadas A, B, C e D, são apresentados na TABELA 13.

- DEFINIÇÃO DA MALHA

Existem duas maneiras para a entrada de dados geométricos da estrutura (nós e elementos) no programa: através da leitura de arquivos com extensão “.iges” ou utilizando o próprio gerador de malha do ANSYS. Para este estudo, utilizou-se o recurso do programa ANSYS.

Pelo fato do modelo geotécnico ser altamente complexo e suas dimensões extremamente grandes (altura e largura do talude), a geração da malha de elementos finitos tornou-se difícil para a discretização do problema. Para tanto, o modelo foi dividido em zonas para que fosse possível atribuir tamanhos diferentes de elementos, de

acordo com o interesse de refinamento das áreas e dos volumes. As áreas e volumes de maior interesse do modelo foram determinadas conforme a localização do talude a ser estabilizado (indicações de projeto) sendo que, os volumes com a malha mais refinada foram posicionados mais no centro do talude, entre as seções A-A e E-E, nas camadas de solo mais superficiais (1 e 2). Nos demais volumes e camadas foram utilizados malhas de tamanhos maiores, porém que se adequassem bem às malhas adjacentes.

Foram realizadas algumas tentativas para adequar a melhor malha ao modelo geotécnico e a capacidade dos computadores disponíveis⁵. Iniciou-se com uma malha de elementos finitos com aproximadamente 120.000 nós sendo necessária a diminuição deste número em função da falta de eficiência dos pré-processadores. A malha de elementos finitos, definida para o estudo de caso, conteve 31.251 nós e 172.952 elementos, nas quais foram possíveis o pré-processamento das informações e a solução do problema (FIGURA 51). A geração da malha é feita partindo-se das superfícies ao centro do talude, tomando-se como forma triângulos, presentes no tipo de elemento finito adotado.

A TABELA 17 apresenta o tamanho da malha de elementos finitos atribuída para o modelo geotécnico e para a solução do problema.

TABELA 17
Tamanho da malha de elementos finitos.

CAMADAS	TAMANHO DA MALHA - ELEMENTOS	
	No centro do modelo (*) (entre seções A-A e D-D)	Nas bordas do modelo (antes da seção A-A e depois da seção D-D)
A	1,30 m	2,00 m
B	1,30 m	2,00 m
C	2,50 m	3,50 m
D	1,50 m	2,20 m

(*) Área de maior interesse do estudo.

⁵ Computadores disponíveis no Grante – Engenharia Mecânica – UFSC, em 2005.

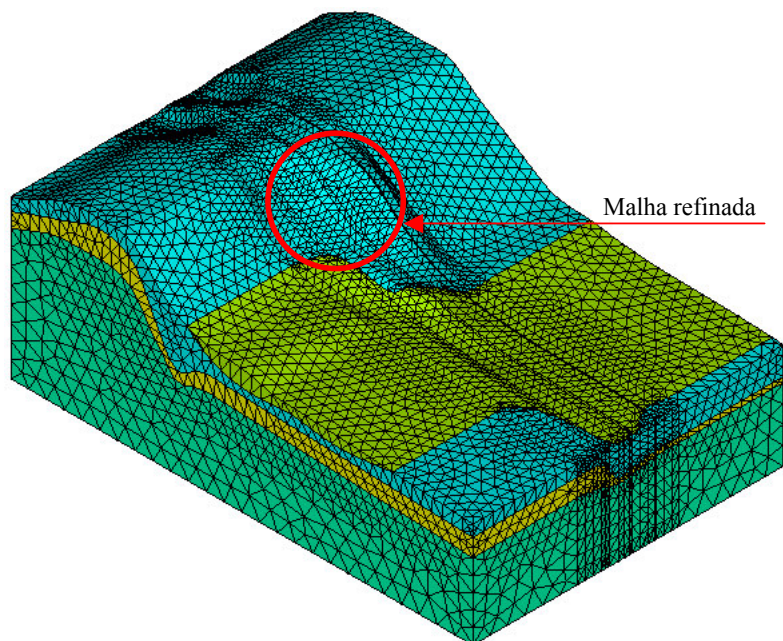


Figura 51 – Malha de elementos finitos.

- TIPO DE ELEMENTO FINITO

O tipo de elemento finito adotado para o estudo foi o sólido 45, amplamente utilizado para modelagem tridimensional de estruturas sólidas (FIGURA 51), foi o elemento tridimensional mais simples e disponível na biblioteca de elementos do programa ANSYS.

O Sólido 45 é um elemento tridimensional sólido, com funções de interpolação linear, no qual pode-se considerar para este elemento, na fase de geração da malha de elementos finitos, as seguintes formas geométricas:

- cúbico: seis faces quadráticas e oito nós;
- prismático triangular: cinco faces e seis nós, ou
- tetraédrico: quatro faces triangulares e quatro nós.

Como o talude apresenta muitas irregularidades tanto na superfície quanto entre as camadas, adotou-se para o estudo o elemento com a forma tetraédrica, composto por quatro faces triangulares, quatro vértices e quatro nós, no qual se ajustou perfeitamente ao modelo geométrico e suas camadas.

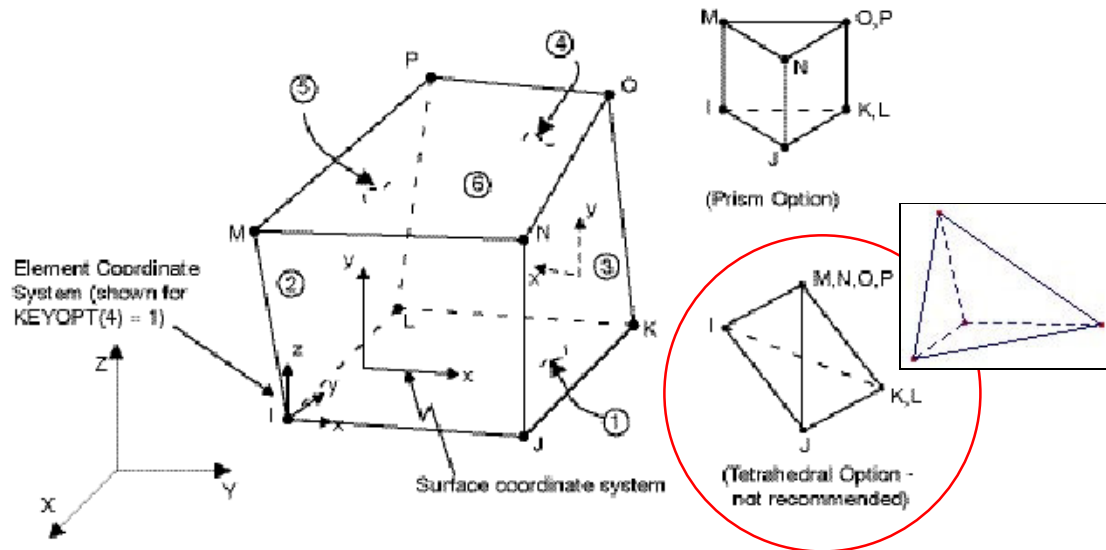


Figura 51 – Elemento sólido 45 utilizado no ANSYS para as análises tridimensionais.
Fonte: Manual do usuário ANSYS.

- CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de carregamento adotadas nas análises seguiram as atribuídas em projeto. Foram considerados os carregamentos devido à gravidade e uma carga distribuída sobre a projeção da rodovia de 10 KPa, conforme mostra a FIGURA 52.

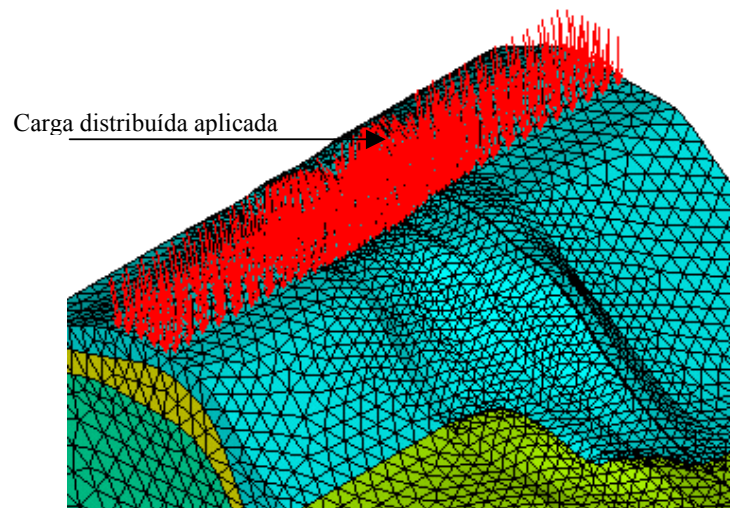


Figura 52 – Posicionamento da carga distribuída sobre a rodovia aplicada nas análises.

As condições de contorno conferidas ao modelo numérico, impediam os deslocamentos nas direções normais aos planos das superfícies do contorno do talude e à face inferior.

SOLUÇÃO

Os dados do problema (pré-processamento) são processados.

PÓS-PROCESSAMENTO

Na fase de pós-processamento, através do vetor de deslocamentos u_h , calculou-se as tensões e os deslocamentos do problema.

Aplicou-se à fórmula [6] do cálculo do fator de segurança, gerada através de uma rotina de cálculo programada em linguagem “C++”⁶, as tensões verticais (σ_y) e cisalhantes (τ_{xy}) obtidas pela modelagem no programa ANSYS, para o carregamento final do modelo elástico-linear, e os parâmetros do solo pré definidos na TABELA 13.

$$FS = \frac{c + \sigma_y \operatorname{tg} \phi}{\tau_{xy}} \quad [6]$$

Posteriormente, foram gerados arquivos de saída (lista de resultados), que apresentaram os valores dos fatores de segurança, estes, por sua vez foram incorporados ao programa ANSYS permitindo assim, a visualização dos resultados dos FS de forma gráfica.

A área crítica de escorregamento para cada seção em estudo, pode ser encontrada de duas formas, a primeira graficamente, através do gráfico gerado automaticamente pelo programa ANSYS e a segunda de forma manual, junto à busca de regiões com baixos valores de fator de segurança nas planilhas de resultados geradas.

Graficamente, após entrada dos valores de FS no programa ANSYS, o resultado gráfico é apresentado em forma de escala de cores, onde indicam os intervalos de FS por regiões de nós com o FS requerido (intervalo atribuído).

Manualmente, procurou-se identificar na planilha de resultados os baixos valores de FS e seus nós representantes para a seção, determinando-se assim uma região de nós com os menores valores de FS e possivelmente deflagradoras de rupturas.

Neste estudo os resultados serão apresentados de forma gráfica. Porém, a título de ilustração será apresentada a planilha de resultados e a forma manual, utilizada para encontrar a região de nós com baixos valores de FS, da análise de estabilidade sem

⁶ Microsoft Visual C++

considerar o solo grampeado, para seção B-B. O ANEXO 5 apresenta a planilha com todos os valores de FS para todos os nós da seção B-B.

Após uma verificação criteriosa de todos os valores de FS para a seção B-B, encontrou-se regiões de nós que apresentaram valores de FS menores que 1,0; 2,0 e 3,0. Para a determinação da região mais representativa, foi necessária a verificação dos FS dos nós adjacentes, que deveriam apresentar valores de FS também menores.

Avaliando o posicionamento, o contorno e as condições dos nós com baixos valores de fatores de segurança, adotou-se como o caminho preferencial, da região propícia a rupturas para a seção, o passante (em ordem) pelos seguintes nós: 30278, 102, 174, 173, 172, 171, 141, 140, 139, 138, 137 e 101, apresentados em sombreado e negrito na TABELA 18.

A TABELA 18 apresenta os nós com valores de FS menores que 3,0 calculados para a seção.

TABELA 18

Valores dos fatores de segurança menores que 3,0 para a seção B-B.

NÓS	FS	NÓS	FS	NÓS	FS	NÓS	FS
2	2.7388	137	1.3524	188	2.5953	30281	1.3802
6	2.7460	138	1.1880	189	2.8300	30282	1.3864
7	2.1563	139	1.2068	236	2.7924	30283	1.5669
8	2.0414	140	1.3942	237	2.1207	30284	1.6840
9	1.7033	141	1.3983	11748	2.9073	30285	1.6628
10	1.5317	171	2.8995	11749	2.8549	30286	1.7866
101	1.3814	172	1.8313	11750	2.6109	30287	1.5807
102	1.5760	173	1.4317	11751	2.6395	30288	2.5059
104	2.6863	174	1.6710	11752	2.9866	30305	1.8292
106	2.9865	175	2.1211	30278	0.8879	30306	0.96819
107	2.8924	186	2.6137	30279	1.0971	30345	2.8364
108	2.7364	187	2.5076	30280	1.2940		

(*) Valores retirados do ANEXO 5.

A FIGURA 53 apresenta a localização da região de nós com o caminho preferencial de ruptura e os valores de FS menores que 3,0, todos para a seção B-B.

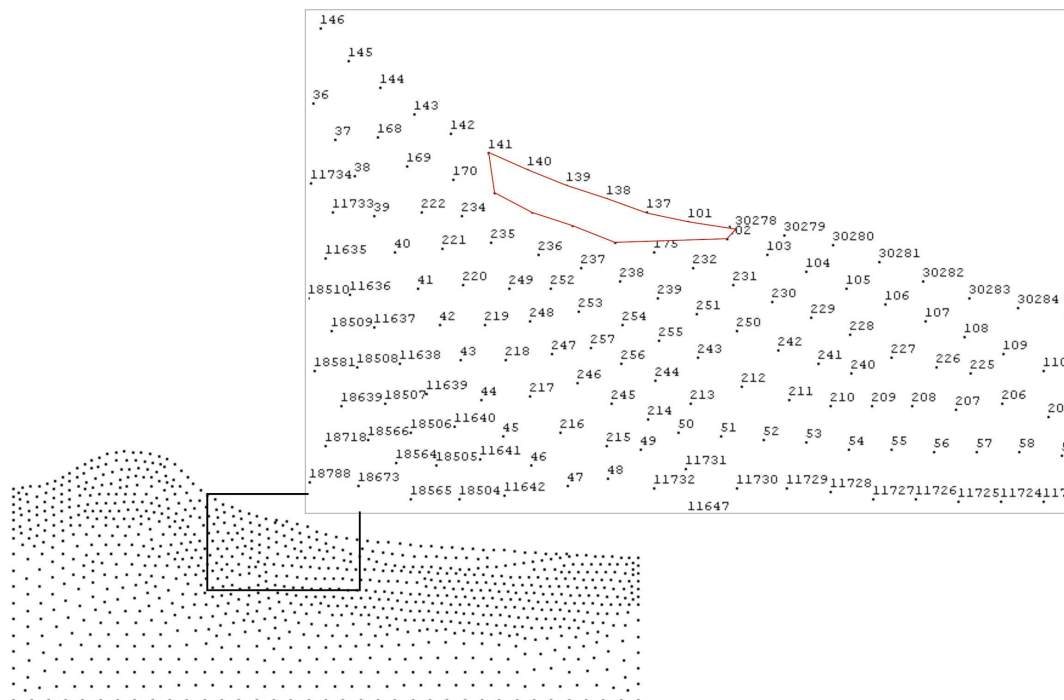


Figura 53 – Localização da região dos nós com menores fatores de segurança para a seção B-B.

O mesmo procedimento foi realizado para as outras seções, certificando-se que a forma manual e automática de busca da região de nós com baixos valores de FS, apresenta a mesma região. Porém, com a busca manual é possível obter uma maior sensibilidade quanto aos valores de FS calculados pelo método dos elementos finitos para cada nó e com a busca automática (gráfica) uma maior rapidez na obtenção dos resultados gráficos.

4.3.4.2 Análises de Estabilidade do Talude Reforçado

PRÉ-PROCESSAMENTO

Na fase de pré-processamento, os parâmetros de entrada ou dados de entrada são análogos ao da análise anterior, sendo eles: as propriedades geométricas, a definição da malha de elementos finitos, tipo de elemento finito, as propriedades dos materiais e as condições de carregamentos e contornos.

- PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

O modelo geométrico tridimensional adotado para as análises tridimensionais está descrito no item 4.1.1.

Para a inserção dos chumbadores ao modelo na localidade de maior interesse do talude, foi utilizado uma rotina de cálculo em linguagem C++ onde, colocou-se automaticamente, de acordo com as especificações de projeto, o posicionamento dos chumbadores e seu espaçamento de 1,5m na horizontal e vertical.

As FIGURAS 54 e 55, apresentam o modelo geométrico com a inserção dos chumbadores na estrutura.

As camadas 2 e 3 apresentadas no modelo geotécnico, nas seções C-C , Central, D-D e E-E das análises tridimensionais foram modificadas, em relação às camadas das análises bidimensionais (FIGURAS 39, 40, 41, 42, 45, 46, 47 e 48), devido à necessidade de se ter camadas contínuas ao longo de todo o modelo geométrico, sem interrupções, facilitando a geração dos volumes e conseqüentemente da malha de elementos finitos.

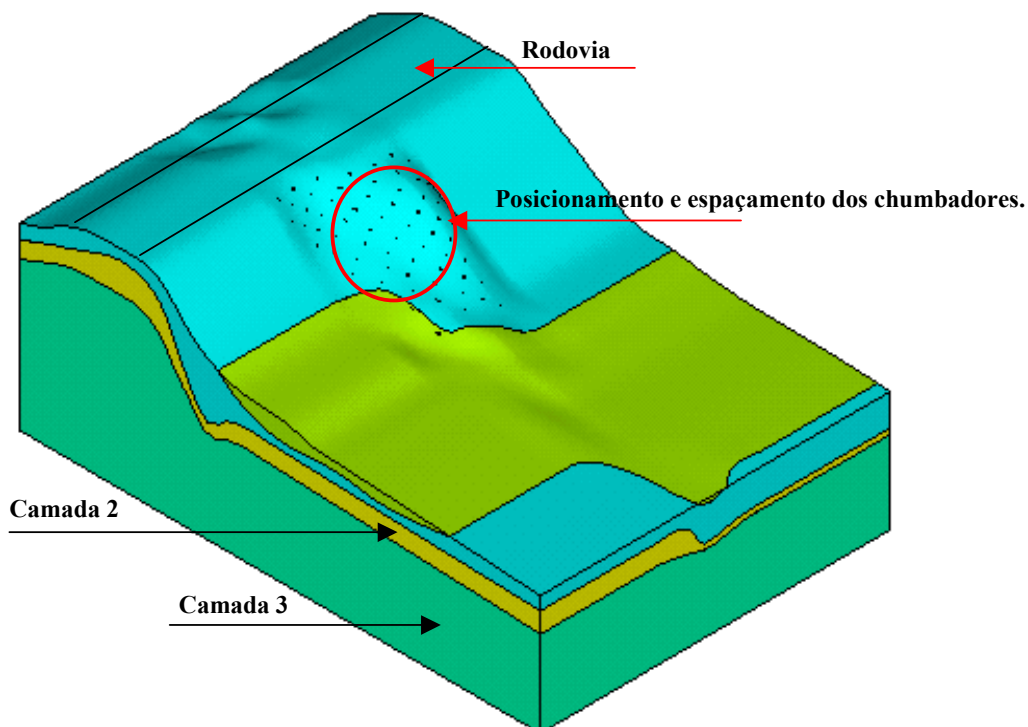


Figura 54 – Modelo geométrico tridimensional com a inserção dos chumbadores.

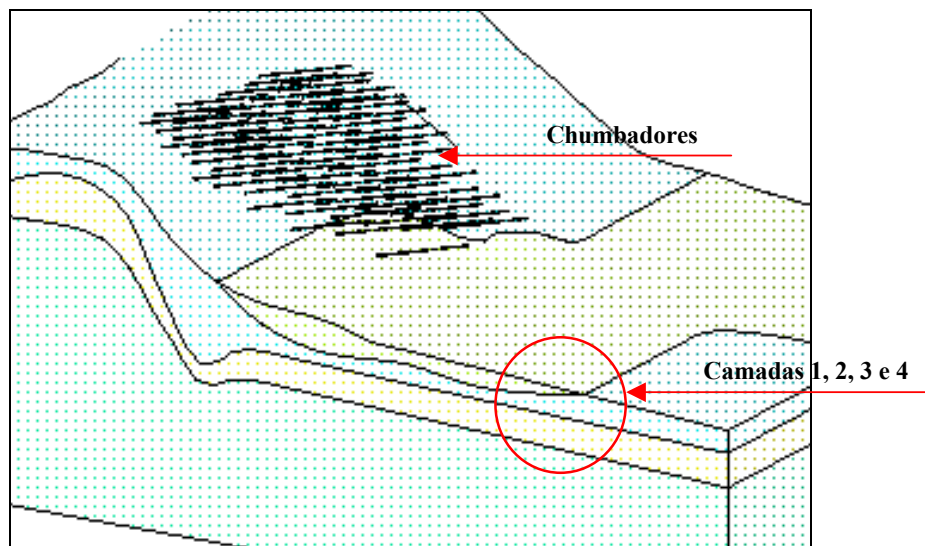


Figura 55 – Detalhe das camadas e dos chumbadores no modelo geométrico tridimensional.

- PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As propriedades físicas e mecânicas do solo, aplicados na modelagem, são aquelas apresentadas na TABELA 13.

Para os materiais que compõem uma unidade de chumbador (barra de aço + calda de cimento), utilizou-se à formulação aplicada a materiais compostos no qual, facilitou o uso da propriedade equivalente nos cálculos. A atribuição do material composto incorporou na modelagem o uso de um material melhor, equivalente às propriedades dos dois materiais diferentes empregados no chumbador.

Para o cálculo do módulo de elasticidade do material composto (equivalente), aplicou-se a seguinte fórmula [7]:

$$E_{eq} = \frac{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c}{(A_c + A_s)} \quad [7]$$

onde:

E_{eq} – Módulo de elasticidade equivalente

E_s – Módulo de elasticidade do aço

E_c – Módulo de elasticidade da nata de cimento

A_s – Área da seção do aço (chumbador)

A_c – Área da seção da nata de cimento

A TABELA 19 apresenta as propriedades dos materiais utilizados nas análises. A FIGURA 56 apresenta um perfil do talude com a inserção do material equivalente, representando os chumbadores.

TABELA 19

Propriedade dos materiais dos chumbadores

MATERIAL	PROPRIEDADES		
	Módulo de elasticidade (E)	Área da Seção (A)	Coefficiente de Poisson (μ_{eq}^{**})
Aço 12,5 mm – CA 50	210 GPa (*)	122,72 mm ²	0,3
Calda de cimento: F_{ck} 20 MPa	21,29 GPa	4295,14 mm ²	0,3
Material Composto	26,92 GPa		0,3

(*) Foram utilizados 85% do valor do módulo de elasticidade do aço levando-se em consideração a indicação da NBR 6118:2003 – Projeto de Estruturas e Concreto.

(**) Coeficiente de Poisson equivalente.

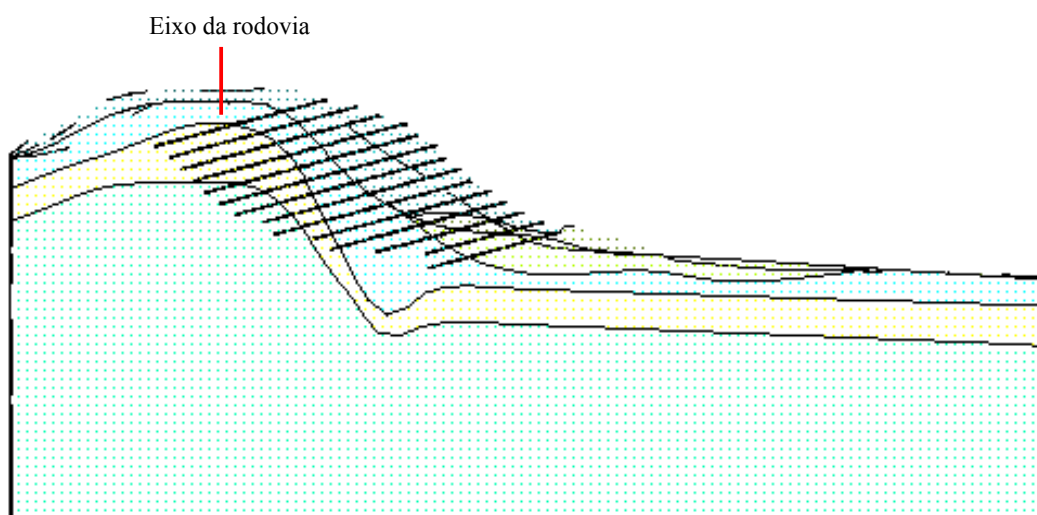


Figura 56 – Detalhe dos chumbadores em seção.

- TIPO DE ELEMENTO

O tipo de elemento finito adotado para o material solo, é o elemento sólido 45 (solid 45), descrito anteriormente.

O programa ANSYS não possui elemento específico para representar os chumbadores (barra de aço e furo preenchido com calda de cimento) para tanto, existem duas possibilidades para implementá-los nas análises, como elementos de viga. A primeira, utilizada em análises lineares 2D e 3D, é adequada para os casos em que uma

dimensão é muito maior que as outras duas, utilizando-se propriedades do elemento com de um único material equivalente, considerando-se apenas o atrito (ligação) entre o material equivalente e o solo.

A segunda possibilidade utilizada em análises 3D, é aplicada em elementos de viga onde a diferença entre as três dimensões não é tão grande, considera-se os materiais separados e aplica-se a modelagem elementos de contato entre o aço e a calda de cimento e o atrito solo-chumbador. Para utilizar este tipo de interface, deve-se fazer uma análise não-linear.

Durand e Farias (2005), consideraram em suas análises de estruturas reforçadas em condições tridimensionais, pelo método dos elementos finitos a hipótese de aderência perfeita entre o reforço e o solo, e a incorporação da rigidez das barras nos elementos sólidos dos reforços.

Os elementos de viga ou barras, permitem a modelagem de estruturas esbeltas, que apresentam, rigidez à flexão e axial (Gerscovich et al., 2005).

Neste trabalho utilizou-se a primeira possibilidade devido a grande diferença entre as três dimensões do chumbador. O elemento de interface não foi utilizado neste trabalho por estar sendo utilizado modelo elástico-linear. Adotou-se o elemento geométrico de viga (Beam 4) do banco de dados do programa ANSYS.

O elemento Viga 4 é um elemento uniaxial com tensão, compressão, torção e capacidade de curvatura. O elemento possui 6 (seis) graus de liberdade em cada nó: translação nodal nas direções x, y e z e rotações nos eixos, sobre os nós x, y e z (FIGURA 57).

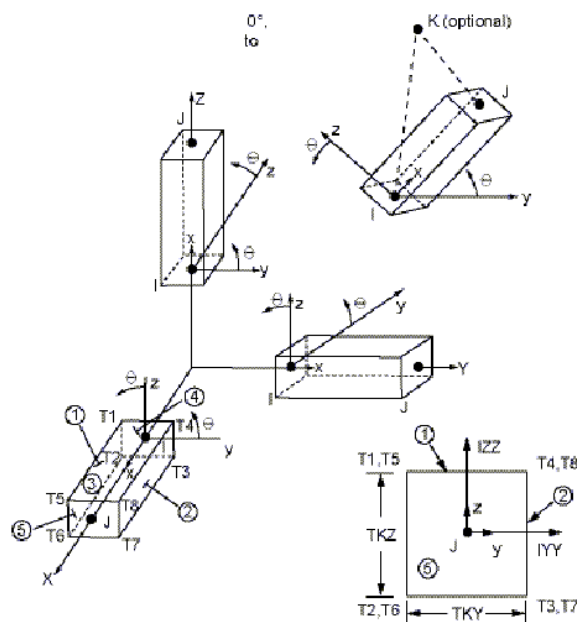


Figura 57 – Elemento viga 4 utilizado no ANSYS para a representação dos chumbadores.
Fonte: Manual do Usuário ANSYS.

• DEFINIÇÃO DA MALHA

O tamanho da malha de elementos finitos para o modelo reforçado é a mesma apresentada na TABELA 17.

A malha de elementos finitos, definida para o talude reforçado com grampos foi alterada, totalizando 35.577 nós e 194.990 elementos.

O aumento do número de nós e elementos da malha deu-se à necessidade de se dividir através de seções transversais ao talude, a região onde se concentrava os chumbadores. Os volumes seccionados dessa região, permitiram a geração dos elementos de viga, representando os chumbadores, de maneira a estabelecer uma continuidade entre as malhas e conseqüentemente o aumento dos nós e elementos em conectividade (vide FIGURA 35).

Nas regiões adjacentes a região, não houve alteração da malha e do número de elementos e nós.

Durand e Farias (2005) utilizaram em suas análises a técnica chamada de análise embutida onde, o reforço é dividido em várias parcelas correspondentes a cada elemento atravessado. Cada parcela é simulada por um elemento de barra e sua rigidez

incorporada dentro do elemento sólido atravessado considerando a hipótese de aderência perfeita. Assim, obtiveram para a rigidez do material reforçado [8]:

$$K_{mr} = K_m + K_r \quad [8]$$

onde:

K_m - rigidez do material

K_r - rigidez do reforço

Neste caso a matriz de rigidez do elemento de reforço possuiria dimensões compatíveis com as do elemento atravessado. Foi possível expressando-se a deformação do elemento de barra em função dos deslocamentos dos nós do elemento atravessado. Os autores não consideraram a contribuição à flexão do reforço uma vez que esta não introduziria mudanças consideráveis nos resultados das análises numéricas (Kenny e Kawai, 1996 *apud* Durand e Farias, 2005).

- CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de carregamento adotadas nas análises são as mesmas adotadas na análise do talude sem reforço.

SOLUÇÃO

Na fase de solução para o talude com reforço, considera-se um incremento na rigidez do sistema, devido à inserção dos chumbadores à estrutura de solo.

Procede-se com o processamento dos dados do problema.

PÓS-PROCESSAMENTO

A fase de pós-processamento para esta análise é análoga à anterior, graficamente e manualmente.

4.3.5 Análises de Estabilidade do Talude e do Solo Grampeado

Os resultados das análises de estabilidade tridimensionais para as seções de estudo do talude e do mesmo estabilizado, estão representados nas figuras a seguir.

Os gráficos que apresentam as regiões com valores de FS entre 0,0 - 3,0 e entre 0,0 - 7,0 calculados para cada nó de cada elemento presente nas seções, mostram uma escala de cores, variando da cor azul para o menor fator de segurança (FS = 0,0), a vermelho para o maior fator de segurança (FS=3,0 ou FS=7,0). As regiões azuladas, dispostas quase sempre no pé do talude, representam as regiões de nós com os valores de fator de segurança mais baixos isto é, menor ou igual à unidade.

As subdivisões de cores indicam uma variação dos mínimos e máximos fatores de segurança dentro do intervalo atribuído na apresentação dos resultados (0,0 – 3,0), não sendo possível atribuir um único valor de fator de segurança para a seção, como apresentada nas análises bidimensionais (equilíbrio limite). A cor cinza, apresentada nas figuras a seguir, representa valores de FS maiores que o atribuído na escala, isto é, maiores que 3,0 (três) ou 7,0 (sete).

As FIGURAS 58 e 59 apresentam os resultados globais, de superfície, da análise de estabilidade tridimensionais do talude sem considerar o reforço. Foram considerados os intervalos de FS entre 0 - 3 e 0 - 7, respectivamente, para se obter uma sensibilidade dos resultados das análises para escalas de FS diferentes. O detalhe apresentado nas figuras refere-se à porção superficial do talude de maior interesse, onde está posicionado o gasoduto e executada a contenção em solo grampeado pela projetista.

Adotou-se para as análises, o intervalo de fator de segurança entre 0,0 - 3,0. Embora relativamente alto, este intervalo no estudo de estabilidade de taludes, provê a identificação das regiões de mínimos valores de FS, indicados por regiões de nós e seu direcionamento e comportamento no maciço.

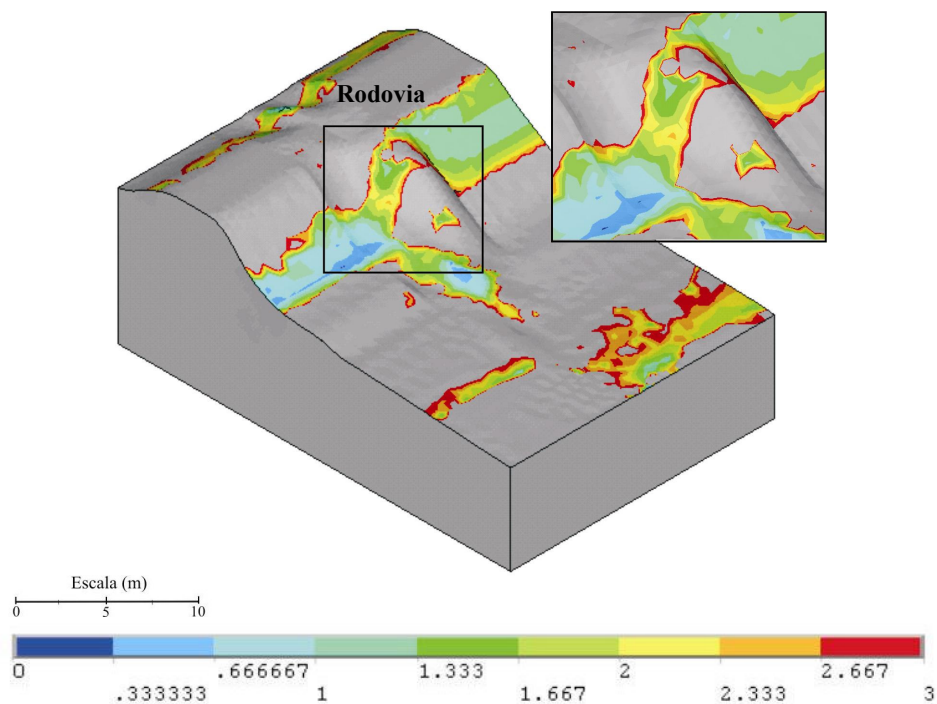


Figura 58 – Resultado Global da análise 3D do talude sem reforço: FS = 0 a 3.

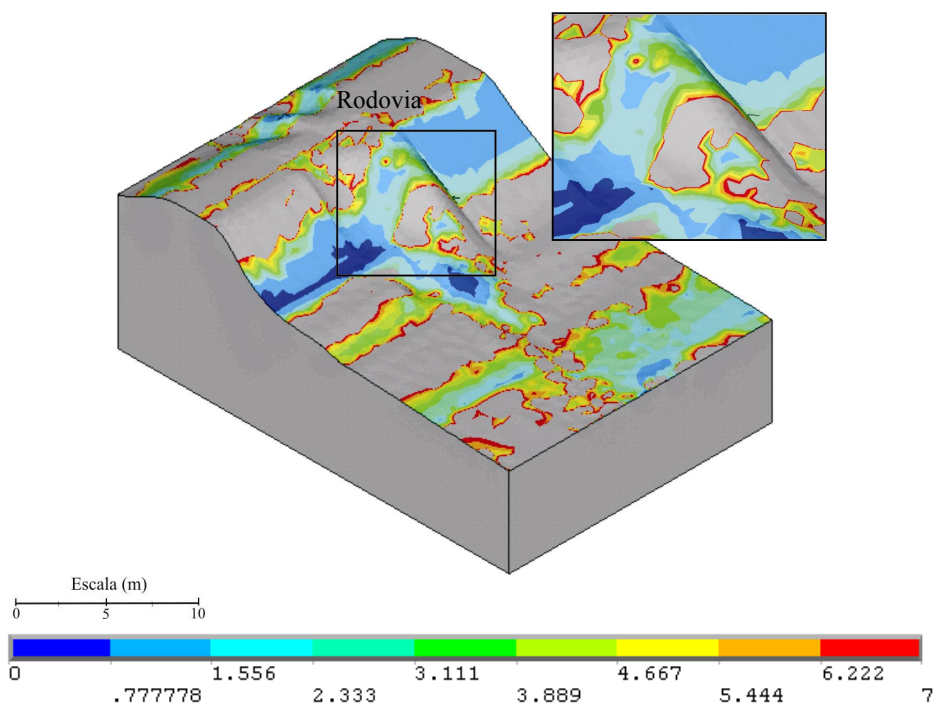


Figura 59 – Resultado Global da análise 3D do talude sem reforço: FS = 0 a 7.

As FIGURAS 60 a 65, mostram os resultados das análises, para o talude sem reforço.

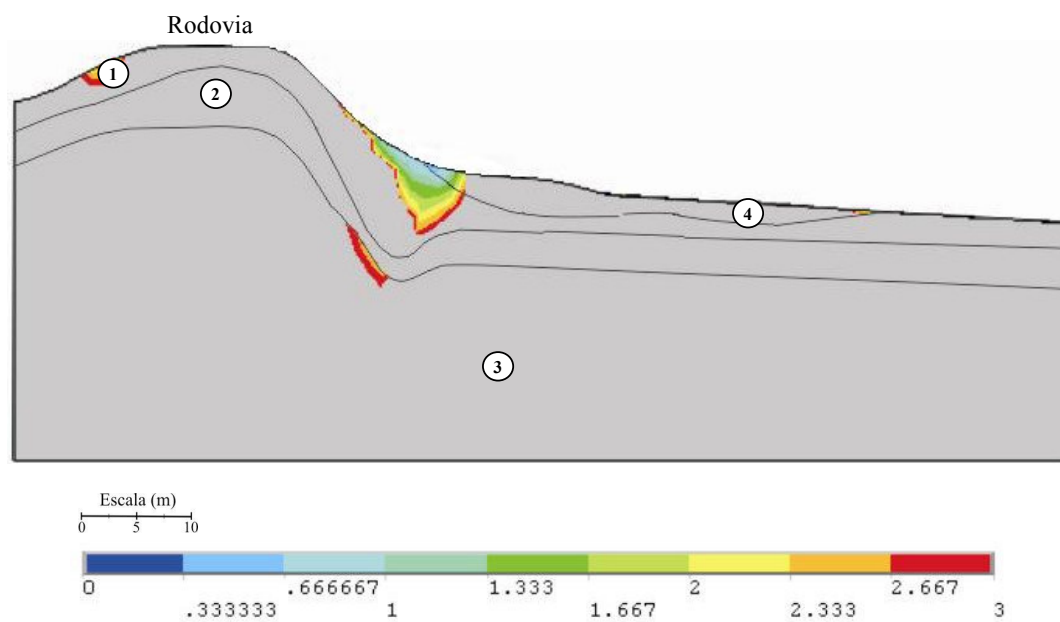


Figura 60 – Seção A-A: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

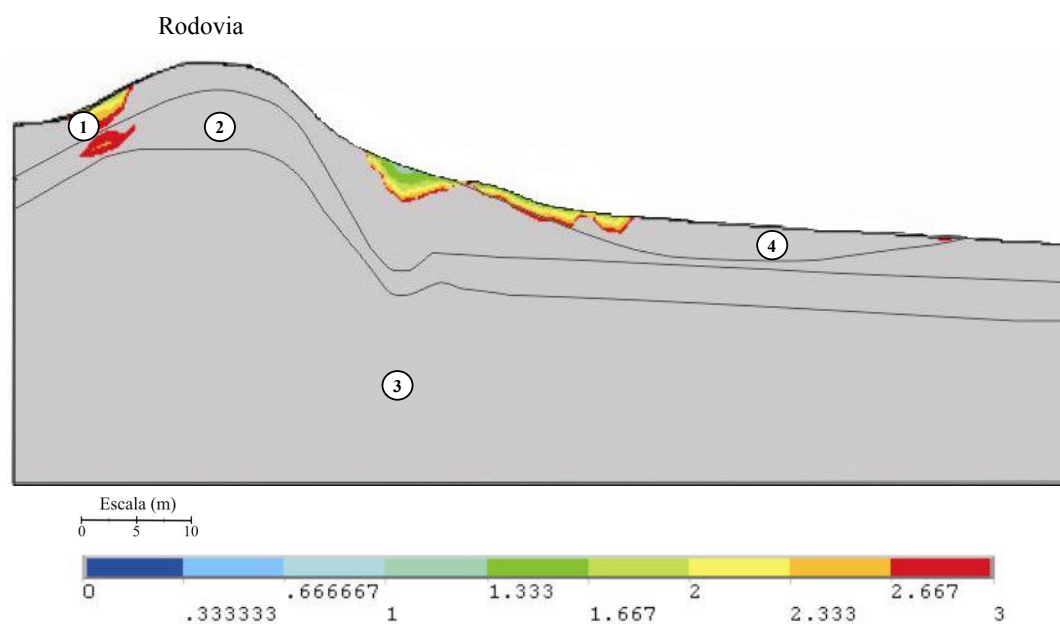


Figura 61 – Seção B-B: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

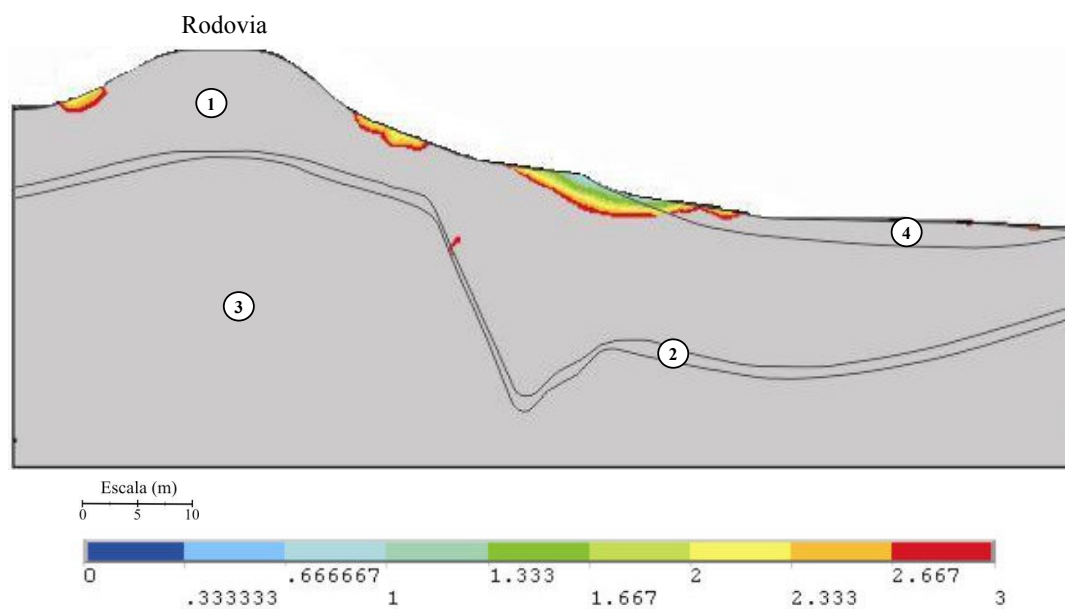


Figura 62 – Seção C-C: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

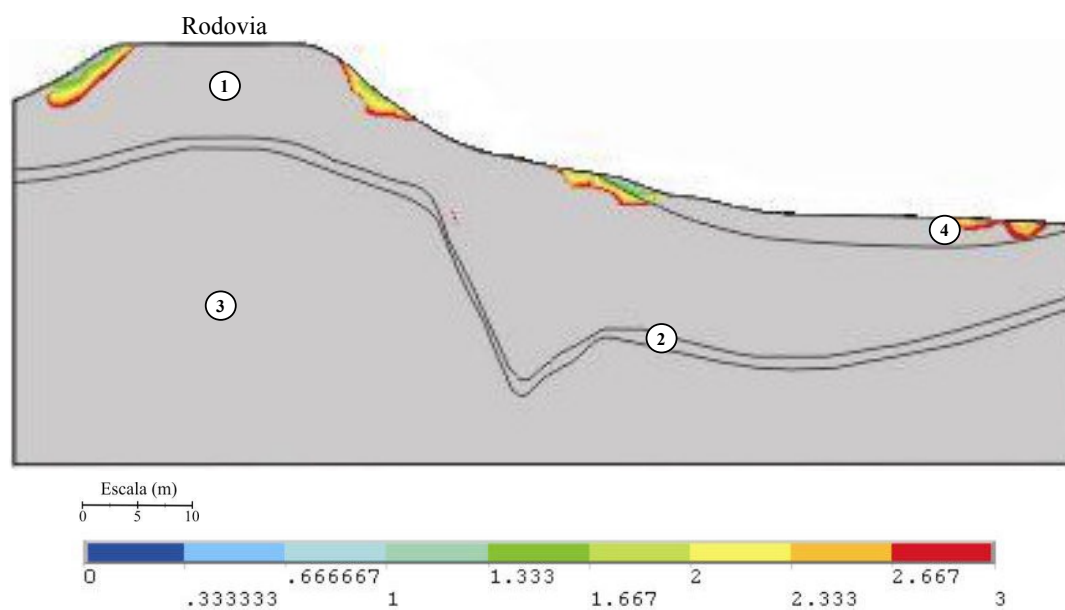


Figura 63 – Seção CENTRAL: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

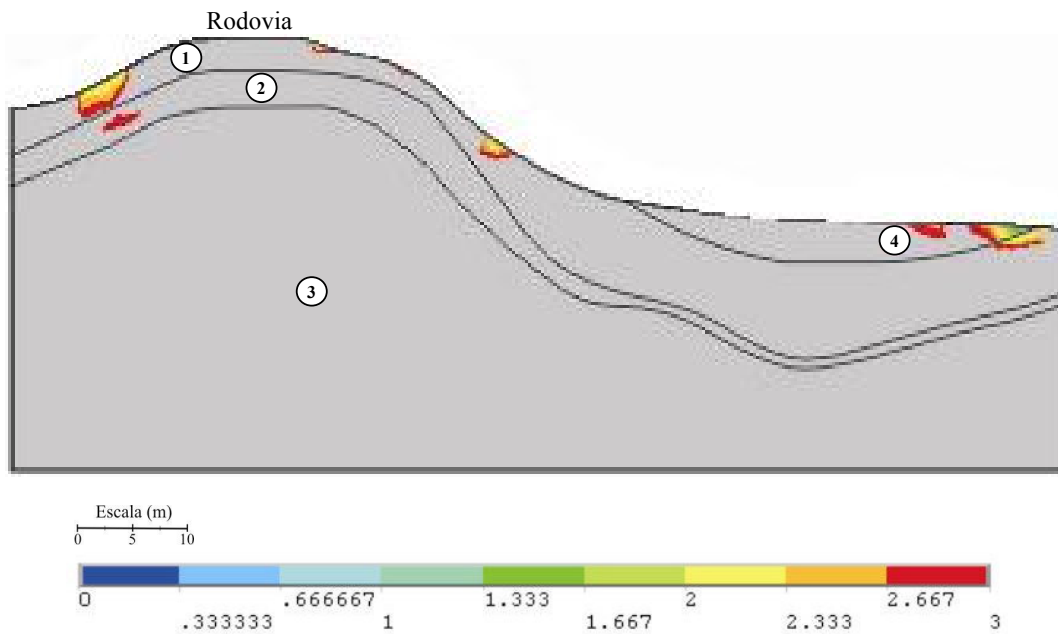


Figura 64 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

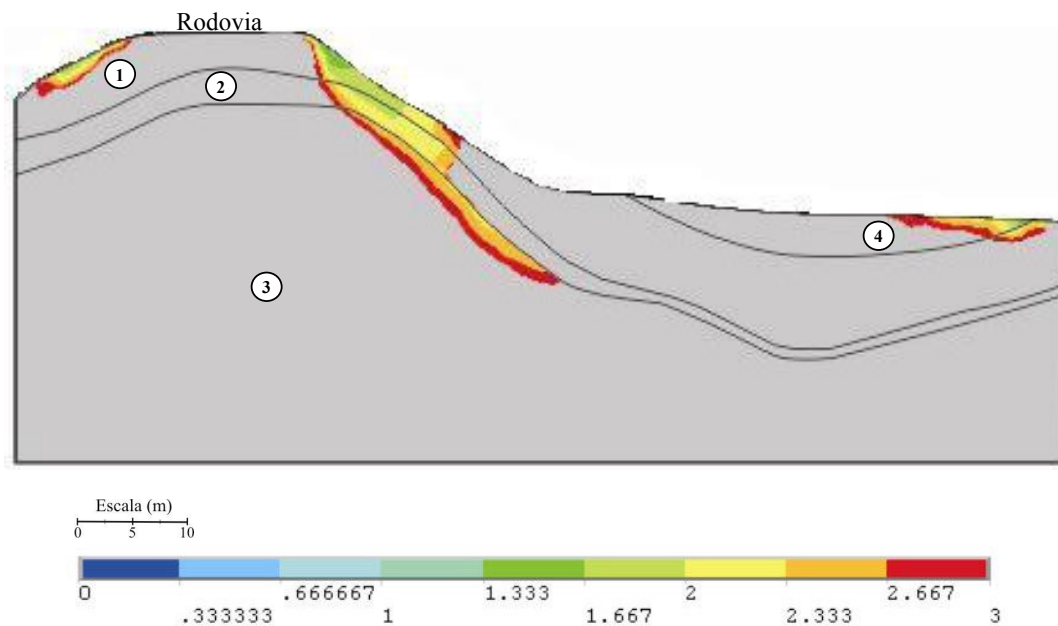


Figura 65 – Seção E-E: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude.

Nas análises tridimensionais das seções A-A, B-B, C-C, Central e D-D, nota-se que as regiões de nós com menores fatores de segurança situam-se no pé do talude, onde há a interseção entre as camadas 1 e 4. sendo esta última a com menor resistência, conforme apresentada na TABELA 13. Estas regiões, em decorrência de fatores climáticos e/ou intervenções humanas, podem deflagrar rupturas progressivas avançando pelo corpo do talude e levando-o a instabilidade global do maciço. Pode-se notar também na indicação de regiões com fatores de segurança mais baixos, a influência de um material menos resistente (camada 4).

As seções A-A e C-C apresentam valores de FS inferiores a 1,0; caracterizando zonas de instabilidade, propícias a rupturas. Essas zonas estão localizadas no pé do talude em ambas seções.

As seções B-B e Central apresentam valores iguais a 1,0; ambos localizados no pé do talude, estando a região em estado de iminência de ruptura.

As seções Central e E-E apresentam no centro e na crista do talude, respectivamente, valores superiores a 1,0 (FS=1,333) estando o talude, sob o ponto de vista de estabilidade, estável. Porém, se considerarmos à estabilidade de taludes um fator condicionante à integridade de tubulações enterradas (gasoduto) o valor de FS aceitável para a estabilidade de um talude é de 1,5 (ABNT, 1991).

As seções C-C, D-D e E-E apresentam valores de fator de segurança superiores a 1,5 (FS=1,667) no centro, crista e centro do talude, respectivamente, atendendo ao requisito descrito anteriormente.

A seção D-D apresenta valores altos de FS posicionado no pé do talude (FS=2,333), caracterizando estável a seção.

Nas demais regiões (pé, centro ou crista do talude) não descritas para as seções, o fator de segurança apresentou-se maior que 3,0, caracterizando estabilidade do maciço na seção.

A TABELA 20, apresenta os valores dos fatores de segurança mínimo mais representativos para cada seção, em função da região de instabilidade ou estabilidade do talude.

TABELA 20

Resultado dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude.

SEÇÕES	REGIÃO DO TALUDE (*)		
	PÉ DO TALUDE	CENTRO DO TALUDE	CRISTA DO TALUDE
	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (**)		
A-A	0,333	> 3,0	> 3,0
B-B	1,000	> 3,0	> 3,0
C-C	0,666	2,000	> 3,0
CENTRAL	1,000	1,333	> 3,0
D-D	2,333	> 3,0	2,000
E-E	> 3,0	1,667	1,333

(*): região de instabilidade ou estabilidade apresentada nas seções.

(**): valores dos menores fatores de segurança na região das seções.

As FIGURAS 66 e 67 apresentam os resultados globais da análise de estabilidade tridimensionais, na superfície do talude, considerando o reforço. Foram considerados os intervalos de FS entre 0 - 3 e 0 - 7, respectivamente, para se obter uma sensibilidade e conhecimentos dos resultados das análises para outras escalas de FS.

O detalhe apresentando nas figuras refere-se à porção superficial de maior interesse do talude, onde está presente a linha do gasoduto e onde foi construída a contenção em solo grampeado pela projetista.

Os pontos azuis localizados nesta porção de interesse, correspondem à cabeça dos chumbadores. Estes pontos discretos, com valores baixos de FS, são decorrentes a anomalias, possivelmente ocasionadas pela diferença de material de contato entre o solo e o chumbador e/ou a diferença de comportamento físico-mecânico dos mesmos, quando submetidos aos carregamentos externos e peso próprio.

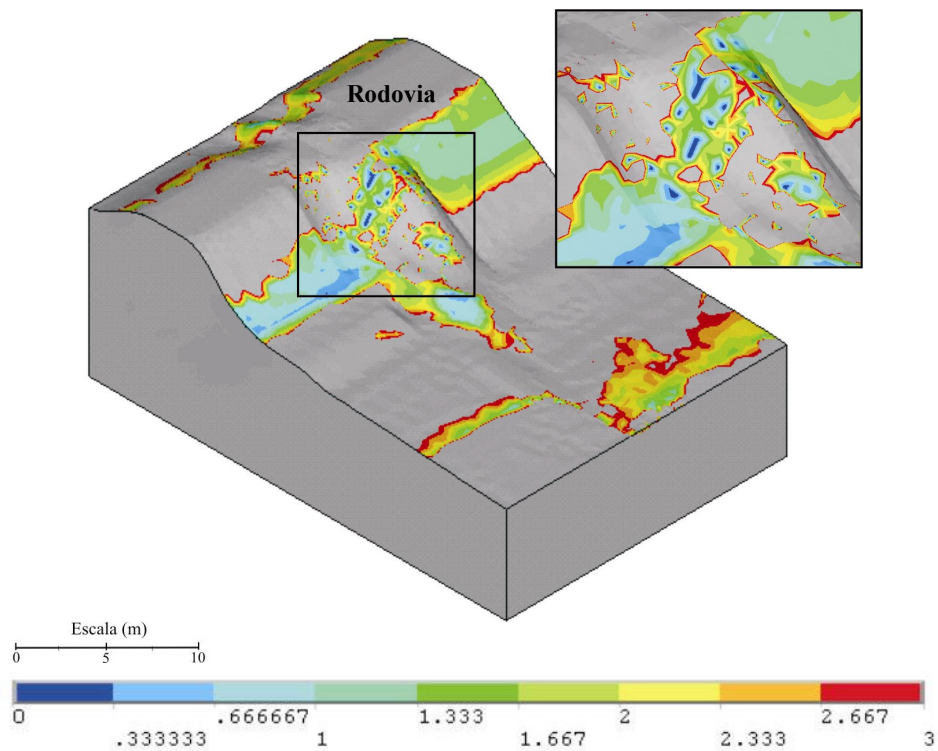


Figura 66 – Resultado Global da análise 3D do talude reforçado: FS entre 0 e 3.

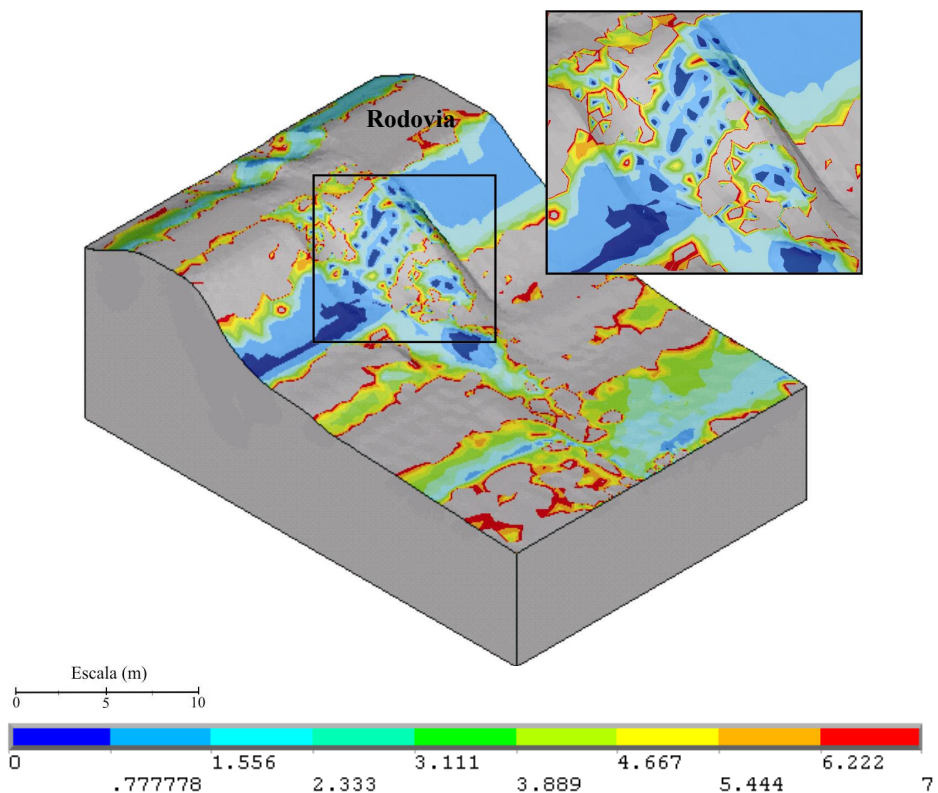


Figura 67 – Resultado Global da análise 3D do talude reforçado: FS entre 0 e 7.

As FIGURAS 68 a 73 mostram os resultados das análises de estabilidade das seções do talude estabilizado com solo grampeado.

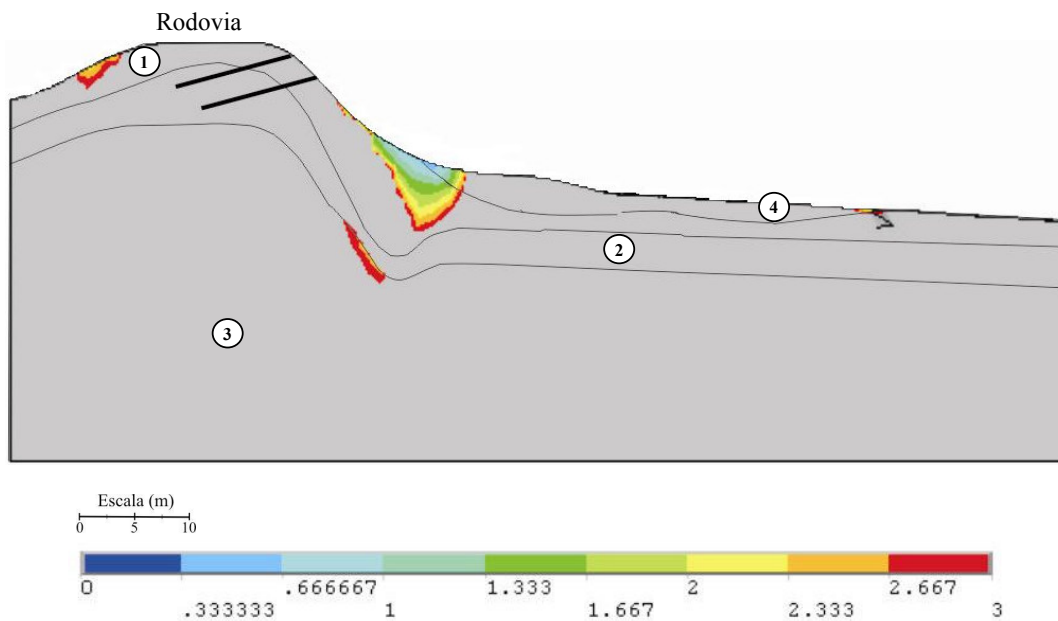


Figura 68 – Seção A-A: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

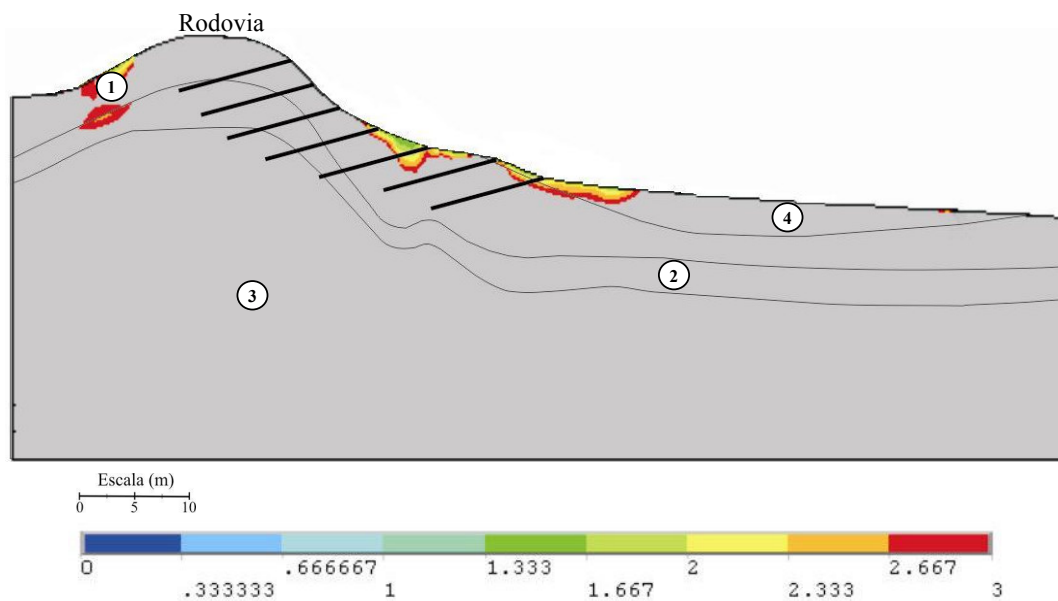


Figura 69 – Seção B-B: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

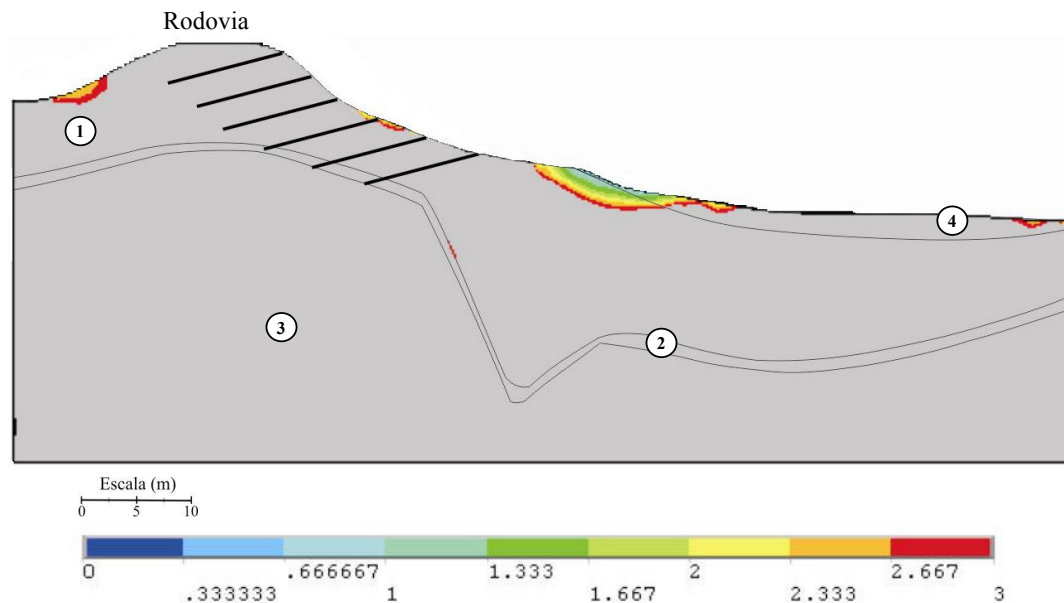


Figura 70 – Seção C-C: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

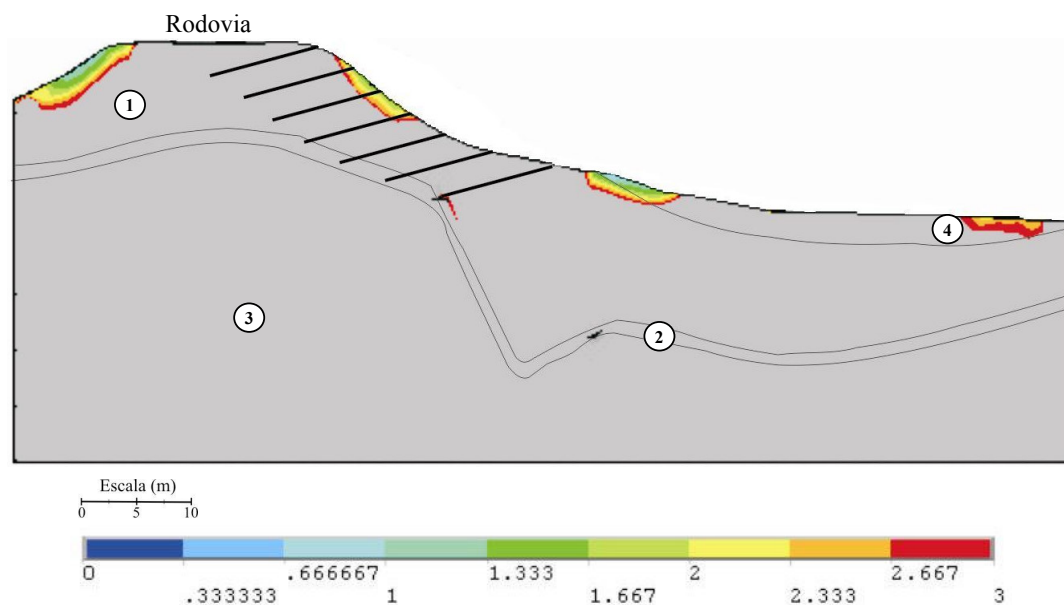


Figura 71 – Seção CENTRAL: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

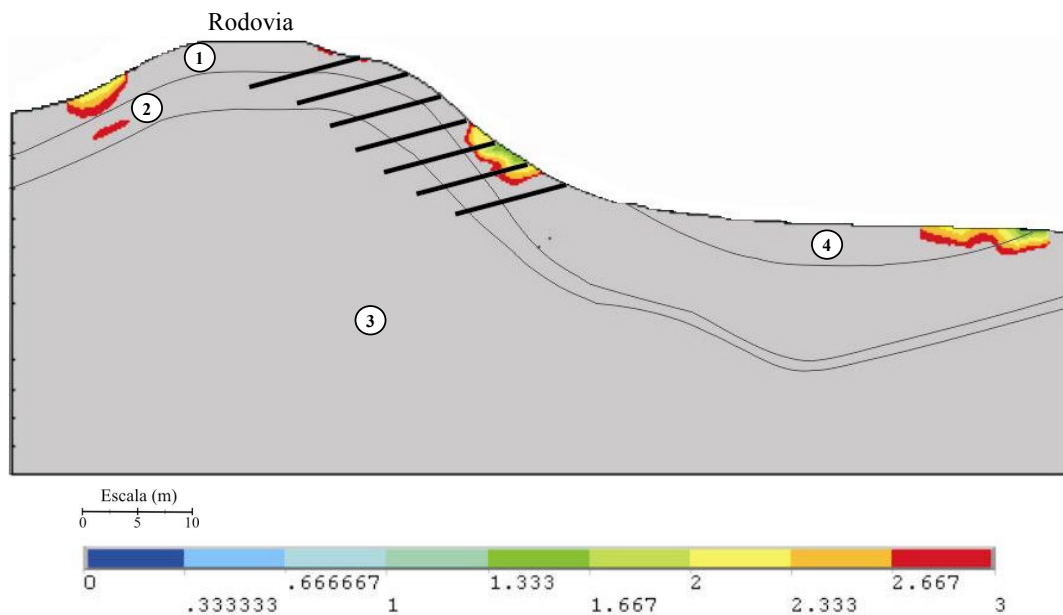


Figura 72 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

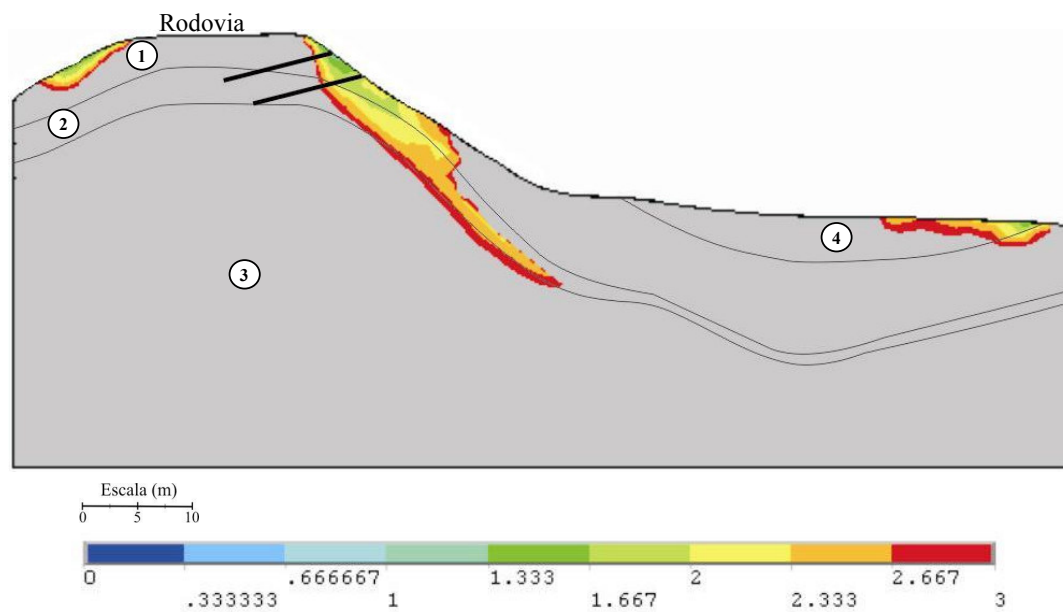


Figura 73 – Seção E-E: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado.

A TABELA 21, apresenta os valores dos fatores de segurança mínimo, para cada seção, em função da região de instabilidade ou estabilidade para o talude reforçado com solo grampeado.

TABELA 21

Resultado dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude reforçado.

SEÇÕES	REGIÃO DO TALUDE (*)		
	PÉ DO TALUDE	CENTRO DO TALUDE	CRISTA DO TALUDE
	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (**)		
A-A	0,333	> 3,0	> 3,0
B-B	1,333	> 3,0	> 3,0
C-C	0,666	2,333	> 3,0
CENTRAL	1,000	1,667	> 3,0
D-D	1,333	> 3,0	2,667
E-E	> 3,0	2,000	1,333

(*): região de instabilidade ou estabilidade apresentada nas seções.

(**): valores dos menores fatores de segurança na região das seções.

Nas análises tridimensionais das seções A-A, C-C, Central, notou-se que as regiões de nós com menores fatores de segurança presentes no pé do talude, não variaram em decorrência da ausência de chumbadores. Para tanto, essas regiões podem deflagrar rupturas sucessivas e levar todo o talude à instabilidade.

As seções A-A e C-C, mesmo após inserção do reforço (chumbadores), apresentaram os mesmos valores das análises do talude sem inclusão do reforço, inferiores a 1,0.

Apenas a seção Central apresentou valor igual a 1,0; localizado no pé do talude.

As seções B-B, D-D e E-E apresentaram no pé, pé e na crista do talude, respectivamente, valores superiores a 1,0 (FS=1,333) estando o talude, sob o ponto de vista de estabilidade, estável. Porém, se considerarmos a estabilidade de taludes um fator condicionante à integridade de tubulações enterradas (gasoduto) o valor aceitável de estabilidade é de FS igual a 1,5.

As seções C-C, Central e D-D apresentaram valores de fator de segurança superiores a 1,5 (FS=1,667) no centro, crista e centro do talude, respectivamente, sendo aceitável em função do descrito anteriormente.

4.3.6 Resultados das Análises de Estabilidade Tridimensional

Comparando-se os resultados globais dos fatores de segurança localizados na superfície do talude (FIGURAS 58 e 59) e do mesmo estabilizado (FIGURAS 66 e 67), pode-se concluir que nas superfícies das análises, os valores do fator de segurança diminuíram em algumas porções estabilizadas com solo grampeado, possivelmente, devido anomalias ocasionadas pela diferença brusca da rigidez entre os materiais do reforço (aço) e do talude (solo). Nas regiões sem a inserção dos chumbadores, os fatores de segurança mantiveram-se praticamente os mesmos.

Os resultados das análises tridimensionais de estabilidade do talude (seções), de uma maneira geral mostraram que a inclusão de reforços no maciço, em alguns casos, aumentou a estabilidade nas regiões internas do talude e mais, nas regiões de locação dos chumbadores.

Nas regiões da crista e centro do talude reforçado com chumbadores, houve um acréscimo significativo do fator de segurança e conseqüentemente da resistência ao escorregamento. As seções que se mantinham próximo ou em iminência de ruptura (valores menores ou igual a 1,0), passaram à condição de estabilidade (valores maiores que 1,0).

A inserção dos chumbadores (solo grampeado) nas seções A-A, C-C e Central, não interferiu positivamente no fator de segurança da região, localizada no pé do talude, devido ao posicionamento dos chumbadores na crista (seção A-A), e no corpo do talude (seções C-C e Central).

A TABELA 22 apresenta uma comparação entre os valores dos fatores de segurança das análises tridimensionais e as correspondentes porcentagens de acréscimo e/ou decréscimo desses, para cada região das seções do talude.

A seção D-D, após reforço, apresentou um decréscimo de 57% no valor do fator de segurança no pé do talude. Para analisar o decréscimo apresentado nos gráficos da seção D-D, apresenta-se nas FIGURAS 74 e 75, as análises para esta seção, no intervalo de fatores de segurança entre 0 (zero) e 7 (sete). Pode-se notar, na área da camada 1 e parte da camada 2, um decréscimo nos valores de FS quando inseridos os chumbadores, principalmente nas regiões do pé do talude onde os valores dos fatores de segurança passam de 2,333 para 1,333 e áreas (específicas) da crista do talude onde os valores de FS passaram de >7,000 para 3,889. Em compensação, nas camadas mais

internas do maciço (camadas 2 e 3), houve um acréscimo significativo nos fatores de segurança da seção, passando de 3,111 para valores próximos e maiores que 7,000.

TABELA 22

Comparação dos fatores de segurança 3D mínimo para as regiões do talude.

SEÇÕES	REGIÃO DO TALUDE (*)					
	PÉ DO TALUDE		CENTRO DO TALUDE		CRISTA DO TALUDE	
	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (**)					
	Sem Reforço	Com Reforço	Sem Reforço	Com Reforço	Sem Reforço	Com Reforço
A-A	0,333	0,333	> 3,0	> 3,0	> 3,0	> 3,0
	0%		-		-	
B-B	1,000	1,333	> 3,0	> 3,0	> 3,0	> 3,0
	+ 33%		-		-	
C-C	0,666	0,666	2,000	2,333	> 3,0	> 3,0
	+ 0%		+ 17%		-	
CENTRAL	1,000	1,000	1,333	1,667	> 3,0	> 3,0
	+ 0%		+ 25 %		-	
D-D	2,333	1,333	> 3,0	> 3,0	2,000	2,667
	- 57%		-		+ 33%	
E-E	> 3,0	> 3,0	1,667	2,000	1,333	1,333
	-		+ 20%		+ 0 %	

(*): região de instabilidade ou estabilidade apresentada na seção.

(**): valores dos menores FS na região das seções.

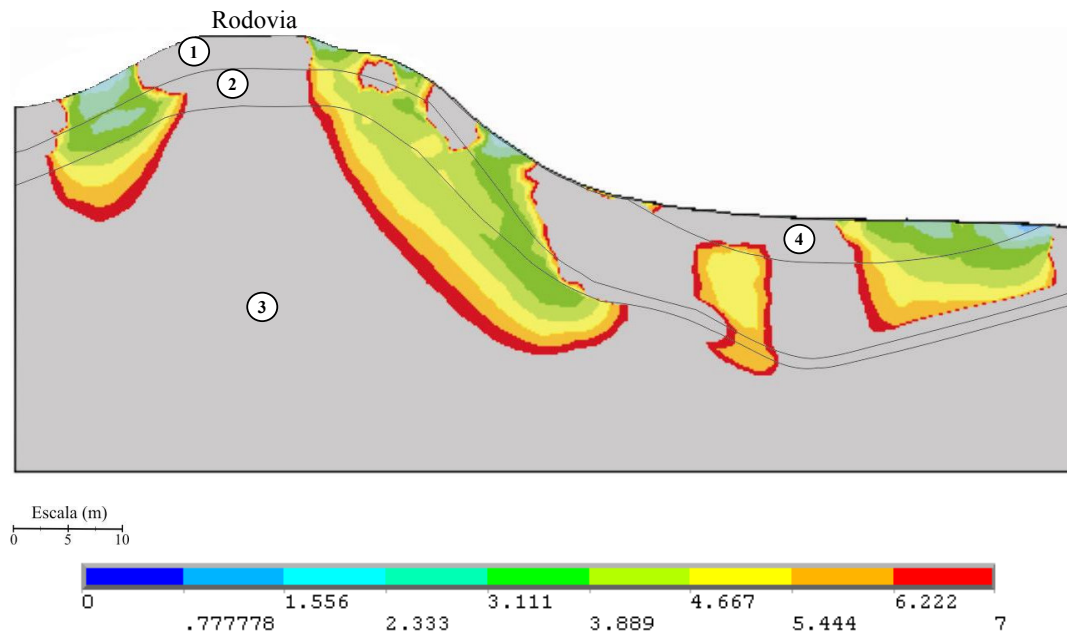


Figura 74 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude: FS 0-7.

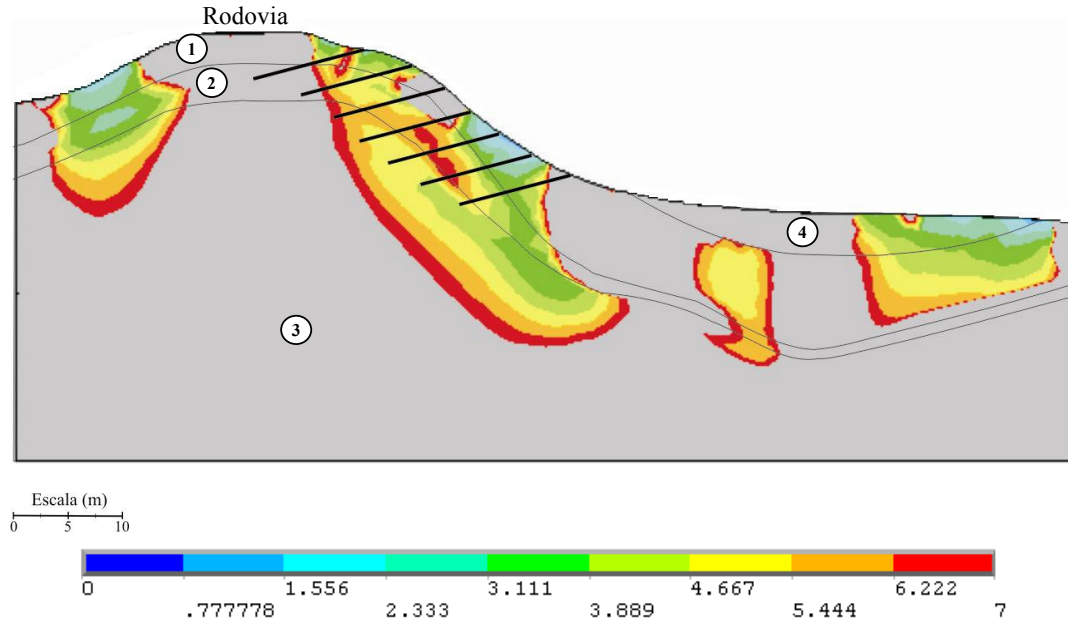


Figura 75 – Seção D-D: Resultado da análise de estabilidade 3D do talude reforçado: FS 0-7.

O decréscimo do valor do fator de segurança para a seção D-D, pode ter ocorrido em função das seguintes particularidades:

1. Inclinação do talude: a seção D-D situa-se na parte mais íngreme e alta do talude em estudo;

2. Estratigrafia da seção: a estratigrafia da seção é diferente das seções anteriores C-C e Central. As seções C-C e Central apresentam uma espessa camada 1 e uma fina e mais profunda camada 2. Já a seção D-D apresenta camadas 1 e 2 mais superficiais e finas. A seção E-E, possui a mesma estratigrafia da seção D-D;

3. Posicionamento dos chumbadores: na seção D-D, os chumbadores (não todos) atravessam as camadas 1 e 2. Nas seções C-C e Central, os chumbadores (não todos) atravessam completamente, apenas a camada 1. Na seção E-E, os únicos dois chumbadores, posicionados na crista do talude, não atravessam por completo a camada 2;

4. Influência da camada 4: Na seção D-D, bem como na E-E, a camada 4 (de baixa resistência) pouco influencia nas análises, sendo que a região concentrada logo abaixo do pé do talude (encontro das camadas 1 e 4) apresenta $FS > 7,0$. Já nas seções C-C e Central, essa influência é bem maior, apresentando fatores de segurança entre 0,666 e 1,000.

CAPÍTULO 5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

Apresenta-se neste capítulo, uma análise comparativa entre os resultados das análises de estabilidade bi e tridimensional das seções de estudo, em termos: dos fatores de segurança calculados, das características das análises e dos resultados obtidos.

As figuras a seguir apresentam a sobreposição dos resultados das análises de estabilidade bi e tridimensionais (FIGURAS 76 a 87). A linha tracejada representa a superfície de ruptura calculada pela análise bidimensional (equilíbrio limite) e o gráfico de cores, representa a região de nós com os menores valores de FS (entre 0-3), calculadas pela análise tridimensional, ambos para cada seção.

As análises tridimensionais revelaram, em geral, fatores de segurança maiores do que as análises bidimensionais, na mesma região analisada das seções, isto é, na região entre a superfície de ruptura 2D e o gráfico de cores 3D.

Analisando-se as figuras a seguir, nota-se que enquanto o resultado bidimensional resulta em um valor único para a dada seção, o mesmo, tridimensional varia em diversas regiões e grandezas. Esta variação depende da contribuição tridimensional dada pela massa de solo adjacente à seção através das características dos solos das camadas, da estratigrafia, da geometria, dos carregamentos, etc.

Isto quer dizer que, os valores tridimensionais para uma mesma região, apresentada em duas dimensões, resultam em valores maiores que 3,0 (ou o intervalo adotado), sendo estes mais conservadores.

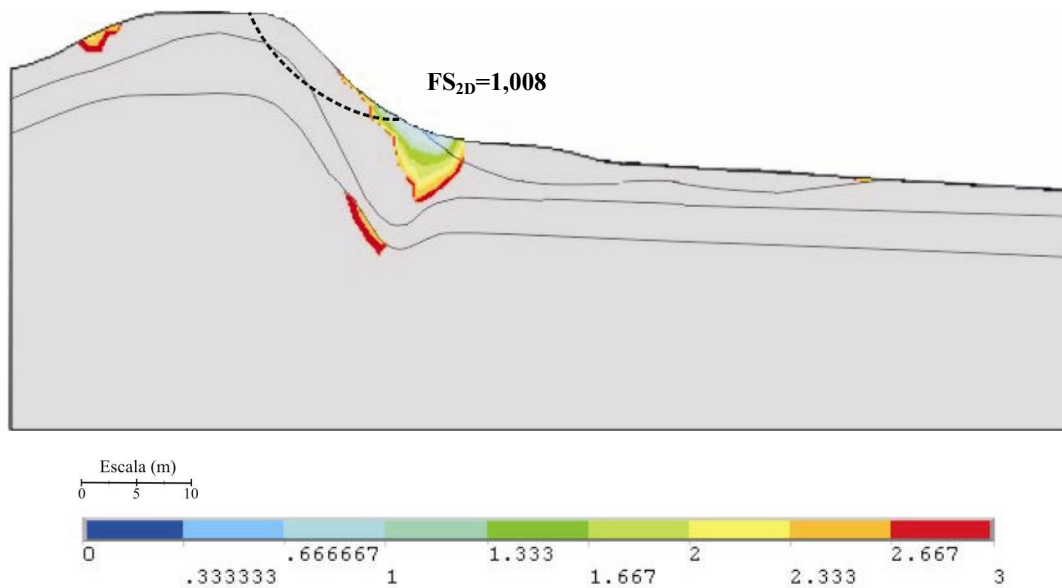


Figura 76 – Seção A-A: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

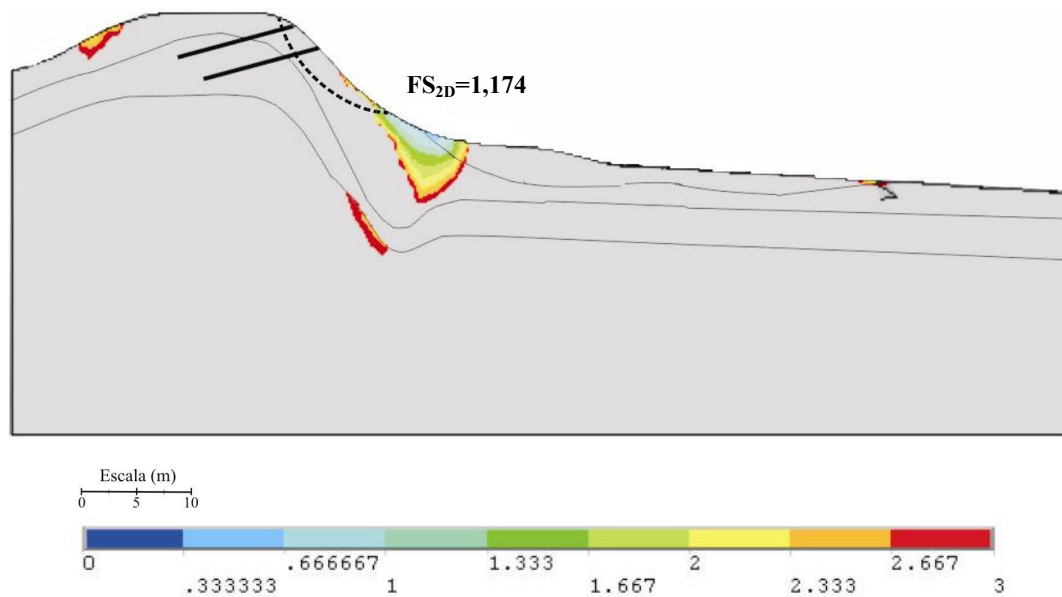


Figura 77 – Seção A-A: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

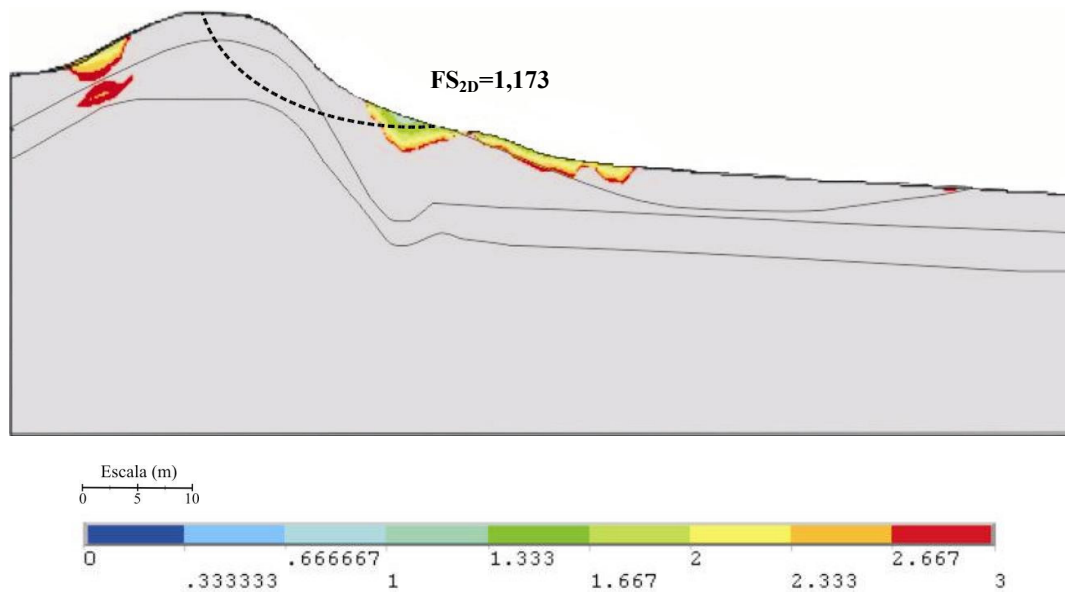


Figura 78 – Seção B-B: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

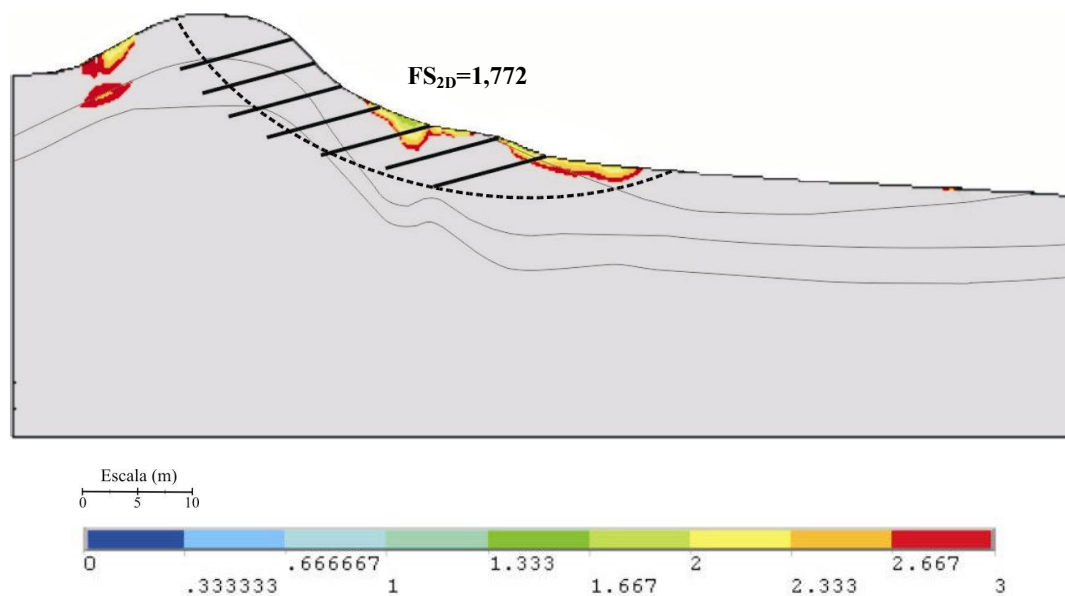


Figura 79 – Seção B-B: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

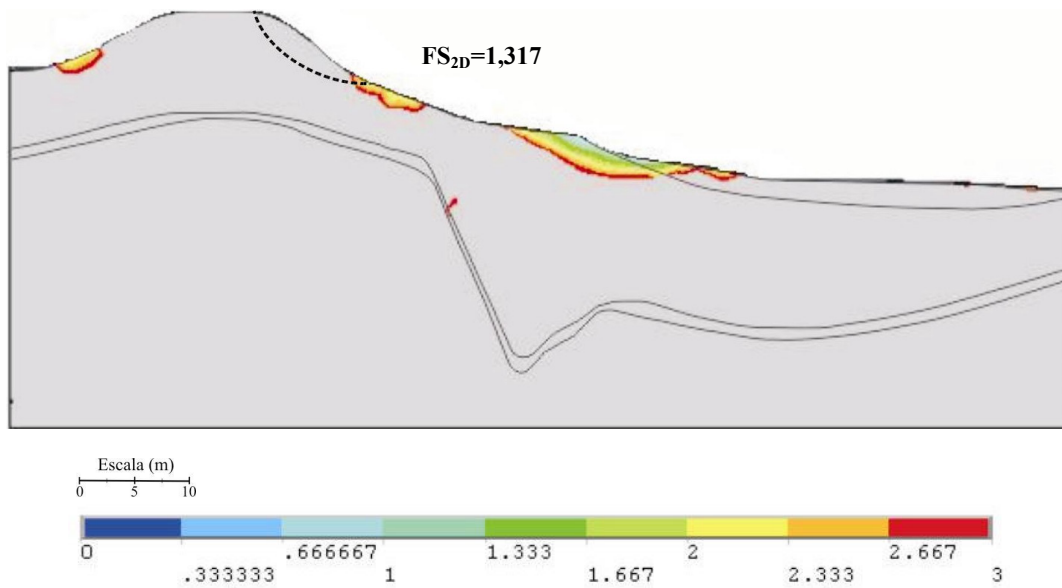


Figura 80 – Seção C-C: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

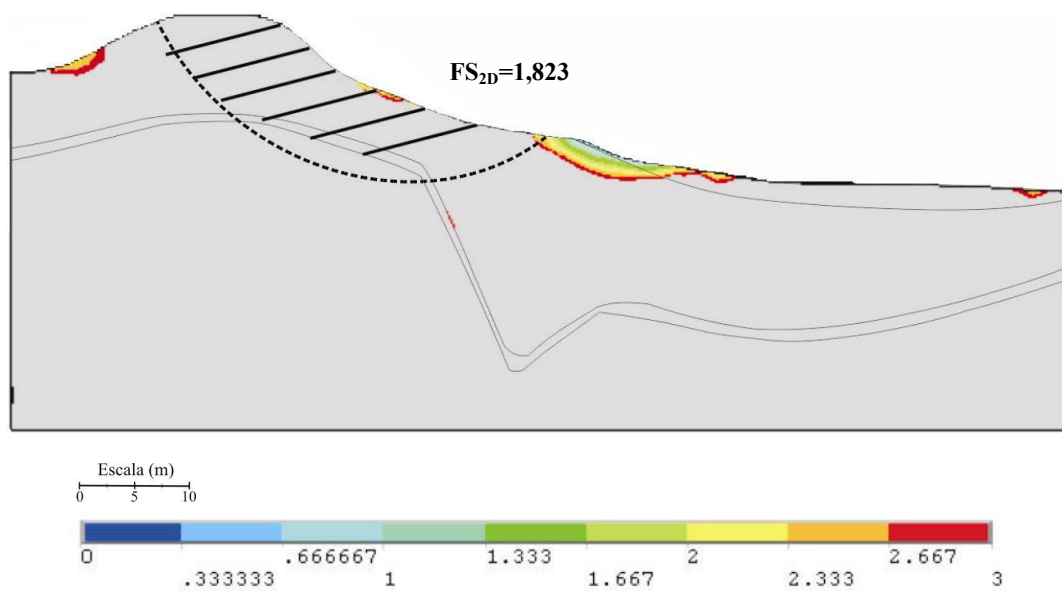


Figura 81 – Seção C-C: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

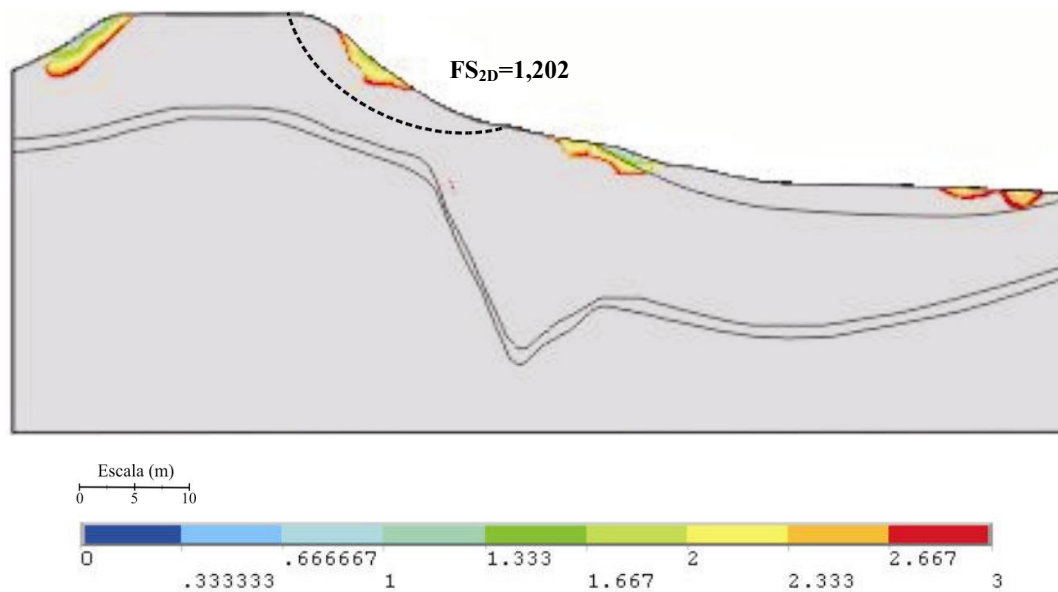


Figura 82 – Seção Central: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

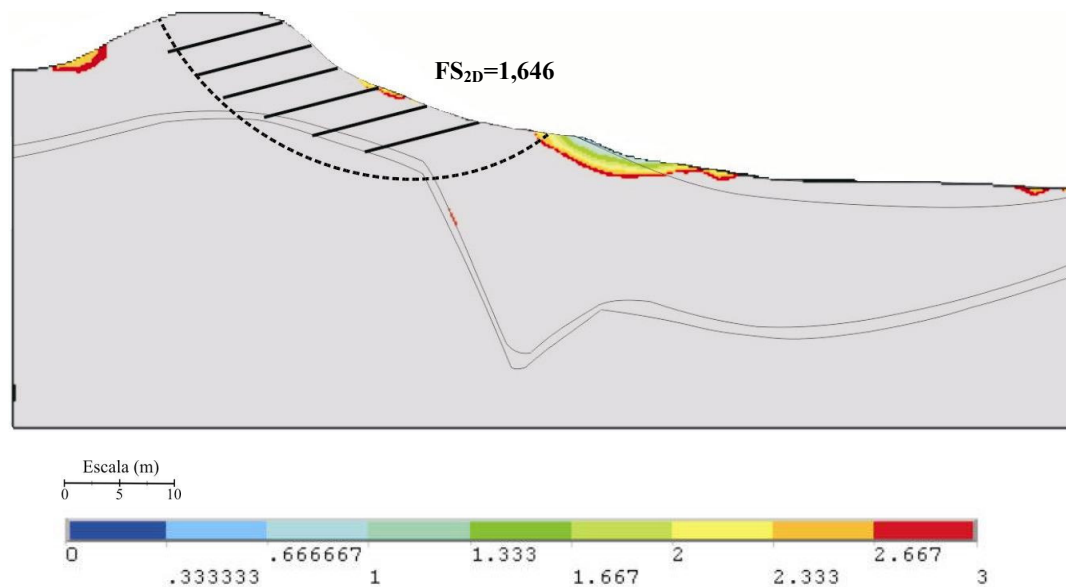


Figura 83 – Seção Central: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

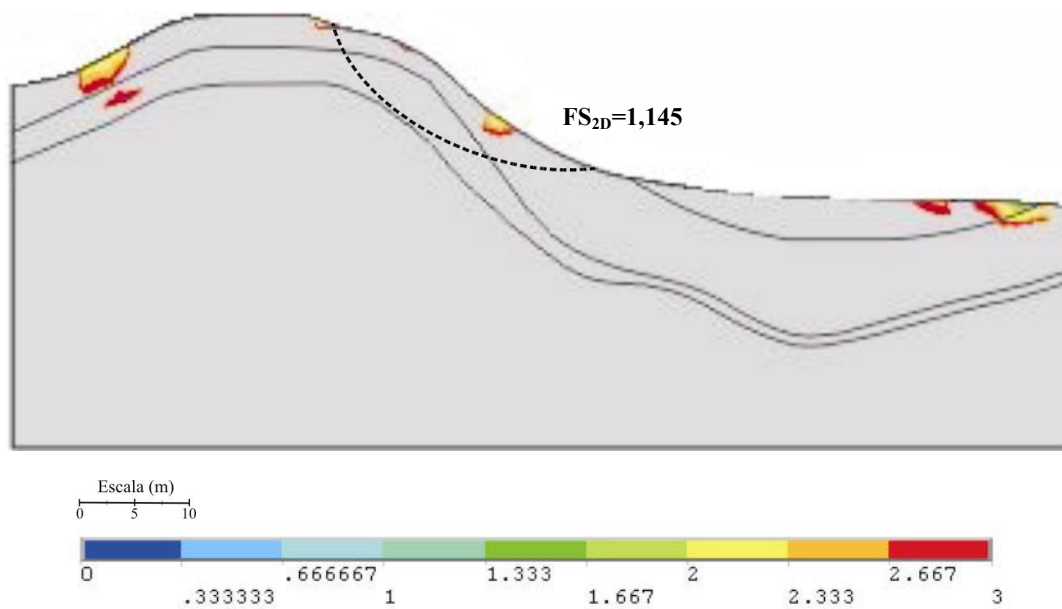


Figura 84 – Seção D-D: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

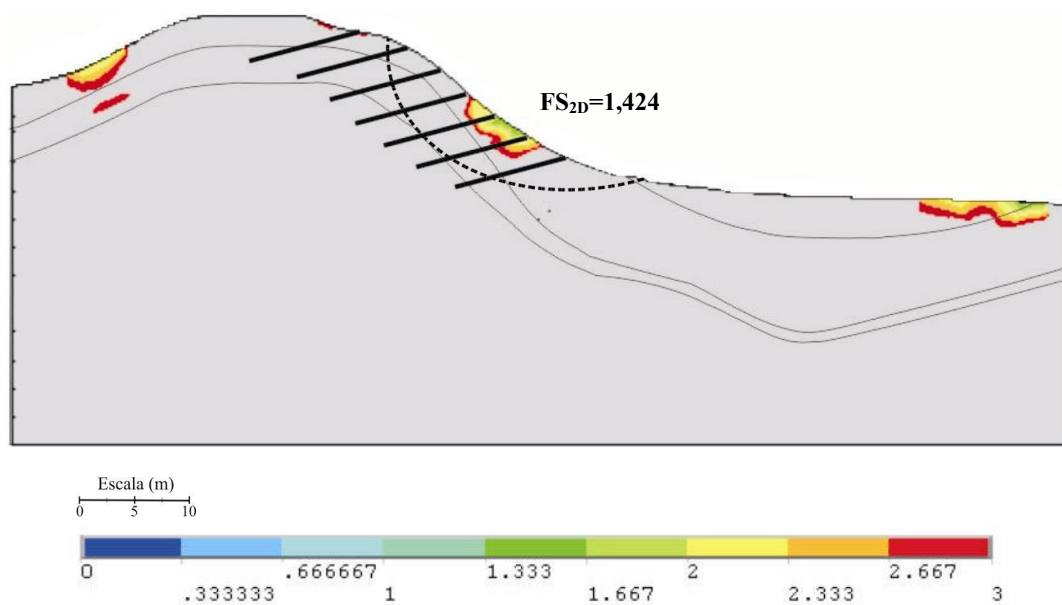


Figura 85 – Seção D-D: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

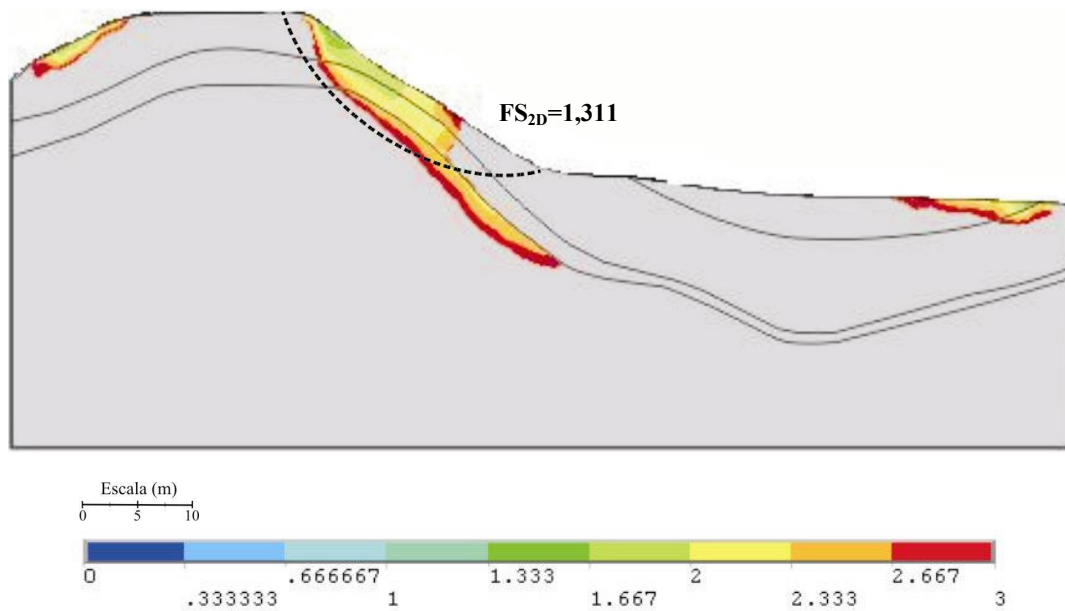


Figura 86 – Seção E-E: Comparação entre as análises bi e tridimensional.

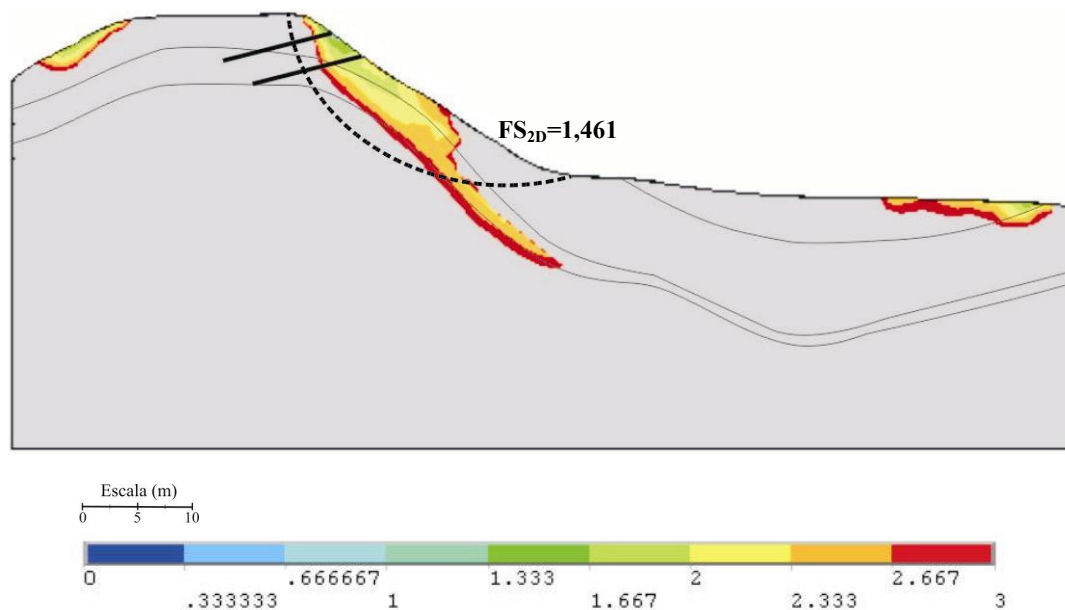


Figura 87 – Seção E-E: Comparação entre as análises bi e tridimensional considerando o reforço.

A TABELA 23 compara os resultados das análises de estabilidade bi e tridimensionais através dos valores dos fatores de segurança médio (análise bidimensional) e fator de segurança mínimo (análise tridimensional).

TABELA 23

Valores de fator de segurança para as análises bi e tridimensionais

VALOR DO FS	ANÁLISE DO TALUDE						ANÁLISE DO TALUDE REFORÇADO					
	SEÇÃO						SEÇÃO					
	A-A	B-B	C-C	Cent.	D-D	E-E	A-A	B-B	C-C	Cent.	D-D	E-E
BIDIMENSIONAL (equilíbrio limite)												
FS_{méd seção}	0,992	1,147	1,282	1,177	1,122	1,286	1,206	1,650	1,718	1,568	1,391	1,430
FS_{repr 2D} (*)	1,168						1,492					
TRIDIMENSIONAL (elementos finitos)												
FS_{mínimo} (**)	0,333	1,000	1,333	1,166	2,166	1,499	0,333	1,333	1,499	1,333	2,000	1,666
FS_{repr 3D} (*)	1,249						1,301					

(*) valor que representa o FS mínimo do talude e do talude reforçado considerando todas as seções.

(**) valor médio de FS mínimo para todas as seções.

Avaliando os resultados apresentados na tabela anterior, pode-se concluir que não houve um aumento significativo nos valores dos fatores de segurança tridimensionais para o talude sem reforço (FS_{repr 3D}), sendo esses valores, os mínimos de cada seção, calculados pelas análises tridimensionais. Os acréscimos em porcentagem dos valores de FS nas análises 3D (com e sem reforço) para o talude em estudo, estão apresentados na TABELA 22. O acréscimo entre os FS_{repr 2D} e o FS_{repr 3D} para as análises do talude sem o reforço, foi de aproximadamente 6,5%. Embora não sendo um aumento expressivo, a comparação demonstra que em alguns casos e seções, as análises em três dimensões apresentaram valores mais conservadores (maiores) que em uma análise em duas dimensões.

Já para a análise considerando o talude reforçado, em alguns casos e seções, houve um decréscimo no valor do fator de segurança de aproximadamente 15%, ou seja, a análise bidimensional apresentou valor médio (representativo) de fator de segurança maior que aquele calculado pela análise tridimensional. Porém, após a inserção dos chumbadores ao corpo do talude, a estabilidade tridimensional do mesmo (FS=1,301) cresceu em relação à mesma análise sem os chumbadores (FS=1,249).

Morgenstern (1995) alerta que a não consideração de efeitos tridimensionais pode causar diferenças no valor do fator de segurança que podem variar entre 3 e 30%, sendo os métodos bidimensionais mais conservadores. Estando neste intervalo os valores calculados nas análises bidimensionais sem reforço deste estudo.

O fato de estar-se trabalhando com modelos 3D e analisando-se tridimensionalmente o comportamento do talude, a melhora nos valores do coeficiente de segurança não é tão evidente quanto em um modelo 2D. Isto porque no modelo 2D considera-se que, no estado plano de deformação, a seção transversal do talude e a inserção dos chumbadores não se alteram no comprimento do mesmo. Desta forma o modelo 2D considera os chumbadores como chapas contínuas que atravessam transversalmente o talude (sentido das laterais) e não como seções circulares, distribuídas ao longo da seção e do comprimento. Já para o modelo 3D considera-se a realidade de projeto e de campo, onde o chumbador possui seção circular e são distribuídos ao longo do talude (em três dimensões) através dos espaçamentos projetados. Por isso a melhora nos valores do coeficiente de segurança tridimensional não é tão evidente como o bidimensional.

De fato ao exposto, conclui-se que a comparação de valores de FS pontuais nas seções, por análises bi e tridimensionais não apresenta o real comportamento das análises. Na análise bidimensional, a superfície de ruptura revela que a massa acima da mesma, possui valores iguais ou menores de FS que o calculado (calculado por regiões, em fatias). Já na análise tridimensional, calculado pontualmente, os valores de FS variam de acordo com as condições impostas a cada nó, sendo que os mesmos variam desde os inaceitáveis ($0 - 1,2$) aos aceitáveis ($>1,2$).

Na avaliação global da sobreposição dos resultados 2D e 3D, nota-se que em todas as seções, a análise de estabilidade tridimensional apresentou valores de FS maiores, ou próximos de 3,0, do que o FS resultante da análise pelo método do equilíbrio limite.

Porém, a comparação geral entre as análises de estabilidade bi e tridimensionais para este estudo de caso revelaram que, as análises tridimensionais são menos conservadoras e mais realísticas, devido à consideração dos efeitos tridimensionais da massa lateral (resistência ao cisalhamento), resultando em valores maiores de fator de segurança.

Arellano e Stark (2000) concluem que uma análise 2D é apropriada para projetos de taludes e resulta num valor estimado e conservador do fator de segurança, pois a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da massa escorregada ou os efeitos finais não são incluídos na estimativa do fator de segurança. Uma análise 3D é recomendada para retro-análises de rupturas em taludes, pois a resistência ao cisalhamento analisada reflete os efeitos 3D analisados (Stark e Eid 1998). A resistência ao cisalhamento analisada pode ser utilizada em medidas de remediação para taludes rompidos ou projetos de taludes em locais com similar condição. Se a 3D e os efeitos finais não são incluídos, a resistência ao cisalhamento calculada pode ser também alta ou não conservadora.

De uma forma geral, pode-se concluir que a análise tridimensional resultou em valores superiores à calculada pela análise bidimensional e que este resultado deverá ser considerado durante a fase de projeto e na execução de estabilizações, reduzindo-se assim, custos excessivos decorrente a falta de análises mais detalhadas e realísticas.

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

(A) Sistema computacional: em casos práticos, onde se utilizam inúmeros elementos finitos, só é possível utilizar o método de elementos finitos através de eficientes programações ou sistemas computacionais de análise. Além disso, o elevado número de dados (coordenadas de pontos nodais, conectividade de elementos, forças aplicadas, etc) e de resultados (deslocamentos nodais, reações de apoio, tensões em elementos, etc), justifica a utilização de sistemas computacionais de análise com eficiente pré-processador de dados e pós-processador de resultados que possam auxiliar o analista e/ou projetista a gerar e conferir modelos discretos e interpretar e validar resultados (Soriano, 2003).

(B) Programa ANSYS: não é o programa mais adequado para a construção do modelo geométrico (geotécnico) e como ferramenta para desenho, dificultando a construção do modelo do talude em estudo. Pelo fato de que, a superfície do talude e das camadas do estudo de caso eram muito irregulares, o modelo foi gerado com recursos de CAD e posteriormente levados ao ANSYS, para dar prosseguimento às análises.

Como ferramenta de cálculo para análises bi e tridimensional o programa é uma ferramenta potente na geração da malha de elementos finitos, nas fases de solução e de pós-processamento.

(C) Modelo geométrico e geotécnico: pode-se concluir que a adoção de um modelo geotécnico e geométrico mais detalhado tanto para as análises bi ou tridimensional, incorpora efeitos que influenciam nos resultados das análises. A confecção de modelos bidimensional, não apresentou problemas, uma vez que a entrada de dados no programa era a partir de coordenadas cartesianas (x;y). Porém, a confecção de modelos tridimensionais tem mostrado ser uma tarefa complicada uma vez que, a superfície de um talude é irregular e há uma variância de suas propriedades geomecânicas longitudinalmente além de, o solo ser um material heterogêneo tanto em sua extensão quanto e profundidade.

(D) Parâmetros do Solo: uma interpretação mais específica dos ensaios de campo e/ou retroanálises mais detalhadas e/ou correlações aplicada aos solos da região, certamente fornecerão resultados de análises de estabilidade mais realísticos e coerentes, uma vez que, esses parâmetros definem e regem as propriedades físicas e mecânicas das camadas de solo. No caso de haver apenas cálculos de retroanálise (não havendo nenhum outro tipo de caracterização do local em estudo) propõem-se que sejam realizadas as mais detalhadas possíveis, através de análises tridimensionais, avaliando-se as condições “in situ”.

(E) Análises bidimensionais: as análises do talude e do reforço, através dos métodos de equilíbrio limite mostraram que, o método de Janbu simplificado resulta em valores menores de fator de segurança e o método de Bishop simplificado em valores maiores, ou seja, em valores menos conservadores quanto à estabilidade do talude.

O aumento das condições de estabilidade da estrutura de solo com a inserção de grampos (solo grampeado), em média, foi de 27,9% no valor do fator de segurança representativo. Porém, se adotarmos seções individuais, esse valor varia de 11,20% na seção E-E e 43,85% na seção B-B, não sendo valores representativos para o talude. Portanto, é de suma importância a análise de estabilidade de várias seções de um talude para que seja possível a avaliação do maciço como um todo (simulação tridimensional) e para a tomada de decisões da solução mais adequada, da eficiência de um projeto, do planejamento e orçamento da obra.

Comparando-se os resultados dos fatores de segurança deste estudo de caso (FS_{repr}) com os valores apresentados pela projetista, pode-se notar uma pequena diferença nos resultados (TABELA 24).

TABELA 24

Variação do fator de segurança bidimensional: projetista e estudo de caso.

ANÁLISE BIDIMENSIONAL	FATOR DE SEGURANÇA	
	TALUDE	TALUDE ESTABILIZADO
Projetista	1,10	1,47
Estudo de caso (FS_{repr})	1,168	1,492
Varição do FS	6,18%	1,50%

Para as análises do talude, a diferença foi na ordem de 6,18% e para o talude estabilizado, na ordem de 1,50%. Estes valores, embora próximos, podem variar de

acordo com o posicionamento da seção arbitrada (única) que nem sempre é a mais crítica ou também pela simplificação do modelo geométrico- geotécnico.

(F) Análises tridimensionais: durante as análises tridimensionais, identificaram-se diversas dificuldades quanto à interpretação dos resultados como: a concepção do modelo geométrico (geotécnico) e a adoção de programas que compilavam os dados de saída do ANSYS (tensões e deformações) em valores de fator de segurança.

A avaliação das análises de estabilidade tridimensional, deve ser feita de forma a contemplar todos os valores dos fatores de segurança para a dada seção. Esta avaliação permite uma análise geral da estabilidade das seções e por conseguinte do maciço. Quando analisada pontualmente, os valores de fator de segurança 3D expressam os valores calculados para um único nó, de acordo com suas características, podendo este variar de seção para seção, com ou sem a inserção dos chumbadores. Este tipo de análise não caracteriza o maciço, se adotado o menor valor de FS da seção. Ao comparar os valores de FS pontuais das análises do talude e do mesmo reforçado, encontrou-se para as seções acréscimos e decréscimos (conforme TABELA 22), não condizendo com uma análise mais geral dos mesmos através do gráfico de cores.

As análises gerais apresentaram, além dos baixos valores de FS (pontuais), valores acima do intervalo atribuído nos gráficos ($FS=0 - 3$), nos quais são os mais representativos. Isto quer dizer que, tridimensionalmente, o talude em geral permanece praticamente no estado estável. Porém algumas pequenas regiões de certas seções, principalmente localizadas no pé do talude, apresentaram-se instáveis com FS menores que a unidade, podendo estas desencadear rupturas sucessivas.

Não serão comparadas neste trabalho, as variações entre os fatores de segurança tridimensionais e os calculados pela projetista, uma vez que não é possível uma análise realística pontual dos fatores de segurança entre eles.

(G) Modelo Elástico-linear: conforme descrito no item 4.3.3.2, a adoção do modelo constitutivo elástico-linear não representa verdadeiramente o comportamento tensão-deformação dos solos, pois este modelo representa um solo mais resistente, com baixos níveis de tensão e pequenas deformações, o que não condiz com os solos

constituintes do talude em estudo. Por outro lado, a adoção deste modelo facilita e simplifica os dados de entrada e os cálculos pelo método dos elementos finitos.

A respeito da utilização do modelo elástico-linear, pode-se concluir que mesmo não sendo o mais adequado para as análises de estabilidade calculadas, este pode ser considerado o primeiro passo para que, futuros estudos e análises tridimensionais possam ser feitos. A adoção de modelos mais realísticos como: Mohr-Coulomb, Druker-Pruger e Hardening Soil, acrescerão às análises a realidade de campo e certamente influenciarão nos resultados e no conservadorismo dos fatores de segurança.

(H) Comparação das análises bi e tridimensionais: conforme descrita no item anterior, a comparação entre os valores mínimos de FS para as análises bi e tridimensional deve ser feita de forma a contemplar todos os valores de FS deste último. A TABELA 20, apresenta os valores de FS 2D e 3D representativos para as análises.

Conclui-se que, as análises tridimensionais do talude em estudo apresentaram valores globais de FS bem maiores do que os apresentados pela análise 2D, isto devido à incorporação dos efeitos das massas adjacentes e de seu comportamento quando considerado em três dimensões.

A inclusão dos chumbadores ao talude, tanto nas análises bi quanto tridimensional, acresceram os valores de FS e conseqüentemente a resistência ao deslizamento. Porém, as análises tridimensionais com a inserção dos chumbadores significou um acréscimo muito significativo, levando a utilização de menos elementos de reforço ao projeto e por conseguinte, redução dos custos.

(I) Custos: De posse das conclusões acima citadas, pode-se concluir que a adoção de análises tridimensional, condizente com a realidade, traduz em cifras, a redução de custos excessivos com projetos mal dimensionados e em obras com gastos desnecessários. Na adoção da terceira dimensão nas modelagens numéricas, através da geometria e estratigrafia, as análises apresentam mais realidade e certamente levam os projetos a uma maior economia e segurança.

As condicionantes que deflagram a escolha de uma obra de contenção, estão diretamente ligadas aos passos necessários para a tomada de decisão, sendo elas: as condicionantes de projeto, técnicos, econômicos, regionais, emergenciais, legais e as

“imponderáveis”. Os condicionantes econômicos são os mais importantes pois, o custo de uma obra está relacionado diretamente a forma de conduzir e as especificações dos demais condicionantes (Marzionna, 1996).

6.2 CONCLUSÕES GERAIS

Conclui-se que o estudo apresentado foi de grande importância para o aprendizado técnico e acadêmico sobre análises de estabilidade bidimensionais pelo método do equilíbrio limite e tridimensional pelo método dos elementos finitos.

Embora os inúmeros percalços encontrados durante as fases de confecção e interpretação das análises tridimensionais, pode-se concluir com êxito as atividades propostas para este estudo.

A adoção de um programa computacional inadequado ao problema geotécnico e de um modelo constitutivo do solo realístico, porém pobre e o único disponível, nas análises de estabilidade tridimensional, foi um grande passo para o início de uma série de estudos na área da estabilidade de taludes em três dimensões, nos quais, serão de grande importância para a avaliação da estabilidade de taludes em condições reais de campo.

Ainda que os sistemas computacionais ofereçam condições para o desenvolvimento de projetos inovadores e com grande produtividade, a falta de formação adequada, sensibilidade ou intuição, utilizada pelos antigos projetistas, têm levado jovens engenheiros, que pouco conhecem acerca dos algoritmos e métodos utilizados, a se tornarem, em pouco tempo, exímios no fornecimento de dados e resultados desses sistemas. Esta realidade, tem ocultado o uso da experiência “manual” sendo substituída por sofisticados “pacotes” computacionais de análise que, devido à dinâmica da etapa de projeto e a confiança excessiva creditada nos resultados, não têm despertado interesses para análises paramétricas e críticas dos resultados, proporcionando o desenvolvimento da intuição quanto ao comportamento da estrutura ou do estudo. Não só os algoritmos e métodos implementados nos sistemas computacionais precisam ser bem utilizados, mas também é essencial que sejam identificadas eventuais anomalias em resultados aparentemente corretos, podendo essas ser decorrentes de impropriedades dos próprios sistemas. Partindo-se do pressuposto de utilização de sistema de análise confiável e bem documentado, a grande sofisticação dos modernos sistemas requer do

usuário formação sólida e grande senso de avaliação subjetiva. Caso contrário, o uso desses sistemas pode ser antieconômico e gerar desastrosos resultados (Soriano, 2003).

Após a comparação das análises de estabilidade, conclui-se ser possível dispor ao meio geotécnico, a importância da realização de análises bi e tridimensionais de estabilidade. No caso de análises bidimensionais, estas deverão ser realizadas para várias seções do talude, a fim de encontrar a seção crítica que melhor represente o talude e a realidade local na elaboração de projetos. Nesses deve-se considerar a diferença de fatores de segurança para cada seção analisada e posteriormente reavaliar a(s) solução(ões) por seções no qual, conseqüentemente reduzirá os custos finais das obras.

Já na adoção das análises tridimensional, o estudo foi muito interessante, não só pelos resultados apresentados, mas também pelas exigências das etapas de trabalhos que certamente serão de grande importância na definição de projetos de contenção e/ou estabilização. Uma dessas etapas de suma importância para as análises tridimensionais é a caracterização do subsolo da região. Esta deverá ser baseada em dados reais do local a ser analisado para que seja necessária a definição real das características de resistências e de condições *in situ* da região. Uma outra etapa é a confecção do modelo geométrico-geotécnico que, baseado nos ensaios de caracterização do subsolo, deverá representar a topografia e a estratigrafia local, considerando as massas laterais de solo (terceira dimensão). Tais etapas são imprescindíveis no direcionamento das decisões e na interpretação dos resultados dos fatores de segurança, com mais exatidão, dispensando o uso excessivo de reforços ao talude.

Desta forma, este trabalho contribuirá para o crescimento do interesse de profissionais geotécnicos a utilização e aplicação de análises tridimensionais de estabilidade em projetos geotécnicos. Também, auxiliará futuras pesquisas através da associação de informações (implemento do banco de dados) para o desenvolvimento de cálculos realísticos de dimensionamento, novas tecnologias e análises mais aprofundadas, através dos resultados apresentados, experiências atuais e pesquisas já realizadas.

CAPÍTULO 7 SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES

Serão apresentadas a seguir algumas sugestões e recomendações, nesta mesma linha de pesquisa, para futuros trabalhos.

(A) Comparações entre outros programas e adoção de modelos constitutivos mais realísticos: Sugere-se a utilização de outros programas que utilizam métodos baseados em análises numéricas e equilíbrio limite, para a comparação dos resultados bi e tridimensionais e para novos estudos que envolvam os parâmetros deste estudo.

Programas que analisam através do método análises numéricas e utilizam modelos constitutivos que representam melhor o solo, podem resultar em resultados mais realísticos, reduzindo os custos de implantação das obras. Recomenda-se a utilização dos programas FLAC (Lima, Gerscovich e Sayão, 2002 e Springer; Gerscovich e Sayão, 2001), FLAC-Slope (Nastri, Bes e Kochen, 2004), DYNREL (Silva, Vargas e Vaz, 2001) e PLAXIS (Fabrin e Vidal, 2001; Ferreira e Farfán, 2005; Lima, Gerscovich, Sieira e Sayão, 2005), amplamente aplicados à engenharia geotécnica, adotando-se modelos constitutivos mais realísticos e que representem os solos de estudo como: Mohr-Coulomb, Druker-Pruger e Hardening Soil, os quais já foram escopo de outros estudos e trabalhos publicados.

Através de programas que utilizam o método do equilíbrio limite, é possível a análise de taludes com camadas de solos variáveis, podendo-se ainda gerar uma superfície tridimensional qualquer a partir de superfícies planas. Possibilita ainda, a escolha do método de cálculo (Bishop, Janbu, Spencer, etc) e os critérios de ruptura do solo (modelo isotrópico e não-isotrópico). Recomenda-se a utilização dos programas CLARA, também amplamente aplicados à engenharia geotécnica no qual foram escopo de vários trabalhos e artigos (Arellano e Stark, 2000; Stark e Eid, 1998; Cunha e Soares, 1997) e o programa SLOPE/W (Ferreira e Farfán, 2005).

(B) Estudo Paramétrico: em análises de estabilidades tridimensionais em taludes estabilizados com solo grampeado, o estudo paramétrico representa a sensibilidade dos resultados das análises 2D e 3D, conforme as alterações dos parâmetros atribuídos aos materiais, onde certamente são associados às condições de projetos. Conforme Arellano e Stark (2000) este tipo de estudo é utilizado para investigar a importância dos efeitos tridimensionais através de uma comparação de

análise bidimensional e tridimensional para várias geometrias e condições de resistência ao cisalhamento.

Recomenda-se o estudo paramétrico bi e tridimensional da estabilização no estudo da sensibilidade dos resultados quando alteradas as condições de campo e de reforço (Ng e Lee, 2002) e a utilização de testes de campo para a determinação dos parâmetros a serem utilizados nas análises com elementos finitos (Farouz, Chen e Failmezger, 2004). Também, análises de estabilidade variando-se o espaçamento entre chumbadores, seus comprimentos e diâmetro, material empregado.

(C) Estudo da variabilidade longitudinal da estrutura do solo ao longo de dutos: a variabilidade das características geomecânicas do solo que existem ao longo de uma tubulação enterrada (grande escala) ou uma estrutura de contenção (pequena escala) possibilitam o estudo de parâmetros que, podem influenciar no encaminhamento e definição da aplicação desses no solo (Elachachi, Breysse e Houy, 2004).

Em estudos que envolvam dutos, recomenda-se uma investigação de campo mais detalhada para que, seja possível a caracterização e a parametrização real de campo e posteriormente aplicá-las em análises bi e tridimensionais de estabilidade, tensões e deformações.

(D) Superfície de escorregamento crítica: Recomenda-se um estudo para encontrar, de uma forma mais prática, a superfície de escorregamento crítica bidimensional e tridimensional, através da utilização do programa ANSYS ou outra ferramenta, para auxiliar em estudos futuros, definições de projetos e em custos finais para implantação da obra. Podemos citar, por exemplo, o estudo de Xie, Esaki e Cai (2004) onde, através do sistema de informação geográfica (SIG), localiza a superfície de ruptura crítica tridimensional de um talude.

CAPÍTULO 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C., Reforço do terreno. In: HACHICH, W. et al. (Ed.), Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo/SP: PINI Ltda, 1998, cap. 18, p. 641-690.

ARELLANO, D.; STARK, T., Importance of tree-dimensional slope stability analyses in practice. In: Slope stability 2000: proceedings of sessions of geo-denver 2000, August 2000, Denver-Colorado: The Geo-institute of the american society of civil engineering, p. 18-32.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estabilidade de taludes: NBR-11682. Set/1991. 35p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto geotécnico: NBR-8044. Jun/1983. 58p.

AUGUSTO FILHO, O., Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela/SP. Dissertação de Mestrado em Engenharia – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 117p., 1994.

BENEVIDES, S. A. S., Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos: empíricos do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia de Transportes – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 176p., 2000.

BERBERIAN, D., Engenharia de fundações. Brasília/DF: Editora da UNB, 2001.

BERTIN, N. S.; BASTOS, A.C., Fundações das estruturas de concreto da UHE Tucuruí. In: SIMPÓSIO SOBRE AS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DA REGIÃO AMAZÔNICA, Brasília/DF, 1980.

BRISOT, Giovani., Modelagem de lajes na análise tridimensional de edifícios de alvenaria estrutural. Capítulo 2. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Área de concentração: Estruturas, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis / SC, 2001.

BROMHEAD, E.N. The stability of slopes, New York/USA: Surrey University Press, 1986.

CAMARGO, F.P., et al., Modelos geomecânicos de fundações de barragens – metodologia de elaboração aplicada a três projetos. In: XI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Fortaleza, 1976.

CAPUTO, H.P., Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. Volume 1. 6ª edição. Rio de Janeiro/RJ: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CAPUTO, H.P., Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas – fundações – obras de terra. Volume 2. 6ª edição. Rio de Janeiro/RJ: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CUNHA, R. P.; SOARES, A. P. A. L. Comparação de parâmetros retroanalizados por programas de estabilidade de taludes em 2 e 3 dimensões. In: Anais da II Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Setembro de 1997. Rio de Janeiro - RJ, v. 1, p 299-308.

DUNCAN, J. M. Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, Nº 7, 577-596, Julho 1996.

DURAND, R. D.; FARIAS, M. M. Análise de estruturas reforçadas em condições tridimensionais via elementos finitos. In: Simpósio brasileiro de aplicações de informática em geotecnia – INFOGEO, 2005, Belo Horizonte. Anais Infogeo 2005. Belo Horizonte/MG, 7 p.

ELACHACHI, S. M.; BREYSSE, D., HOUY, L. Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. Computer and Geotechnics – Elsevier Science Ltd., 31 (2004) 625-641. Disponível em: www.elsevier.com/locate/compgeo

FAROUZ, E.; CHEN, J. Y.; FAILMEZGER, R.A. A case study using in-situ testing to develop soil parameters for finite-element analyses. In: PROCEEDINGS ISC-2 ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, Setembro de 2004. Porto – Portugal, v.2, p 921-926.

FABRIN, T. W., VIDAL, D., Considerações sobre a modelagem numérica em problemas geotécnicos. In: Simpósio brasileiro de aplicações de informática em geotecnia – INFOGEO, 2001, Curitiba. Anais Infogeo 2001. Curitiba/PR, 8 p.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U.R., Controle de qualidade em estruturas de contenção em solo grampeado. In: II CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Rio de Janeiro/RJ, 1997, vol 1, p. 613-618.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U.R., Considerações sobre o dimensionamento de uma estrutura em solo grampeado. In: 3º Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia - SEFE, São Paulo/SP, 1996, vol 1, p. 301-308.

FEIJÓ, R. L., ERHLICH, M., Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro. In: III CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Rio de Janeiro. 2001. v. 1, p.517 – 525.

FERREIRA, J. C.; FARFÁN, A. D. Análise comparativa da estabilidade de taludes através de métodos de equilíbrio limite, elementos finitos e análise limite numérica. In: Simpósio brasileiro de aplicações de informática em geotecnia – INFOGEO, 2005, Belo Horizonte. Anais Infogeo 2005. Belo Horizonte/MG, 5 p.

FILHO, O. A.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Ed.), Geologia de engenharia. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998, cap. 15, p. 243-269.

FIORI, A.P; CARMIGNANI, L., Fundamentos de mecânica dos solos e rochas: aplicação na estabilidade de taludes. Curitiba/PR: Editora da UFPR, 2001.

FRANÇA, J. L., et al., Manual para normalização de publicações técnico-científicas. 6ª edição, Belo Horizonte / MG: Editora UFMG, 2003.

GERSCOVICH, D. M. S.; SIEIRA, A. C. C. F.; LIMA A. P.; SAYÃO, A.S.F.J., Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado. In:

Anais da IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Setembro de 2005. Salvador – BA, v. 2, p 643-655.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M., Estabilidade de taludes naturais e de escavação. 2ª ed., São Paulo/SP: Editora Edgard Blücher Ltda, 1983.

LABANOWSKI, A. JR., Curso básico ANSYS: Comandos, Florianópolis: Grante - UFSC, 23 de setembro de 2002, 24 slides, color, apresentação em power point.

LACERDA, W. A. ; DINIZ, V. M. C. . Estabilidade em três dimensões de uma língua coluvionar infinita e estreita confinada em solo residual. In: Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2001, Rio de Janeiro – RJ. v. 1, p. 363-372.

LIMA, A. P.; GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A.S.F.J. Modelagem numérica de escavações grampeadas. In: I Congresso Luso-Brasileiro de geotecnia (I CLBG) e XII COBRAMSEG, 2002, São Paulo. v. 1, p. 447-457.

LIMA, A. P.; GERSCOVICH, D. M. S.; SIEIRA, A. C. C. F.; SAYÃO, A.S.F.J. Avaliação de programas computacionais para a simulação de escavações de taludes em solo grampeado. In: Simpósio brasileiro de aplicações de informática em geotecnia – INFOGEO, 2005, Belo Horizonte. Anais Infogeo 2005. Belo Horizonte/MG, 6 p.

MARZIONNA, J. D. Obras de contenção: condicionantes e fluxograma para auxiliar sua escolha. In: 3º Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia - SEFE, São Paulo/SP, 1996, vol 1, p. 111-121.

VELOSO, D. A.; MARIA, P. E. L. S.; LOPES, F. R. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, W. et al. (Ed.), Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo/SP: PINI Ltda, 1998, cap. 4, p. 163-196.

ANSYS Release 9.0, Manual do usuário.

SOLID WORKS Release 2003, Manual do usuário.

MASSAD, F., Obras de terra: curso básico de geotecnia. São Paulo/SP: Editora Oficina de textos, 2003.

MORGENSTERN, N. R. The role of analysis in the evaluation of slope stability. In: PROCEEDINGS SIXTY INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 1995, Balkema. v. 3, p. 1615-1629.

NASTRI, G., BES, R., KOCHEN, R., Solo grampeado: modelagem numérica e aspectos construtivos. Engenharia/2004, 565, p. 55 – 57, 2004.

NG, C. W. W.; LEE, G. T. K., A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces. Computer and Geotechnics – Elsevier Science Ltd., 29 (2002) 673-697. Disponível em: www.elsevier.com/locate/compgeo

OLIVEIRA, H.R.; VASCONCELLOS, C.R.A.. Projeto e obra de estabilização do talude do km 767 do Gasoduto Bolívia-Brasil. In: Rio Pipeline Conference & Exposition, 2005, Rio de Janeiro. Proceedings... Brasil: CD-ROM, 2005.

OLIVEIRA, V. S., FERREIRA, R. S., OLIVEIRA, H.R., Análise de estabilidade no estudo de talude em solo grampeado. In: Anais da IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Setembro de 2005. Salvador – BA, v. 2, p 621-632.

ORTIGÃO, J.A.R.; ZIRLIS, A.C.; PALMEIRA, E.M., Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970 – 1993. Solos e Rochas, São Paulo, v. 16, (4): 291 – 304, Dez., 1993.

PAULI, E., Manual de metodologia científica. São Paulo/SP: Ed. Resenha Universitária, 1976, p. 30 – 31.

ROCSCIENCE INC. Geomechanics software & research. User's guide: Slide 2D slope stability analysis for soil and rock slopes. Toronto/Canadá, 2002.

SCOZ, V., Estudo da estabilidade e dimensionamento de um talude em solo. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2002.

SILVA, J.C.; VARGAS, J. R., E.A.; VAZ, L.E., Análise numérica de estruturas grampeadas. In: Simpósio brasileiro de aplicações de informática em geotecnia – INFOGEO, 2001, Curitiba/PR, 10 p.

SOARES, J. P.; MUSMAN, J. V. R., Estabilização e monitoramento de encosta em solo coluvionar na Serra do Mar. In: III CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2001, Rio de Janeiro. v. 1, p. 571-577.

SORIANO, H.L., Método de elementos finitos em análise de estruturas, Editora da universidade de São Paulo (EDUSP), 2003.

SPRINGER, F. O.; GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J., Deformabilidade de taludes estabilizados com solo grampeado. In: III CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2001, Rio de Janeiro. 2001. v. 1, p. 483-490.

STARK, T.; EID, H., Performance of tree-dimensional slope stability methods in practice, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 124, nº 11, Novembro, 1998. Paper nº 17399, ASCE, ISSN 1090-0241/98/0011, p. 1049-1060.

TOZATTO, J. H. F.; LOPES, F. R.; DANZIGER, F. A. B. Contribuição ao estudo de estruturas de contenção de baixa altura em solo residual. In: III CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2001, Rio de Janeiro, p. 491-498.

VARGAS, M., Introdução à mecânica dos solos. São Paulo/SP: McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1981.

XIE, M.; ESAKI, T.; CAI, M. A GIS-based method for locating the critical 3D slip surface in a slope. Computer and Geotechnics – Elsevier Science Ltd., 31 (2004) 267-277. Disponível em: www.elsevier.com/locate/compgeo

ZIRLIS, A.C., Soil nailing – chumbamento de solos: alguns aspectos desta recente técnica de contenção. Palestra na escola politécnica da Universidade Federal da Bahia. ESTE Engenharia Serviços Técnicos Especiais, 1988.

ZIRLIS, A.C.; VAL, E.C.; NEME, P.A., Solo Grampeado: Projeto, execução e instrumentação. In: Workshop sobre solo grampeado, 1999, São Paulo/SP: Édile serviços gráficos e editora ltda, 1999, 69p.

CAPÍTULO 9 ANEXOS

ANEXO 1 - Resultados dos Ensaio de Caracterização – Amostra 01.

ANEXO 2 - Resultados dos Ensaio de Caracterização – Amostra 02.

ANEXO 3 - Resultados dos Ensaio de Caracterização – Amostra 03.

ANEXO 4 - Boletins de Sondagens - Seção B-B.

SP-4, SP-5, SP-7B, SP-6 E ST-02.

ANEXO 5 – Valores do Fator de Segurança 3D do talude - Seção BB.

VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA - TALUDE - SEÇÃO BB									
NO	FS	NO	FS	NO	FS	NO	FS	NO	FS
1	17.402	34	20.092	67	30.767	100	7.8766	133	9.2188
2	2.7388	35	16.082	68	18.758	101	1.3814	134	4.7738
3	6.3290	36	21.644	69	14.287	102	1.5760	135	3.3598
4	6.9241	37	5.7175	70	14.461	103	5.5991	136	5.5274
5	4.2388	38	8.2607	71	17.458	104	2.6863	137	1.3524
6	2.7460	39	4.9681	72	14.156	105	3.5278	138	1.1880
7	2.1563	40	5.1495	73	14.106	106	2.9865	139	1.2068
8	2.0414	41	4.4617	74	15.587	107	2.8924	140	1.3942
9	1.7033	42	3.7202	75	15.635	108	2.7364	141	1.3983
10	1.5317	43	4.0979	76	18.464	109	3.2741	142	4.3313
11	9.0389	44	4.8970	77	13.285	110	3.1715	143	5.6272
12	17.977	45	29.975	78	13.089	111	7.0255	144	24.785
13	97.606	46	13.263	79	34.903	112	3.8706	145	26.423
14	25.136	47	6.3635	80	23.437	113	4.5035	146	10.014
15	120.45	48	4.6415	81	12.803	114	4.5407	147	6.2682
16	12.420	49	3.8158	82	67.127	115	5.4923	148	14.018
17	28.988	50	5.0780	83	12.073	116	5.9779	149	4.7496
18	16.553	51	11.419	84	10.884	117	6.3910	150	13.898
19	6.8335	52	16.058	85	11.121	118	7.7073	151	8.4296
20	3.5213	53	141.03	86	11.215	119	7.8467	152	14.042
21	3.0887	54	357.43	87	10.958	120	13.551	153	60.306
22	3.1058	55	8.9007	88	11.649	121	9.6660	154	25.698
23	3.6158	56	6.6167	89	11.800	122	10.261	155	32.707
24	4.3840	57	6.2475	90	52.552	123	12.170	156	95.849
25	8.4001	58	5.2151	91	588.12	124	11.951	157	8.6594
26	19.915	59	5.3989	92	29.966	125	14.982	158	5.7201
27	46.577	60	5.0252	93	11.574	126	16.479	159	15.056
28	41.433	61	5.4895	94	9.9324	127	15.089	160	67.192
29	21.407	62	6.2797	95	14.710	128	13.927	161	59.657
30	8.9162	63	7.4366	96	4.5478	129	14.419	162	41.337
31	8.2694	64	9.2187	97	3.9411	130	38.776	163	11.669
32	24.768	65	13.545	98	8.0440	131	25.690	164	9.7464
33	19.586	66	11.976	99	3.9006	132	23.567	165	8.5657
								198	12.024
								231	12.940
								11616	8.9674

VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA - TALUDE - SEÇÃO BB									
NO	FS	NO	FS	NO	FS	NO	FS	NO	FS
11617	5.7888	11651	47.773	11685	19.628	11719	9.9943	11753	3.6475
11618	4.4047	11652	26.336	11686	30.851	11720	7.9304	11754	4.8526
11619	3.7048	11653	14.905	11687	473.37	11721	6.8126	11755	7.4809
11620	3.3754	11654	10.680	11688	45.581	11722	6.1492	11756	274.13
11621	3.2882	11655	8.8294	11689	614.77	11723	6.1834	11757	36.633
11622	3.4268	11656	8.4986	11690	10.885	11724	6.5905	11758	17.602
11623	3.9707	11657	9.7347	11691	18.139	11725	7.9308	11759	13.538
11624	5.1416	11658	11.738	11692	15.751	11726	10.935	11760	10.945
11625	7.4772	11659	14.044	11693	9.9607	11727	17.143	11761	9.5463
11626	15.469	11660	53.192	11694	9.3280	11728	48.453	11762	9.7251
11627	169.83	11661	150.89	11695	8.0188	11729	38.277	11763	9.8790
11628	89.068	11662	209.64	11696	7.5335	11730	14.180	11764	9.9277
11629	11.152	11663	186.69	11697	7.5983	11731	4.4698	11765	9.9793
11630	6.8251	11664	168.93	11698	8.1142	11732	6.9308	11766	10.661
11631	5.1467	11665	280.36	11699	7.9927	11733	3.3947	11767	11.295
11632	4.2827	11666	400.84	11700	8.3174	11734	3.2985	11768	11.513
11633	4.0619	11667	80.625	11701	8.7317	11735	3.3236	11769	12.074
11634	4.1151	11668	79.178	11702	10.097	11736	3.3212	11770	13.718
11635	3.7471	11669	52.431	11703	10.099	11737	3.3059	11771	15.014
11636	3.7662	11670	29.534	11704	10.638	11738	3.9868	11772	18.726
11637	3.8298	11671	27.507	11705	11.373	11739	4.7796	11773	19.573
11638	3.7675	11672	22.597	11706	13.433	11740	5.6668	11774	22.656
11639	3.7397	11673	19.414	11707	15.122	11741	6.4367	11775	28.041
11640	3.6760	11674	17.208	11708	15.502	11742	8.8619	11776	37.215
11641	3.7223	11675	14.282	11709	17.157	11743	23.384	11777	31.304
11642	3.9437	11676	13.434	11710	24.993	11744	38.778	11778	43.899
11643	4.1228	11677	13.301	11711	22.826	11745	13.618	11779	51.865
11644	4.8240	11678	12.910	11712	22.481	11746	5.8946	11780	4.1488
11645	6.0356	11679	11.792	11713	29.060	11747	3.7229	11781	5.0824
11646	7.5126	11680	12.137	11714	26.698	11748	2.9073	11782	7.2661
11647	5.0788	11681	11.787	11715	43.148	11749	2.8549	11783	19.691
11648	6.1187	11682	12.252	11716	24.081	11750	2.6109	11784	138.86
11649	18.810	11683	11.744	11717	20.475	11751	2.6395	11785	35.623
11650	34.585	11684	14.476	11718	14.002	11752	2.9866	11786	8.7756
								18433	591.17
								18467	16.445
								18501	7.5901

VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA - TALUDE - SEÇÃO BB									
NÓ	FS	NÓ	FS	NÓ	FS	NÓ	FS	NÓ	FS
18502	4.6551	18538	24.332	18574	330.19	18610	476.38	18646	151.59
18503	4.4024	18539	383.44	18575	9.5376	18611	800.25	18647	45.631
18504	4.3190	18540	26.819	18576	7.0316	18612	940.38	18648	126.60
18505	4.2277	18541	76.664	18577	5.6267	18613	2171.9	18649	500.61
18506	4.3383	18542	24.067	18578	5.0725	18614	1827.2	18650	39.533
18507	4.4571	18543	30.671	18579	5.2982	18615	356.27	18651	54.048
18508	4.3890	18544	29.730	18580	5.7921	18616	291.85	18652	48.821
18509	4.3780	18545	34.486	18581	6.0161	18617	771.06	18653	47.965
18510	4.4970	18546	83.709	18582	9.2482	18618	541.55	18654	55.222
18511	4.5990	18547	89.317	18583	179.45	18619	1624.3	18655	200.10
18512	4.8290	18548	4319.3	18584	699.96	18620	253.80	18656	311.82
18513	5.3295	18549	3846.7	18585	804.36	18621	182.17	18657	361.64
18514	5.7409	18550	150.45	18586	1962.1	18622	137.37	18658	133.90
18515	7.5322	18551	73.026	18587	0.11883	18623	52.617	18659	93.605
18516	11.337	18552	826.15	18588	92797.	18624	33.016	18660	65.849
18517	34.962	18553	57.005	18589	713.36	18625	18.145	18661	50.370
18518	155.23	18554	58.665	18590	713.70	18626	170.30	18662	39.927
18519	26.788	18555	72.185	18591	522.01	18627	446.66	18663	53.572
18520	10.715	18556	161.69	18592	528.80	18628	107.31	18664	80.495
18521	7.0426	18557	167.61	18593	399.81	18629	134.92	18665	68.622
18522	5.5350	18558	49.575	18594	376.38	18630	14.220	18666	104.98
18523	4.4267	18559	32.417	18595	1045.1	18631	28.904	18667	116.16
18524	4.3902	18560	21.809	18596	469.85	18632	502.68	18668	127.82
18525	4.3491	18561	13.785	18597	443.89	18633	45.074	18669	53.774
18526	4.2972	18562	20.953	18598	449.74	18634	8.8806	18670	25.615
18527	4.7597	18563	17.932	18599	494.60	18635	7.2105	18671	22.921
18528	5.5947	18564	4.9285	18600	199.94	18636	7.8153	18672	28.138
18529	6.6442	18565	5.6310	18601	160.11	18637	5.4061	18673	7.4766
18530	7.7890	18566	5.7103	18602	100.06	18638	5.6402	18674	5.7554
18531	16.025	18567	6.0172	18603	462.26	18639	5.9374	18675	212.54
18532	205.24	18568	6.4787	18604	104.10	18640	13.720	18676	10.557
18533	252.45	18569	6.4470	18605	303.58	18641	6.5847	18677	7.2876
18534	59.849	18570	8.4396	18606	247.70	18642	358.73	18678	6.2845
18535	42.501	18571	13.262	18607	187.73	18643	264.19	18679	8.6954
18536	37.244	18572	20.090	18608	320.35	18644	266.12	18680	10.027
18537	24.271	18573	366.25	18609	283.47	18645	64.393	18681	18.473
								18710	74.129
								18711	98.209
								18712	178.18
								18713	899.32
								18714	55.861
								18715	467.96
								18716	9.1058
								18717	47.923
								18718	7.6737
								18719	8.0318
								18720	10.582
								18721	19.308
								18722	9.3467
								18723	5.4004
								18724	6.0236
								18725	6.6426
								18726	8.5412
								18727	15.911
								18728	11.600
								18729	225.12
								18730	719.33
								18731	486.35
								18732	4978.7
								18733	2745.7
								18734	422.16
								18735	377.53
								18736	1144.5
								18737	398.17
								18738	398.17
								18739	349.23
								18740	560.58
								18741	426.02
								18742	582.85
								18743	435.07
								18744	102.35
								18745	322.76
								18746	154.02
								18747	30.493
								18748	23.264
								18749	29.920
								18750	32.882
								18751	39.676
								18752	43.823
								18753	55.899
								18754	77.015
								18755	135.41
								18756	577.64
								18757	1058.1
								18758	538.92
								18759	174.36
								18760	135.12
								18761	141.76
								18762	349.29
								18763	1144.5
								18764	69.437
								18765	43.866
								18766	29.853
								18767	20.225
								18768	12.470
								18769	134.85
								18770	513.97
								18771	8.3237
								18772	8.6016
								18773	9.4140
								18774	7.0811
								18775	7.4053
								18776	9.3056
								18777	233.34
								18778	230.06
								18779	363.07
								18780	498.09
								18781	216.52
								18782	674.58
								18783	114.58
								18784	161.85
								18785	140.07
								18786	53.162
								18787	40.416
								18788	10.343
								18789	10.657

VALORES DO FATOR DE SEGURANÇA - TALUDE - SEÇÃO BB					
NÓ	FS	NÓ	FS	NÓ	FS
18790	8.2193	18826	263.44	18862	3922.4
18791	17.572	18827	202.43	18863	62.244
18792	16.137	18828	182.49	18864	34.946
18793	40.839	18829	281.70	18865	15.181
18794	13.826	18830	360.80	18866	32.909
18795	7.0598	18831	149.23	18867	9.1443
18796	7.2363	18832	84.864	18868	7.9869
18797	6.8510	18833	379.17	18869	1201.7
18798	8.6367	18834	332.91	18870	48.051
18799	23.561	18835	13.653	18871	996.51
18800	133.59	18836	17.654	18872	18.464
18801	9.3761	18837	21.235	18873	11.516
18802	8.8888	18838	21.886	18874	12.668
18803	10.075	18839	25.165	18875	13.277
18804	8.1514	18840	27.850	18876	59.877
18805	184.35	18841	36.616	18877	84.851
18806	114.18	18842	59.900	18878	20.398
18807	402.40	18843	194.03	18879	367.04
18808	436.05	18844	857.84	18880	11.211
18809	86.729	18845	863.70	18881	28.257
18810	595.02	18846	113.78	18882	8.4099
18811	50.294	18847	117.56	18883	10.123
18812	72.957	18848	76.776	18884	9.6333
18813	9.5613	18849	81.356	18885	18.630
18814	21.865	18850	77.896	18886	11.774
18815	10.868	18851	36.143	18887	14.392
18816	8.5506	18852	24.339	18888	15.928
18817	11.415	18853	16.909	18889	16.098
18818	30.969	18854	12.012	18890	18.742
18819	158.27	18855	8.9467	18891	20.643
18820	407.23	18856	11.561	18892	30.324
18821	563.08	18857	10.399	18893	62.798
18822	302.05	18858	13.358	18894	374.41
18823	422.45	18859	10.586	18895	607.98
18824	776.33	18860	9.1745	18896	88.690
18825	250.43	18861	175.94	18897	56.337
				18898	50.272
				18899	34.883
				18900	25.572
				18901	17.470
				18902	12.227
				18903	12.495
				18904	17.587
				18905	19.724
				18906	14.665
				18907	12.245
				18908	18.343
				18909	294.80
				18910	81.801
				18911	28.136
				18912	14.049
				18913	10.177
				18914	211.49
				18915	25.145
				18916	11.486
				18917	11.783
				18918	18952
				18919	11.449
				18920	47.074
				18921	31.678