

ERIC MEDEIROS SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM
SOLOS DE ALTERAÇÃO DE ROCHAS
METAMÓRFICAS DO QUADRILÁTERO
FERRÍFERO**

Dissertação apresentada à
Universidade Federal de Viçosa, como
parte das exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
para obtenção do título de *Magister
Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2006

ERIC MEDEIROS SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM
SOLOS DE ALTERAÇÃO DE ROCHAS
METAMÓRFICAS DO QUADRILÁTERO
FERRÍFERO**

Dissertação apresentada à
Universidade Federal de Viçosa, como
parte das exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
para obtenção do título de *Magister
Scientiae*.

APROVADA: 17 de agosto de 2006.

Prof. Eduardo A. Gomes Marques
(Co-Orientador)

Prof. Roberto F. de Azevedo
(Co-Orientador)

Prof. Maurício Paulo F. Fontes

Prof. Geraldo Luciano de O. Marques

Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

A Deus, sem o qual nada seria possível.

Aos meus pais, pelos exemplos de honestidade, trabalho e caráter.

À Universidade Federal de Viçosa, pela sua excelência em ensino, pesquisa e extensão, que muito contribuiu para minha formação acadêmica e enriquecimento pessoal.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela concessão da bolsa de estudos, que ajudou na elaboração deste trabalho.

Ao meu Orientador Prof. Enivaldo Minette, pela amizade, apoio e motivação fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Ao Co-Orientador Prof. Eduardo Marques, pela amizade e indispensável colaboração ao longo deste trabalho.

Ao Co-Orientador Prof. Roberto Azevedo pelas sugestões na execução deste trabalho.

À Profa. Angélica Varajão, do Departamento de Geologia da Universidade Federal de Ouro Preto, onde foram feitas a maior parte das análises das difratometrias de raios – X.

Ao Prof. Maurício Fontes, do Departamento de Solos da UFV, pelas sugestões e apoio fundamental nas interpretações dos resultados das difratometrias.

Ao Prof. Geraldo Luciano de Oliveira Marques, da Universidade Federal de Juiz de Fora, pelas críticas e sugestões para a elaboração final deste trabalho.

À empresa MBR (Minerações Brasileiras Reunidas), na pessoa do Sr.

Teófilo Costa e do Sr. Paulo Ricardo de Franca, pelo fornecimento de material para análise e financiamento de parte deste trabalho.

Aos Professores Cláudio Henrique de Carvalho Silva e Paulo Sérgio Almeida Barbosa, pelas críticas, sugestões e orientação nos ensaios de laboratório.

Aos eternos colegas de república, Edson Takahashi, Hallen Yanaguissava, Márcio Oikawa, Reinaldo “Cubano” Teófilo, Rodrigo Pereira, Júnio, Pedro, Breno, Marcos, Eduardo Montezano, Felipe Moraes, que fizeram parte da minha caminhada por Viçosa.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos, especialmente Júlio Carlos dos Santos (Julinho), José Mário Duarte e Paulo Affonso da Silva (Paulo P3) pela amizade e ajuda nos ensaios de laboratório.

Aos colegas de Mestrado, Rafael Lisboa, Leandro Neves, Marcelo Correa, Giovani Paiva, Fabiano Sossai, Gersonito Vieira e aos colegas do Departamento de Engenharia Civil, Danilo, Gisele Custódio, Rodrigo Zorzal, Flávio Crispim, Fernando Caneschi, pela agradável convivência.

BIOGRAFIA

ERIC MEDEIROS SILVA, filho de Wilton Rodrigues da Silva e Vanda Medeiros Silva, nascido aos 29 de outubro de 1972, na cidade de Leopoldina – MG.

Em março de 1996 iniciou o curso de graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG, concluindo-o em agosto de 2001.

Em março de 2003 iniciou o curso de especialização em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Universidade Federal de Juiz de Fora, concluindo-o em julho de 2004.

Em março de 2004, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG, concluindo-o em agosto de 2006.

SUMÁRIO

LISTA DE QUADROS.....	viii
LISTA DE FIGURAS.....	x
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Apresentação do Trabalho.....	4
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	5
2.1 Contexto da Estabilidade de Taludes de Mineração.....	5
2.2 Projeto Geotécnico de Estabilidade de Taludes	6
2.3 Estabilidade de Taludes em Solos Residuais – Rupturas de Taludes Naturais	7
2.3.1 Fatores Condicionantes de Instabilização	9
2.4 Influência do Avanço da frente de Saturação e da Sucção em Solos Residuais	11
2.5 Estudo do Efeito da Anisotropia na Estabilidade de Taludes utilizando o Método das Lamelas	14
2.6 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes	20
2.6.1 Introdução	20
2.6.2 Métodos de Análise de Estabilidade.....	20
2.6.2.1 Métodos Determinísticos de Estabilidade de Taludes.....	25
2.6.2.2 Métodos Probabilísticos de Análise de Estabilidade de Taludes.....	28
2.6.2.2.1 Método da Probabilidade baseado na Distribuição Normal	29

2.6.2.2.2 O método de Monte Carlo	32
2.6.2.3 Considerações sobre as análises probabilísticas empregadas neste trabalho	33
2.7 Comparação entre os resultados dos Ensaios Triaxiais e de Cisalhamento Direto	35
2.8 Conclusões Parciais	36
2.8.1 Seleção dos métodos de Análise de Estabilidade	37
3 MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1 Características da Área em Estudo	38
3.2 Geologia da Área.....	39
3.2.1 Classificação Geomecânica	41
3.3 Materiais	43
3.4 Métodos	46
3.4.1 Metodologia de Campo	46
3.4.2 Metodologia de Laboratório.....	47
3.4.2.1 Ensaios de Caracterização Física.....	47
3.4.2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto	47
3.4.2.3 Ensaio Triaxial.....	49
3.4.2.4 Ensaio de Adensamento Unidimensional.....	49
3.4.2.5 Ensaios de Difractometria de Raios – X.....	50
3.4.2.6 Análises de Estabilidade	50
3.4.2.6.1 Seções Escolhidas para Estudo da Estabilidade.....	51
3.4.2.6.2 Tipos de Análise Executadas:.....	54
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	55
4.1 Caracterização Física	55
4.2 Granulometria Conjunta.....	56
4.2.1 Classificação Geotécnica dos Solos Estudados.....	58
4.3 Cisalhamento Direto	59
4.4 Ensaio Triaxial	62
4.5 Ensaio de Adensamento Unidimensional	64
4.6 Difractometria de Raios – X.....	68
4.6.1 Interpretação dos Resultados.....	76

4.7 Análises de Estabilidade.....	77
4.7.1 Análises Determinísticas	77
4.7.1.1 Análise de Ruptura no Topo do Talude.....	78
4.7.1.2 Análise de Ruptura na Base do Talude.....	79
4.7.1.3 Análise de Ruptura Global do Talude.....	79
4.7.2 Análises Probabilísticas.....	81
4.7.2.1 Análise de Ruptura no Topo do Talude.....	83
4.7.2.2 Análise de Ruptura na Base do Talude.....	84
4.7.2.3 Análise de Ruptura Global do Talude.....	85
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	88
5.1 Conclusões.....	88
5.2 Recomendações para trabalhos futuros	92
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93
A ANEXO.....	102
A.1 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	103
A.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS	108
A.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	112

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Fatores geológicos que controlam a forma de potenciais superfícies de ruptura (ABRAMSON et al., 1996).	24
Quadro 2.2: Resumo das hipóteses adotadas por alguns dos principais métodos determinísticos. (ABRAMSON, 1996).	27
Quadro 2.3: Valores de P_{ft} propostos por COLE (1980) apud SOARES (1996)	29
Quadro 3.1: Dados sobre as coletas dos blocos.....	46
Quadro 3.2: Legenda das litologias constituintes do maciço	52
Quadro 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização física	55
Quadro 4.2: Porcentagem de material passante.....	57
Quadro 4.3: Classificação geotécnica dos solos estudados	58
Quadro 4.4: Valores de c' , coesão efetiva, e $\phi'(0)$, ângulo de atrito efetivo, das amostras analisadas.....	59
Quadro 4.5: Valores de c' e ϕ' na análise do efeito de escala com seções de 10 cm x 10 cm e 5 cm x 5 cm.	60
Quadro 4.6: Valores dos parâmetros do ensaio triaxial, em termos de tensões totais e efetivas, para amostras com 2".....	62
Quadro 4.7: Valores dos parâmetros do ensaio triaxial em termos de tensões totais e efetivas, amostras com 1½".....	63
Quadro 4.8: Simbologia dos minerais	68

Quadro 4.9: Parâmetros utilizados nas análises de estabilidade determinísticas.	77
Quadro 4.10: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura no topo para a seção 1	78
Quadro 4.11: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura no topo para a seção 2	78
Quadro 4.12: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura na base para a seção 1	79
Quadro 4.13: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura na base para a seção 2	79
Quadro 4.14: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura global para a seção 1	79
Quadro 4.15: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura global para a seção 2	80
Quadro 4.16: Parâmetros utilizados nas análises probabilísticas	82
Quadro 4.17: Análise probabilística para ruptura no topo da seção 1	83
Quadro 4.18: Análise probabilística para ruptura no topo da seção 2	84
Quadro 4.19: Análise probabilística para ruptura na base da seção 1.....	84
Quadro 4.20: Análise probabilística para ruptura na base da seção 2.....	85
Quadro 4.21: Análise probabilística para ruptura global da seção 1.....	85
Quadro 4.22: Análise probabilística para ruptura global da seção 2.....	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Curva Característica Solo-Água do material em estudo.	11
Figura 2.2: Função de Permeabilidade do solo estudado.	12
Figura 2.3: Fator de segurança para o talude estudado	13
Figura 2.4: Parâmetros geométricos de um superfície de ruptura típica.	16
Figura 2.5: Variação do n^o de estabilidade com a inclinação do talude para um solo puramente coesivo ($\phi = 0$).	17
Figura 2.6: Variação do n^o de estabilidade com o ângulo de atrito mobilizado para solo isotrópico não-coesivo.	17
Figura 2.7: Efeito da anisotropia no n^o de estabilidade para solos coesivos.	18
Figura 2.8: Efeito do grau de anisotropia no ângulo crítico para $\phi = 0$	19
Figura 2.9: Efeito do grau de anisotropia no ângulo crítico para solo coesivo. .	19
Figura 2.10: Função de Estado Limite Z e Índice de Confiabilidade β , segundo NEVES(1994).	30
Figura 2.11: Valores de P segundo a distribuição normal.	31
Figura 2.12: Relação entre o Índice de Confiança e a Probabilidade Ruptura para uma distribuição normal do fator de segurança.	34
Figura 2.13: Comparação entre ensaios de deformação plana e triaxiais, segundo LAMBE e WHITMAN (1979).	35
Figura 3.1: Foto do talude da face leste da Mina do Pico	39

Figura 3.2: Foto de coleta da amostra PIC 01B.....	43
Figura 3.3: Foto de coleta da amostra PIC 01C.....	44
Figura 3.4: Foto de coleta da amostra PIC 03A.....	44
Figura 3.5: Foto de coleta da amostra PIC 05A.....	45
Figura 3.6: Foto da amostra PIC 08A	45
Figura 3.7: Ruptura localizada na porção superior do talude.....	51
Figura 3.8: Aspecto do perfil geológico da Seção 1 analisada pelo SLIDE.....	52
Figura 3.9: Aspecto do perfil geológico da Seção 1 analisada pelo SLOPE/W.....	53
Figura 3.10: Aspecto do perfil geológico da Seção 2 analisada pelo SLIDE.....	53
Figura 3.11: Aspecto do perfil geológico da Seção 2 analisada pelo SLOPE/W	54
Figura 4.1: Resultados da Granulometria Conjunta.....	56
Figura 4.2: Curva e $x \log \sigma'_v$ para amostra PIC 01B (Filito Dolomítico)	64
Figura 4.3: Curva e $x \log \sigma'_v$ para amostra PIC 01C (Filito Dolomítico)	65
Figura 4.4: Curva e $x \log \sigma'_v$ para amostra PIC 03A (Metachert).....	65
Figura 4.5: Curva e $x \log \sigma'_v$ para amostra PIC 05A (Filito Sericítico).....	66
Figura 4.6: Curva e $x \log \sigma'_v$ para amostra PIC 08A (Quartzito)	67
Figura 4.7: Difratograma da fração areia PIC 01B, Cu – K α	69
Figura 4.8: Difratograma da fração silte PIC 01B, Cu – K α	69
Figura 4.9: Difratograma da fração argila PIC 01B, Cu – K α	70
Figura 4.10: Difratograma da fração areia PIC 01C, Cu – K α	70
Figura 4.11: Difratograma da fração silte PIC 01C, Cu – K α	71
Figura 4.12: Difratograma da fração argila PIC 01C, Cu – K α	71

Figura 4.13: Difratograma da fração areia PIC 03A, Cu – K α	72
Figura 4.14: Difratograma da fração silte PIC 03A, Cu – K α	72
Figura 4.15: Difratograma da fração argila PIC 03A, Co – K α	73
Figura 4.16: Difratograma da fração areia PIC 05A, Cu – K α	73
Figura 4.17: Difratograma da fração silte PIC 05A, Cu – K α	74
Figura 4.18: Difratograma da fração areia PIC 08A, Cu – K α	74
Figura 4.19: Difratograma da fração silte PIC 08A, Cu – K α	75
Figura 4.20: Difratograma da fração argila PIC 08A, Co – K α	75
Figura A.1: Ruptura localizada no topo do talude seção 1 utilizando o Slope/W	103
Figura A.2: Ruptura global do talude seção 1 utilizando o Slope/W	103
Figura A.3: Ruptura localizada na base do talude seção 1 utilizando o Slope/W	104
Figura A.4: Ruptura localizada no topo do talude seção 2 utilizando o Slope/W	104
Figura A.5: Ruptura global do talude seção 2 utilizando o Slope/W	104
Figura A.6: Ruptura localizada na base do talude seção 2 utilizando o Slope/W	105
Figura A.7: Ruptura localizada no topo do talude seção 1 utilizando o Slide..	105
Figura A.8: Ruptura global do talude seção 1 utilizando o Slide.....	105
Figura A.9: Ruptura localizada na base do talude seção 1 utilizando o Slide.	106
Figura A.10: Ruptura global no topo do talude seção 2 utilizando o Slide	106
Figura A.11: Ruptura global do talude seção 2 utilizando o Slide	106
Figura A.12: Ruptura localizada na base do talude seção 2 utilizando o Slide	107

Figura A.13: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 01B.....	108
Figura A.14: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 01B.....	108
Figura A.15: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 01C	109
Figura A.16: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 01C	109
Figura A.17: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 03A.....	109
Figura A.18: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 03A.....	110
Figura A.19: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 05A.....	110
Figura A.20: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 05A.....	110
Figura A.21: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 08A.....	111
Figura A.22: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 08A.....	111
Figura A.23: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade.	112
Figura A.24: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade.	112
Figura A.25: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	113
Figura A.26: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade.....	113
Figura A.27: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade.....	114
Figura A.28: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	114
Figura A.29: Gráfico tensão x deslocamento para a amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade	115

Figura A.30: Gráfico deform. vertical x deform. horizontal da amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade	115
Figura A.31: Gráfico Tensão x Deslocamento para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade	115
Figura A.32: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade	116
Figura A.33: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01B com carregamento.....	116
Figura A.34: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	116
Figura A.35: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade	117
Figura A.36: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade	117
Figura A.37: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade	117
Figura A.38: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade	117
Figura A.39: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	118
Figura A.40: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	118
Figura A.41: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com carregamento paralelo à xistosidade	118
Figura A.42: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento paralelo à xistosidade	118
Figura A.43: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com	

carregamento perpendicular à xistosidade	119
Figura A.44: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade	119
Figura A.45: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	119
Figura A.46: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	119
Figura A.47: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento paralelo à xistosidade	120
Figura A.48: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento paralelo à xistosidade com saturação.....	120
Figura A.49: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade	120
Figura A.50: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade	121
Figura A.51: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	121
Figura A.52: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	121
Figura A.53: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento paralelo à xistosidade	122
Figura A.54: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento paralelo à xistosidade	122
Figura A.55: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade	122
Figura A.56: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade	123

Figura A.57: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	123
Figura A.58: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.....	123

RESUMO

SILVA, Eric Medeiros, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2006.
Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do Quadrilátero Ferrífero. Orientador: Enivaldo Minette, Co-Orientadores: Eduardo Antônio Gomes Marques e Roberto Francisco de Azevedo.

Pretendeu-se com este trabalho, ampliar o grau de conhecimento sobre os vários tipos de materiais existentes nos taludes da Mina do Pico, na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Realizaram-se ensaios triaxiais e de cisalhamento direto de amostras indeformadas coletadas no campo a fim de se obter os parâmetros de resistência sob diversas condições de carregamento. Os ensaios de cisalhamento direto visaram estabelecer a influência da xistosidade e do fator de escala nos resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Verificou-se que ela afeta diretamente o valor desses parâmetros de resistência. Verificou-se também que não houve diferenças significativas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento entre corpos-de-prova de diferentes tamanhos, para mesmas condições de carregamento. De posse dos parâmetros de resistência, realizaram-se análises de estabilidade de taludes empregando métodos determinísticos e probabilísticos utilizando-se para isso dois softwares: O SLOPE/W e o SLIDE. Os resultados mostraram que os valores dos fatores de segurança determinísticos foram bastante próximos e as probabilidades de ruptura encontradas foram pequenas. A inclusão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados se destina a subsidiar novos estudos que permitam um melhor entendimento de sua influência sobre os demais materiais que constituem os perfis geológico-geotécnicos encontrados nos taludes da mina

do Pico, com vista à elaboração do projeto de “pit” final.

ABSTRACT

SILVA, Eric Medeiros, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August of 2006.
Slope stability analysis in soils of alteration of metamorphic rocks of Quadrilátero Ferrífero. Adviser: Enivaldo Minette, Co-Advisers: Eduardo Antônio Gomes Marques and Roberto Francisco de Azevedo.

The present work has the aim of improve the knowledge on the mechanical behavior of several materials occurring in the slopes of the Pico mine, in Quadrilátero Ferrífero area, Minas Gerais State. Triaxiais tests and direct shear tests of undisturbed samples collected in situ were performed in order to obtain strength parameters under several loading conditions. Direct shear tests also were performed in order to characterize the influence of rock schystosity and scale effect on the results of the shear strength parameters. Results obtained show that schystosity affects the value of those parameters, while the size of samples tested did not significantly affect strength, for the same loading conditions. Calculated values for cohesion and friction angle were used in mining slope stability studies using both deterministic and probabilistic approaches for two commercial softwares: SLOPE/W AND SLIDE. The results showed that the values obtained for deterministic factors of safety were quite close and the calculated probabilities of slope failure were small. The use of shear strength parameters was done as a basis to future studies proposed to allow a better understanding of their influence on the geological-geotechnical behavior of other materials occurring on the slopes of the Mina do Pico. These studies will be used to define the final pit of Pico mine.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Apesar de ser um tema já bastante explorado, a análise de estabilidade de taludes continua sendo um tópico de grande interesse por envolver normalmente riscos de perdas materiais e humanas. Isto pode ser explicado pela facilidade em se acompanhar, na prática, os conhecimentos teóricos adquiridos e por serem obras que fazem parte do cotidiano de pequenas e grandes cidades.

Sob o ponto de vista da aplicabilidade, em geral, as análises de estabilidade podem ser estudadas sob dois enfoques: um que vise obras civis convencionais que abrangem contenções de taludes urbanos ditos permanentes e outro que vise a exploração de um bem mineral a ser lavrado em condições limites de estabilidade.

Segundo Castro (2004) a análise de estabilidade de taludes consiste em uma abordagem de grande magnitude de aplicações em obras geotécnicas. No caso de minerações, ao contrário dos problemas de encostas urbanas ou de taludes de barragens, estas análises são condicionadas basicamente pela presença do bem mineral a ser explorado nas condições mais limites possíveis. Estas implicações têm exigido a adoção de projetos de cavas com taludes cada vez mais íngremes e mais altos.

Uma sistemática integrada de projetos geotécnicos de taludes de mineração deve englobar os condicionantes relativos à viabilidade econômica do projeto que está, evidentemente, relacionada a cada talude específico de lavra e a variabilidade espacial dos parâmetros geológico – geotécnicos locais.

A economia do projeto está, evidentemente, relacionada com a estabilidade de taludes em função dos ângulos efetivamente praticados na mina e o conceito de responsabilidade em projetos de taludes de mineração está vinculado às questões de uma eventual paralisação dos trabalhos em caso de rupturas. Por outro lado, o contexto provisório dos taludes de mineração, cuja vida útil, de modo geral, é muito menor que a dos taludes de uma obra civil convencional, impõe a necessidade de se extremar a condição de lavra, sob pena de tornar antieconômico o empreendimento.

Apesar da grande quantidade de estudos sobre as litologias freqüentes em maciços de mineração, quanto aos seus parâmetros característicos e à sua estabilidade, ainda é de difícil interpretação a contribuição de direção dos planos das camadas constituintes do maciço, assim como a influência de determinados minerais presentes. Somente com uma grande campanha de ensaios com diversos tipos litológicos é que tais dificuldades poderão ser minimizadas.

Uma compatibilização entre análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas poderia contribuir para que novos critérios de projeto sejam incorporados à prática corrente em mineração.

Neste sentido, um trabalho foi desenvolvido por SOARES (1996) no qual foi feito um estudo sobre um escorregamento ocorrido na Mina de Águas Claras, localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Através de retroanálise, verificou-se que, em termos determinísticos, o maciço em estudo era considerado estável, ao passo que o estudo probabilístico evidenciou que a probabilidade de ruptura era relativamente elevada. Percebe-se, portanto, que um estudo mais aprofundado a despeito das análises de estabilidade de taludes é plenamente justificável em se tratando de taludes de grande responsabilidade, como os empregados em atividades de mineração.

1.2 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo estudar a estabilidade de taludes construídos em algumas litologias típicas da região do Quadrilátero Ferrífero no Estado de Minas Gerais, particularmente os filitos dolomíticos e sericíticos de alguns taludes da Mina do Pico, pertencente às Minerações Brasileiras Reunidas S/A (MBR). Esses materiais foram escolhidos baseando-se na hipótese de que, como apresentam problemas de queda significativa no valor da coesão e alta erodibilidade em condições saturadas, isto contribuiria para a instabilização dos taludes constituídos por esses materiais. As análises de estabilidade deverão ser efetuadas segundo as visões determinística e probabilística, para melhor avaliação dos resultados, permitindo as suas comparações.

O trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- Classificar e determinar as propriedades mecânicas de alguns litotipos existentes no perfil geológico da Mina do Pico;
- Verificar a influência da xistosidade e do efeito de escala das amostras nos resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos;
- Avaliar comportamentos de expansibilidade e/ou colapsibilidade dos materiais analisados através de ensaios de adensamento unidimensional;
- Identificar qualitativamente, através da difração de raios – X, a estrutura mineralógica dos materiais a fim de prever comportamentos expansivos ou colapsivos, que possam comprometer a estabilidade dos taludes.
- Formar um banco de dados necessários às análises probabilísticas e contribuir para futuros estudos nesses materiais;

- Realizar análises de estabilidade dos taludes operacionais e definitivos da mina;

1.3 Apresentação do Trabalho

Este trabalho de tese é dividido nos seguintes capítulos:

Capítulo 1: são apresentadas as hipóteses e justificativas que levaram à execução deste trabalho, fazendo-se um breve resumo de trabalhos que foram realizados.

Capítulo 2: são apresentados aspectos relativos à estabilidade de taludes em âmbito geral e uma breve discussão acerca dos diferentes métodos de análise de estabilidade, tanto determinísticos quanto probabilísticos;

Capítulo 3: é feita uma descrição da geologia da área a ser estudada, assim como dos solos analisados e o procedimento a ser utilizado para os ensaios de laboratório.

Capítulo 4: são apresentados os resultados de laboratório e análises de estabilidade e a interpretação dos ensaios realizados.

Capítulo 5: são apresentadas as conclusões a partir dos resultados encontrados e recomendações para trabalhos futuros;

Capítulo 6: são apresentadas as referências bibliográficas;

Anexos: são apresentados os gráficos obtidos nos ensaios triaxiais, de cisalhamento direto e análises de estabilidade;

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Contexto da Estabilidade de Taludes de Mineração

O desenvolvimento de técnicas modernas para estabilização de taludes surgiu da necessidade de contenção das encostas muitas vezes ocupadas desordenadamente devido ao rápido crescimento dos grandes centros urbanos.

No que se refere aos taludes de mineração, o ângulo final do talude representa uma otimização entre a relação segurança e economia das escavações. Na mineração moderna, o tempo de vida útil dos taludes é muito curto em relação a taludes de obras civis. Isto justifica o fato de serem muito íngremes, ou seja, com baixo fator de segurança. Se assim não se procedesse, haveria o risco de inviabilizar o empreendimento.

Dessa forma o engenheiro geotécnico é forçado a trabalhar próximo ao limite de segurança da escavação. Para tanto, torna-se necessário um conhecimento detalhado dos parâmetros do maciço rochoso em questão.

De acordo com CASTRO (2004), o conceito de responsabilidade em projetos de taludes de mineração está vinculado a duas questões principais, que são a paralisação dos trabalhos em caso de uma eventual ruptura e/ou o soterramento de corpos mineralizados pelo material durante a mesma.

A avaliação das responsabilidades está diretamente condicionada à altura do talude. Quanto mais alto for o talude, maior a probabilidade de ocorrer uma grande ruptura, que tanto poderá provocar a paralisação das operações quanto a destruição das vias de acesso para remoção do material mobilizado.

Há que se comentar também que o nível de responsabilidade de um

determinado talude será em função de seu tempo de vida útil, se provisório ou permanente.

2.2 Projeto Geotécnico de Estabilidade de Taludes

Segundo CASTRO (2004), em minas a céu aberto, devido à amplitude da cava e dinâmica da lavra, a aplicação de classificações geomecânicas para a determinação de parâmetros de resistência dos maciços tem sido uma prática corrente. Associando-se os resultados da modelagem geomecânica dos maciços rochosos com as condicionantes hidrogeológicas locais, podem ser estabelecidas bases consistentes para as análises de estabilidade dos taludes da cava.

Um projeto geotécnico de taludes de mineração consiste nos seguintes passos:

- Levantamentos preliminares e análise de dados pré-existentes;
- Mapeamento geológico-geotécnico de superfície;
- Execução de prospecção do subsolo;
- Descrição geológico-geotécnica dos testemunhos de sondagem;
- Realização de ensaios geotécnicos;
- Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento;
- Determinação das hidrogeologias locais;
- Classificação geomecânica dos maciços rochosos;
- Elaboração de mapas e seções representativas;
- Análises de estabilidade dos taludes;
- Definição das geometrias finais dos taludes da mina (Mapa de ângulos).

De posse de todos os resultados destes estudos, estabelece-se de forma global e objetiva as respectivas influências destes parâmetros de análise sobre a estabilidade de taludes. Com base nestas influências formulam-se os potenciais mecanismos de ruptura e determina-se a geometria final dos taludes da cava.

2.3 Estabilidade de Taludes em Solos Residuais – Rupturas de Taludes Naturais

Taludes naturais em solos residuais são geralmente estáveis, a menos que perturbações internas causadas por fenômenos naturais incomuns ou interferência humana ocorram. Os eventos naturais que podem provocar deslizamentos em taludes de solo residual são:

1) Chuvas fortes e prolongadas:

BLIGHT et al. (1970) mostra que os efeitos de chuvas prolongadas na estabilidade de taludes em solos residuais têm sido estudados por diversos autores, podendo-se citar: LUMB (1975), MORGENSTERN & de MATOS (1975), VARGAS & PICHLER (1975), COSTA NUNES (1969), BRAND (1982), MALONE & SHELTON (1982), PRADEL & RAAD (1993), LIM et al. (1996) e AFFENDI & FAISAL (1996). Muitos taludes de solos residuais se encontram em condições não saturadas e sua margem de segurança contra deslizamento depende das tensões capilares responsáveis pelo acréscimo de resistência do solo. BLIGHT et al. (1970) demonstrou que, para um talude natural de siltito intemperizado, após uma leve chuva, a tensão capilar variou de zero próximo à superfície até 1000 kPa a um metro de profundidade. A infiltração da água de chuva pode reduzir as tensões capilares a ponto de tornar os taludes instáveis. BRAND (1982) e LIM et al. (1996) observaram a sucção em solos residuais de Hong Kong e Singapura. Em pequenas profundidades, a sucção tende a cair a zero durante chuvas prolongadas.

LUMB (1975) sugeriu que a taxa limite de infiltração em um solo homogêneo, na ausência de acumulação de água na superfície, é numericamente igual à permeabilidade saturada do solo. A água avança pelo solo em uma frente de saturação a uma velocidade de $v = k/(1 - S)n$, onde k é a permeabilidade, S o grau de saturação e n a porosidade. Utilizando valores típicos de permeabilidade e intensidade de chuva, LUMB (1975) demonstrou que a frente de saturação alcançaria a profundidade crítica do talude (onde há o contato solo-rocha) em poucas horas. A presença de trincas e fissuras facilitaria muito o avanço da frente de saturação.

Uma das mais extensas séries de deslizamentos associados a tempestades ocorreram na Serra das Araras em 1967, descrito por COSTA NUNES (1969). Durante uma única noite, com uma chuva com intensidade de 70 mm/h, uma área de 24 km de comprimento por 7,5 km de largura foi devastada por uma série de deslizamentos que mataram cerca de 1000 pessoas e causaram inúmeros danos à propriedades.

VAN SCHALKWYK e THOMAS (1991) reportaram circunstâncias semelhantes em KwaZulu, Natal, província da África do Sul, em 1987. Precipitações totalizando 800 mm caíram durante 4 dias, resultando em 380 vítimas fatais e prejuízos à propriedades e infra-estrutura equivalentes a 500 milhões de dólares. Houve cerca de 211 deslizamentos de terra, provocando danos em residências, estradas e ferrovias. Em quase todos os casos, as rupturas estavam associadas a taludes de solos residuais sujeitos à interferência do homem devido à obras de corte e aterros de estradas e alinhamento de ferrovias.

2) Eventos sísmicos:

YAMANOUCHI e MURATA (1973) descreveram várias rupturas de taludes de shirasu (um tipo de solo residual vulcânico) que ocorreram durante o terremoto denominado Ebino, em 1968. Como o shirasu é relativamente duro e quebradiço, o terremoto provocou várias trincas de cisalhamento no solo, que favoreceram o desmoronamento. Embora taludes naturais tenham sido afetados, os taludes de corte foram os que sofreram danos mais sérios.

3) Interferência humana:

O homem pode interferir de várias maneiras para afetar a estabilidade de taludes em solos residuais. As mais comuns são as seguintes:

a) Remoção do pé do talude por corte ou erosão: Pode-se citar, por exemplo, o fato ocorrido em Bethlehem, África do Sul, descrito por BLIGHT et al. (1970). O deslizamento ocorreu quando um corte raso foi feito em um talude com uma declinação de 8° para a construção de uma estrada. Investigações relataram que o deslizamento envolveu um bloco de arenito intemperizado que deslizou em contato com o estrato subjacente de siltito intemperizado. Condições para ruptura foram intensificadas pela presença, no contato arenito-

siltito, de uma concentração de argilas illita e montmorilonita erodidas da camada de arenito.

Materiais removidos do pé do talude pela erosão pode também causar instabilização nas massas de solo, segundo estudos feitos por YAMANOUCHI e MURATA (1973).

b) Mudanças no regime hídrico do talude: Se o regime hídrico do talude for alterado drasticamente por irrigação, remoção da vegetação ou inundação parcial por represamento de água, instabilidades podem ocorrer (RICHARDS 1985). O mais espetacular e trágico exemplo aconteceu no Vale Vaiont descrito por MULLER (1964) e MENCL (1966). Durante o enchimento do reservatório de uma nova represa, um talude de 600 m de altura, com vários materiais intemperizados se rompeu. Um talude lateral do reservatório começou um processo de rastejo. Este rastejo ocorreu em diversas intensidades por um período de três anos, durante o qual houve um deslocamento de cerca de 4m em certos pontos. Um deslizamento ocorreu repentinamente e o talude se rompeu totalmente, mergulhando dentro da represa. Houve o transbordamento de um imenso volume de água causando a morte de cerca de 2500 pessoas e grande devastação.

c) O efeito do desmatamento pode também afetar a estabilidade de taludes naturais: Segundo BLIGHT (1987), se uma vegetação com raízes profundas for removida, as tensões capilares se reduzirão e o nível freático do talude poderá aumentar.

Raízes reforçam mecanicamente o solo. A estabilidade de um talude diminuirá quando as raízes forem removidas pelo desmatamento. Sob condições semi-áridas, entretanto, a redução na taxa de evapotranspiração causada pelo desmatamento pode superar todos os outros efeitos.

2.3.1 Fatores Condicionantes de Instabilização

VIEIRA et al. (1997) afirma que dentre os diversos fatores que contribuem para a geração de movimentos de massa nas encostas com

coberturas de solos destacam-se a morfologia do terreno (declividade, forma em planta e perfil, orientação, entre outros), regime pluviométrico (intensidade e volume da chuva, umidade antecedente), propriedades do solo e da rocha (espessura, textura, mineralogia, coesão, atrito interno, descontinuidades hidráulicas, profundidade e característica do contato solo-rocha, feições estruturais da rocha, etc.), cobertura vegetal (tipo, densidade, etc.), e o tipo de uso e ocupação do solo.

SOUZA (2000) afirma que a deflagração das instabilizações de taludes e encostas é controlada por uma cadeia de eventos, muitas vezes de caráter cíclico, que tem sua origem na formação da própria rocha e em toda sua história geológica e geomorfológica subsequente, como movimentos tectônicos, intemperismo, erosão, ação antrópica, etc.

As causas que determinam o movimento de deslizamento em um talude dependem do fenômeno que contribui para um aumento da tensão de cisalhamento e, ou, uma redução da resistência ao cisalhamento.

Segundo GIANI (1992), as principais causas que contribuem para uma redução da resistência ao cisalhamento dependem da textura do solo, origem da rocha e seus defeitos estruturais. E também de fatores como reações físicas e químicas e mudanças nas forças intergranulares podem ser considerados.

2.4 Influência do Avanço da frente de Saturação e da Sucção em Solos Residuais

Pesquisas na área de estabilidade de taludes concluíram que a maioria dos movimentos de massa são causados pela infiltração da água de chuva. Estudos realizados por SWEENEY e ROBERTSON (1979), CHIPP et al. (1982), PITTS (1983), BRAND et al. (1984), BRAND (1984), TAN et al. (1987), e JOHNSON e SITAR (s.d.) entre outros, mostraram que a infiltração tem um efeito adverso à estabilidade. Seria vantajoso poder quantificar a relação entre a infiltração no talude e a mudança correspondente no fator de segurança, obtendo assim uma melhor compreensão de quanto o fator de segurança pode variar.

Um estudo numérico realizado por GASMO et al. (2000) utilizou o programa de elementos finitos SEEP/W para estimar a parcela de chuva aplicada que se converte em infiltração e como a taxa de infiltração varia com a intensidade de precipitação, tempo e localização no talude. Foi utilizado um perfil de solo homogêneo composto por uma argila siltosa de permeabilidade saturada, k_s , de $8,3 \times 10^{-7}$ m/s. A curva de retenção de água foi obtida por LIM et al. e é mostrada na Figura 2.1. A função de permeabilidade é mostrada na Figura 2.2 e foi gerada com base na curva característica do solo.

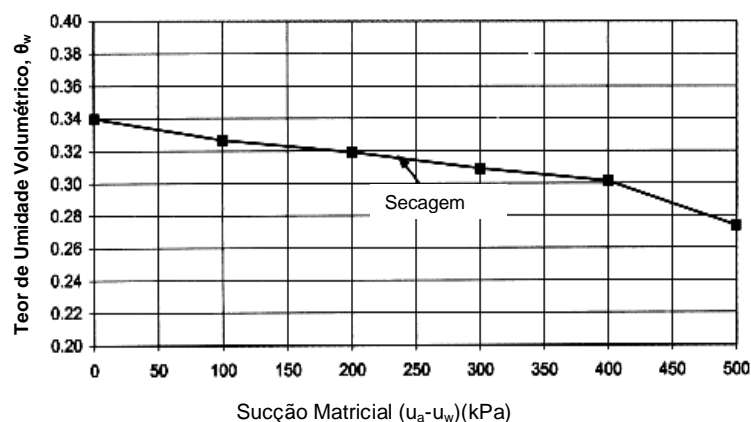


Figura 2.1: Curva Característica Solo-Água do material em estudo.

Estudos de caso revelaram que era difícil quantificar a taxa de infiltração

que ocorre no interior do talude com o modelo numérico. Porém, o modelo numérico pôde ilustrar o efeito de infiltração na estabilidade de um talude pelo uso combinado de percolação e análises de estabilidade de taludes.

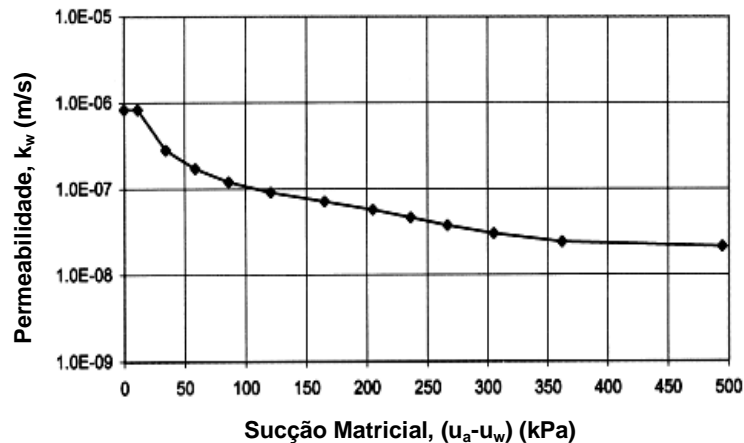


Figura 2.2: Função de Permeabilidade do solo estudado.

Os resultados mostraram que a maior parcela de infiltração ocorreu na crista do talude e taxas de infiltração maiores que k_s são possíveis para altas precipitações. Isto está em concordância com observações feitas por JOHNSON e SITAR (s.d.) que reportaram através de observações feitas em locais muito suscetíveis à erosão, que escorregamentos são iniciados na face superior dos taludes. Um aumento na parcela de infiltração na crista aumentaria a poropressão e a estabilidade do talude estaria comprometida.

GASMO et al. (2000) realizou análises de estabilidade utilizando o software SLOPE/W. Para calcular o fator de segurança utilizou-se dois modelos de poropressão: uma distribuição de poropressão gerada pelo SEEP/W e um modelo a partir de tensiômetros instalados no campo em diversas profundidades. Os resultados das análises combinados com os dados de precipitação são mostrados na Figura 2.3. Os resultados mostram que o fator de segurança aumenta lentamente devido à evaporação e decresce rapidamente devido à infiltração. Os dois modelos de poropressão utilizados resultaram em diferentes fatores de segurança. Os fatores de segurança utilizando a poropressão do SEEP/W foram menores que aqueles usando a poropressão de campo. Os resultados de estabilidade usando as medições de campo também mostram o efeito das condições de umidade na estabilidade de

taludes.

Entretanto, o fator de segurança do talude ainda variará ao longo do tempo devido a mudanças na poropressão devido a variações climáticas.

Esta grande variação no valor do F.S. mostra o efeito da evaporação e infiltração na estabilidade.

Para o talude estudado, em duas semanas de clima seco, a estabilidade aumentou em cerca de 30%. Uma intensidade de chuva de 80 mm/h diminuiu a estabilidade em aproximadamente 25%.

Isto mostra que é possível quantificar os efeitos da evaporação e infiltração na estabilidade de um talude de solo residual.

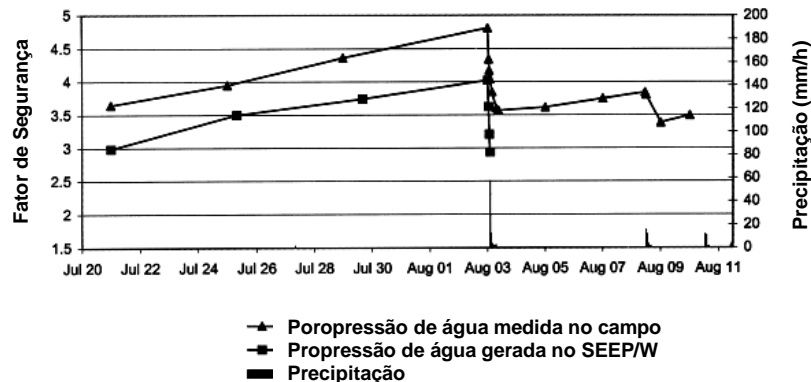


Figura 2.3: Fator de segurança para o talude estudado

Para melhorar a exatidão do modelo numérico, torna-se necessário a melhoria nas definições dos parâmetros do solo, k_s , curvas de retenção de água e funções de permeabilidade. Para a infiltração, a permeabilidade saturada deveria ser medida no campo na superfície do terreno para avaliar o efeito de trincas e fissuras no solo. Para a evaporação, conclui-se que pesquisas são necessárias para desenvolver um modelo numérico de elementos finitos que possa modelar a percolação e fluxo evaporativo em duas dimensões. Taludes que tenham um alto grau de variabilidade em suas propriedades dificultam em muito a representação de um modelo simplificado.

2.5 Estudo do Efeito da Anisotropia na Estabilidade de Taludes utilizando o Método das Lamelas

O efeito da anisotropia do solo na estabilidade de taludes tem sido objeto de numerosas publicações na literatura de mecânica dos solos. Entretanto, muitos trabalhos têm considerado somente o caso não drenado correspondendo à análise convencional $\phi = 0^\circ$.

Vários pesquisadores propuseram uma variedade de análises que empregam o método das lamelas. A maior diferença entre esses métodos é devido às forças de atrito entre as lamelas e a direção de ação das forças horizontais com respeito ao lado vertical da lamela. Cada um desses métodos satisfaz a diferentes condições de equilíbrio e usam diferentes teorias sobre a interação entre as lamelas.

Segundo AL-KARNI e AL-SHAMRANI (2000), o Método de Bishop Simplificado é provavelmente o processo iterativo mais freqüentemente usado para cálculo do fator de segurança. BISHOP (1955) mostrou que o fator de segurança não é particularmente sensível ao valor das forças de cisalhamento interlamelas, satisfazendo ao equilíbrio de momentos. SPENCER (1967) pesquisou a relação entre o fator de segurança derivado do equilíbrio de momentos com o fator de segurança do equilíbrio de forças. Foi encontrado que a forma do talude não é um fator importante para a força de cisalhamento entre lamelas. Esta é a opinião de Bishop, e justifica a aplicação muito difundida do Método de Bishop Simplificado de Lamelas.

Desde a década de 40, várias tentativas têm sido feitas para quantificar o grau de anisotropia na coesão do solo. CASAGRANDE e CARILLO (1944) propuseram que a coesão do solo em qualquer direção no plano horizontal-vertical pode ser expresso em termos de coesão nas direções principais, ou seja:

$$C_i = C_h + (C_v - C_h) \cos^2 i \quad (2.1)$$

Onde:

C_v e C_h são as coesões obtidas nas direções vertical e horizontal respectivamente. O termo C_i é a resistência ao cisalhamento na direção i , onde i representa o ângulo a tensão principal maior em relação à direção vertical. A razão $K_1=C_v/C_h$ é definida como a razão de anisotropia e é assumida para ser a mesma em todos os pontos de um solo médio. Para solos isotrópicos $C_v = C_h = C$ e $K_1=1,0$. Substituindo o valor de C_h em termos de K_1 , tem-se:

$$C_i = C_v [K_1 + (1 - K_1) \cos^2 \theta] \quad (2.2)$$

Segundo BISHOP (1955), o fator de segurança é determinado pela equação:

$$F_s = \frac{1}{\sum_{j=1}^{j=m} W_j \cos \theta_j} \sum_{j=1}^{j=m} \frac{C_i^j b_j + W_j \tan \theta}{\sin \theta_j + \frac{\tan \theta \cos \theta_j}{F_s}} \quad (2.3)$$

Onde j é o número de lamelas, W_j representa o peso total da lamela, b_j é a largura da lamela, ϕ é o ângulo de atrito, θ_j é o ângulo entre o plano horizontal e a linha que liga o ponto médio da base da lamela e o centro de rotação do círculo da superfície de ruptura como mostrado na Figura 2.4, e C_1^j é a coesão do solo para a lamela e este valor é dado pela Equação 2.2. O valor para C_1^j C é tomado na média da base da lamela.

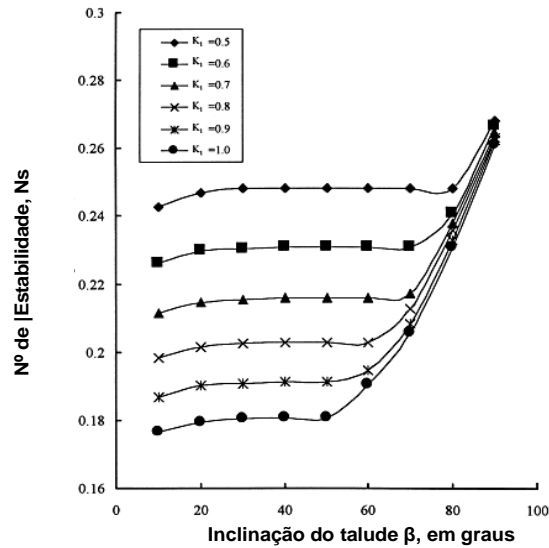


Figura 2.5: Variação do nº de estabilidade com a inclinação do talude para um solo puramente coesivo ($\phi = 0$).

Para solos coesivos, pesquisou-se a variação do nº de estabilidade, N_S , com ângulo de atrito mobilizado θ_m , (onde $\theta_m = \tan^{-1}(\tan \phi/F_S)$), para diferentes valores de β e $K_1 = 1,0$. Observou-se que para valores de β maiores de 53° , a variação entre N_S e θ_m é quase linear e a superfície de deslizamento passa pelo pé do talude, confirmando os resultados já observados por TERZAGHI e PECK (1967). Entretanto, para valores menores que 53° , a superfície de ruptura passa abaixo do pé do talude. A variação de N_S com θ_m é não-linear, e o ângulo de atrito torna-se pequeno, como mostrado na Figura 2.6.

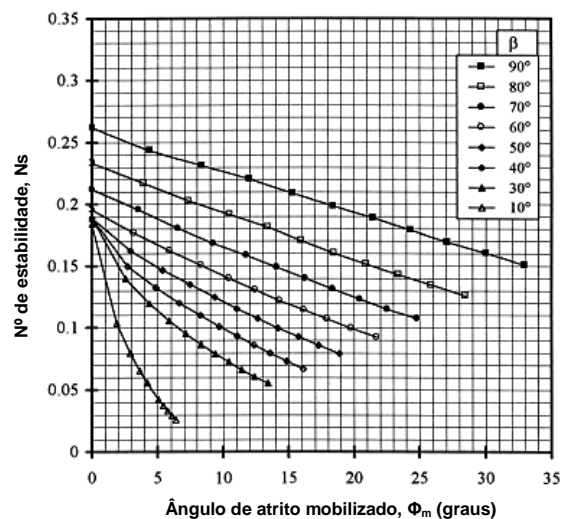


Figura 2.6: Variação do nº de estabilidade com o ângulo de atrito mobilizado para solo isotrópico não-coesivo.

CHEN et al. (1975) reportou que a influência da coesão anisotrópica no valor do número de estabilidade é maior no caso de taludes mais suaves e quando o solo tem ângulos de atrito pequenos. Isto se confirma na Figura 2.7, onde o efeito da anisotropia no N_s para solos coesivos aumenta quando o valor de β diminui e torna-se insignificante quando ϕ_m torna-se maior que 10° .

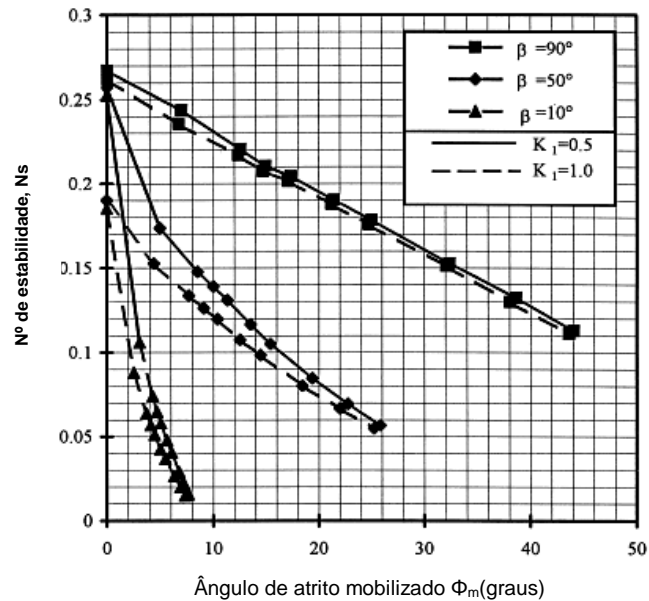


Figura 2.7: Efeito da anisotropia no n° de estabilidade para solos coesivos

AL-KARNI e AL-SHAMRANI (2000) verificaram ainda que, para um determinado valor de inclinação do talude, existe um ângulo de talude crítico β_C que indica a localização da superfície de deslizamento em relação ao pé do talude. Se β é menor do que β_C , a superfície de deslizamento passa abaixo do pé do talude. Ao contrário, se β é maior que β_C , passa pela base (pé) do talude. Isto pode ser nitidamente verificado na Figura 2.8, onde se verifica que o valor de β_C diminui quando o grau de anisotropia decresce.

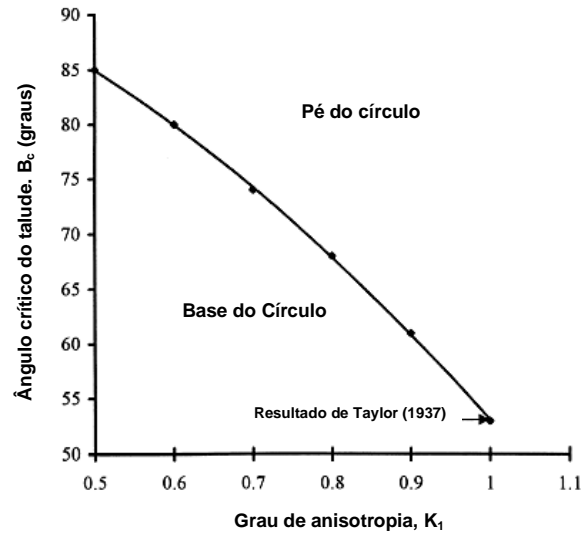


Figura 2.8: Efeito do grau de anisotropia no ângulo crítico para $\phi = 0$.

TAYLOR (1937) verificou que quando $K_1 = 1,0$ (solo homogêneo), β_C está em torno de 32° . Em outras palavras, quando a coesão na direção horizontal for igual a 50% da coesão na direção vertical, β_C torna-se 32° maior que o β_C quando as coesões horizontal e vertical forem iguais (solo isotrópico).

A influência do ângulo de atrito no valor de β_C também é verificada. Observou-se que, para diferentes graus de anisotropia, o valor de β_C diminui quando o ângulo de atrito aumenta. Contudo, para valores de ϕ maiores que 30° não há mais influência sobre o valor de β_C . A Figura 2.9 ilustra este comportamento.

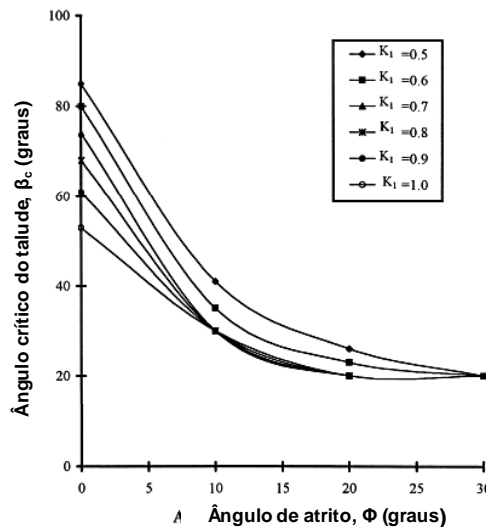


Figura 2.9: Efeito do grau de anisotropia no ângulo crítico para solo coesivo.

Em todas as verificações assumiu-se um problema tratado em duas dimensões e a superfície de ruptura como sendo circular. O solo foi considerado homogêneo no que diz respeito aos parâmetros de resistência ao cisalhamento e não se levou em conta o efeito da poropressão sobre a anisotropia do material.

2.6 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

2.6.1 Introdução

De acordo com GUIDICINI e NIEBLE (1984), o termo escorregamento tem sido comumente utilizado no sentido de abranger todo e qualquer movimento coletivo de materiais terrosos ou rochosos, independentemente da diversidade de processos, causas, velocidades, formas e demais características.

2.6.2 Métodos de Análise de Estabilidade

De acordo com SOUZA (2000), o que se pretende com uma análise de estabilidade é determinar, quantitativamente, um índice ou uma grandeza que sirva de base para uma melhor compreensão do comportamento e da sensibilidade à ruptura de um talude ou encosta, devido aos agentes condicionantes (poropressões, sobrecargas, geometria, etc.).

A necessidade de determinação de tal grandeza incentivou o desenvolvimento de vários métodos de análise de estabilidade, que vão desde aqueles considerados convencionais, que se baseiam em considerações de um estado de equilíbrio-limite dos esforços ao longo de uma superfície de ruptura, até os mais recentes, baseados em relações de tensão – deformação, até métodos mais complexos, baseados em análises probabilísticas.

AUGUSTO FILHO e VIRGILI (1998) dividem os métodos de análise de estabilidade em três grandes grupos principais:

I) Métodos analíticos: envolvendo aqueles baseados na teoria do equilíbrio – limite, que expressam a estabilidade de um talude por um Coeficiente ou Fator de Segurança (CS ou FS), ou a Probabilidade de ruptura (Pf, “*Probability of Failure*”) e nos modelos matemáticos de tensão e deformação fundamentados nas relações existentes entre as tensões atuantes e as deformações sofridas pelos materiais que compõem o talude;

II) Métodos experimentais: empregando modelos físicos em diferentes escalas;

III) Métodos observacionais: calcados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opinião de especialistas, etc.).

Segundo ABRAMSON et al. (1996), uma vez que a geometria e os parâmetros geotécnicos são conhecidos, a estabilidade do talude pode ser determinada utilizando-se soluções gráficas ou análises computacionais. A maioria dos softwares utilizados para análises de estabilidade são baseados no método do equilíbrio limite para modelos em duas dimensões, dentre os quais se encontram os softwares SLOPE/W e SLIDE, utilizados neste trabalho de tese, e também existem análises envolvendo modelos tridimensionais. Outros programas mais complexos que utilizam modelos de elementos finitos que permitem aos engenheiros geotécnicos uma análise mais refinada do problema. TERZAGHI e PECK (1967) afirmam que “escorregamentos podem ocorrer em quase todas as maneiras concebíveis, vagarosamente ou repentinamente, e com ou sem motivo aparente”.

O Quadro 2.1 faz um resumo das condições geológicas que influenciam a forma e desenvolvimento de potenciais superfícies de ruptura e o Quadro 2.2 traz um resumo dos principais métodos determinísticos utilizados nas análises de estabilidade de taludes. Superfícies de ruptura planares, por exemplo, são usualmente esperadas em taludes onde uma camada de solo, com uma resistência relativamente baixa, influencia fortemente a formação da superfície

de ruptura. A ruptura translacional ocorre em solos rasos com camadas internas mais resistentes, e a ruptura circular ocorre usualmente em taludes de materiais homogêneos. Como a maioria dos solos são heterogêneos, as superfícies de ruptura não circulares são, portanto, as mais comuns.

Na maioria das análises de equilíbrio limite, a existência ao cisalhamento requerida ao longo da superfície de ruptura é calculada e então comparada com a resistência ao cisalhamento disponível, dada pelos parâmetros geotécnicos. Neste caso, o fator de segurança é assumido constante ao longo da superfície de ruptura, de acordo com ABRAMSOM et al. (1996).

A resistência ao cisalhamento requerida pode ser expressa pode ser expressa em termos de tensões totais e/ou efetivas, como mostrado nas Equações 2.13 e 2.14. Pode-se inclusive, calcular separadamente fatores de segurança para a coesão e o ângulo de atrito. Este expediente permite se obter diferentes valores de c' e ϕ' ao longo da superfície de ruptura. Entretanto, a maioria dos métodos de equilíbrio limite assume que $F_c = F_\phi$, implicando que c' e ϕ' são mobilizados na ruptura na mesma proporção, o que não necessariamente ocorre.

Uma outra definição aplicável para o fator de segurança é a razão entre as forças resistentes e mobilizadas pra superfícies de ruptura planar ou a razão entre os momentos resistentes e mobilizados para superfícies de ruptura circulares.

$$\tau_{req} = \frac{S_u}{F} \text{ para tensões totais} \quad (2.13)$$

$$\tau_{req} = \frac{c'}{F_c} + \frac{\sigma' \tan \phi}{F_\phi} \text{ para tensões efetivas} \quad (2.14)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais;

c' e ϕ' = parâmetros em termos de tensões efetivas;

F = fator de segurança;

F_c e F_ϕ = Fator de segurança em termos de tensões efetivas;

Quadro 2.1: Fatores geológicos que controlam a forma de potenciais superfícies de ruptura (ABRAMSOM et al., 1996).

Condições Geológicas	Superfícies Potenciais de Ruptura
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Solos não coesivos; ➤ Solos residuais ou colúvios pouco profundos; ➤ Argilas fissuradas rígidas e xisto argiloso marinho, muito intemperizados; 	<p>Translacional com pequenas proporções entre profundidade e extensão.</p>
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Deslizamento de blocos; ➤ Depósitos entre camadas mergulhando em rocha ou solo; ➤ Material com superfície de ruptura pré-definida ou com falha; ➤ Solos coesivos rígidos a duros em taludes íngremes; 	<p>Superfície planar simples;</p>
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Deslizamento de blocos em maciços rochosos; ➤ Acamamento de rochas sedimentares intemperizadas; ➤ Xistos argilosos e argilas rígidas fissuradas. ➤ Solos estratificados; ➤ Aterros a meia encosta sobre colúvios; 	<p>Superfície planar múltipla;</p>
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Camadas espessas de solos residuais e colúvios; ➤ Argilas marinhas moles e xistos; ➤ Solos coesivos moles a rígidos; 	<p>Superfície circular ou cilíndrica;</p>

2.6.2.1 Métodos Determinísticos de Estabilidade de Taludes

Apesar de ser possível se comentar uma descrição detalhada dos métodos de estudo de estabilidade de taludes nos casos específicos, faz-se necessário uma síntese dos principais métodos neste item, citando as principais características de cada um.

Segundo SOARES (1996), o enfoque determinístico nos métodos de estudo de estabilidade de taludes consiste em selecionar valores adequados para as variáveis dominantes e calcular seus fatores de segurança correspondentes a diversas situações de solicitação.

O cálculo da relação entre resistências e solicitações é medido pelo fator de segurança que, na verdade, é um outro coeficiente aplicado ao modelo de cálculo selecionado.

Assim, nos cálculos fica implícito a inclusão das incertezas que vêm da variabilidade dos parâmetros de resistência e as incertezas sobre a aplicabilidade do modelo para representar o mecanismo de ruptura. A escolha do coeficiente de minoração e do próprio fator de segurança é um processo arbitrário que demonstra a confiança (ou incerteza) sobre os parâmetros e métodos adotados. No caso particular de um talude, o fator de segurança também demonstrará o seu grau de responsabilidade.

Na análise determinística calcula-se o Fator de Segurança (FS) baseado num valor fixo de parâmetros de materiais componentes do talude. Se o FS é maior que 1, o talude é considerado estável, caso contrário, o talude é considerado instável ou susceptível à ruptura. O Fator de Segurança determinístico é dado pela relação:

$$FS = \frac{M_R}{M_S} \quad (2.5)$$

Onde:

M_R = Momento resistente ao deslizamento.

M_S = Momento solicitante que tende a provocar o deslizamento.

E ainda:

$$M_R = F(c', \phi').$$

Onde:

c' = coesão efetiva do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo;

$M_S = F$ (geometria do maciço, peso dos materiais, das condições de fluxo da água e das poropressões, de cargas externas e sismos).

A tendência atual é considerar M_R e M_S como variáveis aleatórias, definindo-as através de funções de probabilidades.

Quadro 2.2: Resumo das hipóteses adotadas por alguns dos principais métodos determinísticos. (ABRAMSON, 1996).

MÉTODO	SUPOSIÇÕES
Ordinário ou Fellenius	Satisfaz o equilíbrio de total de momentos; Despreza as forças de interação interlamelares; Considera as superfícies de ruptura como sendo circulares;
Bishop Simplificado	Satisfaz as condições de momentos e de forças verticais Considera que todas as forças cisalhantes que atuam sobre uma lamela são nulas; Considera que o somatório entre as componentes das forças horizontais atuando nas lamelas sejam nulas; Superfície circular de ruptura
Janbu Simplificado	Satisfaz as condições de momentos e de forças As forças resultantes de interação são horizontais Adota um fator de correção empírico, fo, usado para calcular as forças de cisalhamento de interação. Utilizado para quaisquer superfícies de ruptura;
Spencer	Satisfaz as condições de momentos e de forças As forças resultantes de interação são de inclinação constante através da massa deslizando Utilizado para quaisquer superfícies de ruptura;
Bishop	Considera a interação entre várias lamelas sobre uma superfície de ruptura circular e satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos. A hipótese utilizada neste método para suprir a indeterminação estática é a imposição de que o somatório da diferença entre as forças cisalhantes totais que atuam sobre uma lamela é zero. Superfície de ruptura circular;
Janbu Generalizado	Satisfaz as condições de equilíbrio de forças e momentos; Supõe que a localização das forças interlamelares pode ser arbitrariamente escolhida. Utilizado para quaisquer superfícies de ruptura;
Morgenstern Price	A hipótese adotada foi que as forças de cisalhamento interlamelas, denominadas X, são relacionadas com a força normal interlamela, denominada E, pela equação $X = \lambda f(x)xE$, onde f(x) é a função que varia continuamente através da superfície de ruptura, e λ é um fator de escala. Para uma dada função f(x), os valores de λ e do fator de segurança são encontrados para os quais os equilíbrios de forças globais e de momentos são satisfeitos.
GLE	O procedimento confia na seleção de uma função apropriada que descreve a variação dos ângulos das forças interlamelas para satisfazer as condições de equilíbrio. Examinando-se o equilíbrio geral de momentos ou equilíbrio total de forças, duas expressões são obtidas para o fator de segurança. O fator de segurança que satisfaz ambas as condições de equilíbrio, de momentos e de forças, é considerado o FS convergido do método GLE. Satisfaz as condições de momentos e de forças Utilizado para quaisquer superfícies de ruptura;

2.6.2.2 Métodos Probabilísticos de Análise de Estabilidade de Taludes

Segundo VIRGILI e TEIXEIRA JR. (1985) as análises de risco de um projeto de estabilidade devem envolver aspectos como a viabilidade econômica do projeto, o nível de responsabilidade associado a cada talude e a variabilidade espacial dos parâmetros geológico-geotécnicos locais.

Por volta da década de 70 começou-se a estudar o enfoque probabilístico nas análises de estabilidade. Segundo SOARES (1996), este enfoque procura introduzir nas análises as incertezas e as variabilidades básicas dos parâmetros dominantes e do modelo de cálculo selecionado. Através de distribuições de probabilidade, os parâmetros geológico-geotécnicos como resistência, distribuição de pressão neutra, estrutura geológica etc. Deste modo, são definidos de maneira que os resultados obtidos deverão estar expressos também através de distribuições de probabilidade.

Desta forma, o desempenho de um determinado talude será analisado em um sentido probabilístico, podendo ser expresso como a probabilidade de um fator de segurança menor que a unidade. Procura-se, desta forma, explicitar o grau de confiança sobre as variáveis envolvidas, desde sua definição até o emprego dos resultados obtidos.

Uma probabilidade aceitável de ruptura (P_{ft}) é um valor ou conjunto de valores pré – determinados, que envolvem aspectos estruturais, regionais e sociais e implicam em risco aceitável para uma situação definida.

A tarefa de se determinar esse conjunto de valores lógicos é o principal interesse de comissões que buscam o desenvolvimento de novos códigos e novas normas que incluam aspectos probabilísticos em suas análises, como a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e os Eurocódigos.

Um guia de valores para P_{ft} foi proposto por COLE (1980), podendo ser entendido como o grau de prejuízo que pode ser assumido como aceitável, descrito no Quadro 2.3, a seguir:

Quadro 2.3: Valores de P_{ft} propostos por COLE (1980) apud SOARES (1996)

Grau de Prejuízo	P_{ft} (Projeto)	P_{ft} (Projeto)
Inconveniente	$> 10^{-2}$	$> 1\%$
Pequenos reparos necessários	10^{-2} a 10^{-4}	1 a 0,01%
Grandes reparos necessários	10^{-4} a 10^{-6}	0,01 a 0,0001%
Grandes prejuízos e/ou desastres.	$< 10^{-6}$	$< 0,0001\%$

Fonte: COLE (1980)

2.6.2.2.1 Método da Probabilidade baseado na Distribuição Normal

NEVES (1994) sugere considerar dois conjuntos de variáveis aleatórias, um de resistência de uma estrutura particular R , e outro composto por um sistema de solicitações S , ao qual a estrutura será submetida. Naturalmente que a ruptura irá ocorrer quando o valor da solicitação exceder o valor da resistência. Se definirmos Z como uma função de resistência menos a solicitação, $Z = R - S$, então podemos dizer que a ruptura irá ocorrer quando $S > R$ ou quando $Z < 0$. A ruptura será iminente quando $S = R$, ou $Z = 0$.

Por conseqüência, podemos definir a probabilidade de ruptura P_f como:

$$P_f = P(R = S) = P(Z = 0) \quad (2.15)$$

onde Z representa a função estado limite correspondente ao modo de ruptura.

Na Figura 2.10 tem-se a distância da média de Z , m_Z , ao ponto $Z = 0$, expressa em termos do desvio padrão de Z , σ_Z , é igual a $\beta\sigma_Z$, em que β é o

Índice de Confiabilidade do sistema.

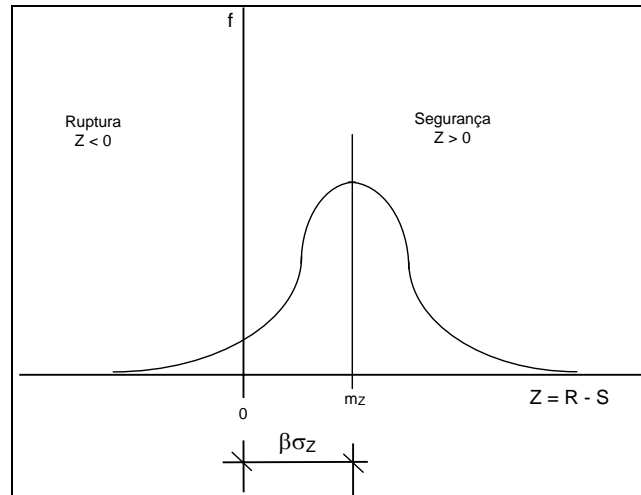


Figura 2.10: Função de Estado Limite Z e Índice de Confiabilidade β , segundo NEVES(1994).

Assim:

$$m_Z = \sigma_Z = \beta \sigma_Z \quad (2.16)$$

Mas o parâmetro β é igual a:

$$\beta = m_Z = m_R - m_S \quad (2.17)$$

Onde: m_R e m_S as médias da resistência e da solitação, respectivamente:

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z} \quad (2.18)$$

ou:

$$\beta = \frac{m_R - m_S}{\sigma_Z} \quad (2.19)$$

e:

$$FS = \frac{m_R}{m_S} \quad (2.20)$$

Nos métodos probabilísticos, o valor da probabilidade de ruptura P_f pode ser obtido da expressão:

$$p_f = F(\beta) \quad (2.21)$$

A função $F(\beta)$ pode ser entendida como a probabilidade acumulada de determinada estrutura atingir o estado-limite durante um período de referência e é obtido diretamente por meio de tabelas de valores acumulados da distribuição normal.

Uma medida conveniente de Pf foi proposta por LEE et al. (1983) e é dada pela área hachurada (sobreposta) da figura a seguir:

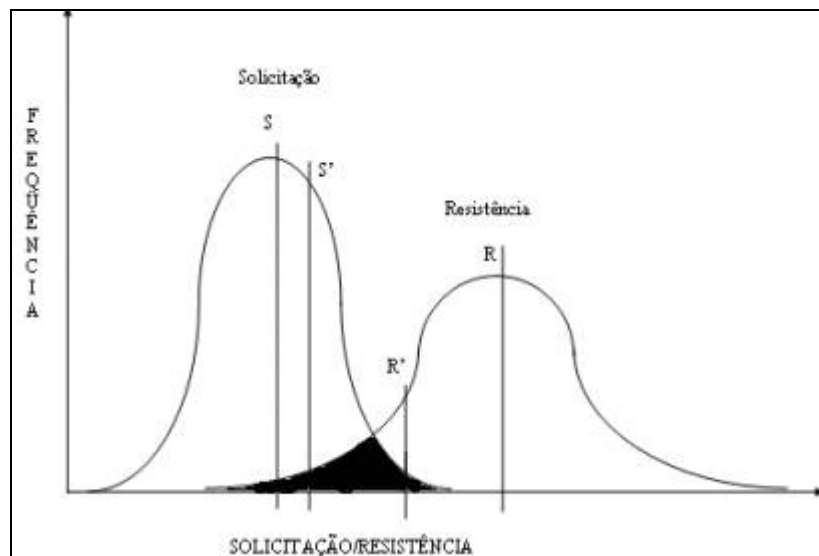


Figura 2.11: Valores de P segundo a distribuição normal.

Matematicamente:

$$P_f = P[S < R] \quad (2.22)$$

ou:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} G_R(S) g_S d(S) \quad (2.23)$$

em que:

G_R = função de distribuição cumulativa da resistência R;

g_S = função de distribuição de probabilidade da solicitação S.

Mediante as definições de fator central de segurança (\bar{F}), coeficiente de variação, variância e desvio – padrão e considerando variáveis normais, tem-se a seguinte equação para a probabilidade de ruptura.

$$P_f = 1 - F\left(\frac{\bar{F} - 1}{\bar{F} CV_R}\right) \quad (2.24)$$

onde:

P_f = Probabilidade de ruptura;

\bar{F} = fator de segurança obtido por um método determinístico;

CV_R = coeficiente de variação da variável R;

2.6.2.2.2 O método de Monte Carlo

O método de Monte Carlo, utilizado nas análises probabilísticas do SLOPE/W e do SLIDE, é um procedimento computacional simples e versátil que é extremamente satisfatório para computadores de alta velocidade.

No SLOPE/W, a determinação da superfície crítica de ruptura é, em princípio, baseada no valor médio dos parâmetros de entrada utilizando qualquer um dos métodos de equilíbrio limite ou de elementos finitos. A análise probabilística é então aplicada na superfície de ruptura, levando em consideração a variabilidade dos parâmetros geotécnicos. A variabilidade dos parâmetros de entrada é assumida seguindo uma distribuição normal através da média e do desvio padrão dos parâmetros das amostras de solo.

Durante cada iteração de Monte Carlo, os parâmetros de entrada seguem distribuição aleatória e os fatores de segurança são também normalmente distribuídos. O SLOPE/W determina a média e o desvio padrão do fator de segurança. A função de distribuição de probabilidade é, então, obtida da curva normal.

A análise de estabilidade de taludes utilizando o método de Monte Carlo envolve muitas iterações. Teoricamente, quanto maior o número de iterações, maior será a precisão dos resultados. O número de iterações requerido para uma análise de taludes foi sugerido por HARR (1987), que afirmou que este número de iterações é dependente do nível de confiança desejado na solução e também do número de variáveis que são consideradas. Estatisticamente, a

seguinte equação pode ser considerada:

$$N_{mc} = \left[\frac{(d^2)}{4(1-\varepsilon)^2} \right]^m \quad (2.35)$$

Onde:

N_{mc} = número de iterações de Monte Carlo;

ε = nível de confiança desejado;

d = desvio padrão correspondente ao nível de confiança;

m = número de variáveis;

Para fins práticos, usualmente são realizadas nas análises milhares de iterações de Monte Carlo. Isto pode não ser suficiente para se obter um nível de confiança em um problema com muitas variáveis. Entretanto, na maioria dos casos, a solução não é muito sensível ao número de tentativas a partir do momento que milhares delas foram implementadas. Além disso, para a maioria dos projetos de engenharia, o grau de incerteza nos parâmetros de projeto pode não garantir um alto nível de confiança nas análises probabilísticas.

2.6.2.3 Considerações sobre as análises probabilísticas empregadas neste trabalho

Um fator de segurança é, realmente, um índice que indica a estabilidade relativa de um talude. Porém, não cita o nível de risco atual do talude devido à variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Com as análises probabilísticas, dois índices estão disponíveis para quantificar a estabilidade ou o nível de risco de um talude que são a probabilidade de ruptura e o índice de confiança. Conforme ilustrado na Figura 2.10, a probabilidade de ruptura é a probabilidade de se obter um valor de fator de segurança menor do que 1,0. Isto é calculado integrando-se a área sob a curva da função de densidade de probabilidade para fatores de segurança menores que 1,0. Quando a probabilidade de

ruptura é conhecida, o índice de confiança pode ser relacionado diretamente com a probabilidade de ruptura. A Figura 2.12 ilustra a relação entre o índice de confiança e a probabilidade de ruptura para uma distribuição normal do fator de segurança e o índice de confiança relacionado é mostrado na Equação 2.36.

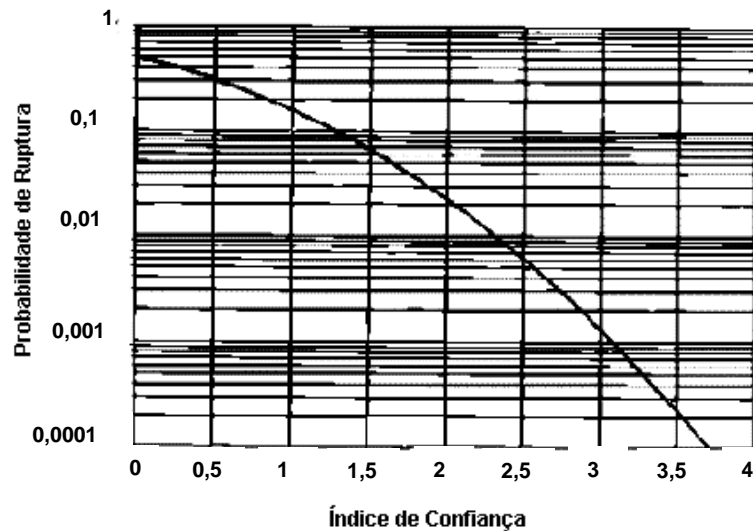


Figura 2.12: Relação entre o Índice de Confiança e a Probabilidade Ruptura para uma distribuição normal do fator de segurança.

$$\beta = \frac{\mu - 1}{\sigma} \quad (2.36)$$

Onde:

β = Índice de Confiança;

μ = Fator de Segurança Médio;

σ = Desvio Padrão do Fator de Segurança;

Se a distribuição de probabilidade de ruptura seguir uma distribuição lognormal, o índice de confiança é calculado pela equação 2.37.

$$\beta_{LN} = \frac{\left[\frac{\mu}{\sqrt{1+V^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1+V^2)}} \quad (2.37)$$

Onde:

β_{LN} = Índice de Confiança Lognormal;

μ = Fator de Segurança Médio;

V = Coeficiente de Variação do Fator de Segurança, sendo que $V = \sigma/\mu$.

σ = Desvio Padrão do Fator de Segurança;

2.7 Comparação entre os resultados dos Ensaios Triaxiais e de Cisalhamento Direto

Segundo LAMBE e WHITMAN (1979), um estado de deformação plana é freqüentemente encontrado em problemas práticos de engenharia como, por exemplo, num elemento de solo de um talude. Desta forma, pode-se dizer que para muitos problemas de deformação plana são mais realísticos do que o ensaio triaxial.

A Figura 2.13 mostra os resultados de ensaio para verificar a variação do ângulo de atrito em função do regime de tensões aplicadas ao corpo-de-prova. Percebe-se que o ângulo de atrito no estado plano de tensões excede a ângulo obtido pelos ensaios de estado plano de deformações em torno de 4°, para amostras mais rígidas. No entanto, para amostras mais fofas, pouca ou nenhuma diferença foi encontrada a partir dos valores de porosidade de 43%.

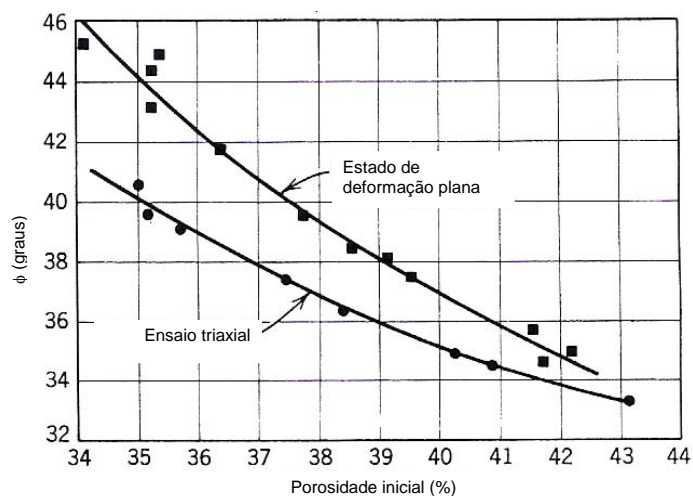


Figura 2.13: Comparação entre ensaios de deformação plana e triaxiais, segundo LAMBE e WHITMAN (1979).

LAMBE e WHITMAN (1979) afirma que a razão para o aumento da

resistência na condição de deformação plana, presumidamente, deve-se ao fato das partículas do solo terem menor liberdade, de modo que elas podem mover-se ao redor das partículas vizinhas tanto quanto superam este intertravamento.

2.8 Conclusões Parciais

A partir da revisão dos trabalhos e artigos para se permitir o desenvolvimento da presente pesquisa de tese, pode-se concluir que o valor dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são muito influenciados pela anisotropia. Conseqüentemente, esta também influencia bastante no valor do fator de segurança de um talude.

Os métodos do $\phi = 0^\circ$ e Círculo de Atrito não dependem da distribuição da tensão normal efetiva ao longo da superfície de ruptura. Entretanto, se a resistência mobilizada para um solo coesivo precisa ser calculada, a distribuição da tensão efetiva ao longo da superfície de ruptura precisa ser conhecida. Esta condição é analisada dividindo-se massa deslizante em lamelas, que é o procedimento utilizado pelos métodos de equilíbrio limite.

Segundo ABRAMSOM et al. (1996), em relação aos métodos de equilíbrio limite, os de Bishop Simplificado e Janbu são muito utilizados porque o fator de segurança pode ser rapidamente calculado para a maioria das superfícies. Entretanto, esses métodos não satisfazem completamente o equilíbrio de forças e momentos. Para superfícies circulares, o fator de segurança encontrado por Bishop é usualmente maior do que aquele encontrado pela formulação de Janbu. O valor do fator de segurança de Bishop, geralmente, difere de cerca de 5% do valor daquele calculado por um método mais rigoroso, tal como o GLE. Então, para uma análise de ruptura circular, o método de Bishop Simplificado é fortemente recomendado. Entretanto, o método de Janbu é mais flexível, onde sua formulação pode ser aplicada para de superfícies circulares e não circulares. Em relação a métodos mais sofisticados, como o de Morgenstern e Price e Spencer, que satisfazem

ao equilíbrio de forças e momentos, o método de Bishop pode superestimar o valor do fator de segurança em cerca de 15%.

Como limitação dos métodos de equilíbrio limite pode-se citar que, como a ruptura incipiente é assumida como um fator de segurança igual a 1.0, o qual é altamente influenciado pelas muitas variáveis associadas a detalhes geológicos, poropressões, etc. Também a adoção de um fator de segurança constante ao logo da superfície de ruptura é uma simplificação exagerada, especialmente para diferentes materiais ao longo da superfície de ruptura.

2.8.1 Seleção dos métodos de Análise de Estabilidade

Ao se priorizar um método de equilíbrio limite, deve-se ter em mente as seguintes observações:

- Atentar quanto à provável forma da superfície ou superfícies de ruptura. Atenção especial deve ser tomada na presença de descontinuidades, presença de superfícies ruptura, estratificação, heterogeneidade, fendas de tração e juntas abertas. Em taludes de solos homogêneos sem descontinuidades, pode-se assumir uma ruptura de forma circular, a menos que a experiência local diga o contrário.
- Sempre que possível, comparar parâmetros de resistência ao cisalhamento de análises anteriores com resultados de ensaios de laboratório e de campo, verificar os valores de poropressões. Considerar a possibilidade de artesianismo e lençóis freáticos suspensos examinando dados geológicos, levando em conta a percolação, inundação, e condições de rebaixamento do nível d'água quando assim se requerer.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Características da Área em Estudo

A parede leste da Mina do Pico, objeto de estudo deste trabalho, é constituída por quartzitos da Formação Moeda, filitos sericíticos e carbonáticos da Formação Batatal e por hematitas e itabiritos da Formação Cauê. À heterogeneidade de material constituinte se junta a três diferentes níveis de água fazendo com seja necessário um grande controle nesta parede. O nível d'água nos quartzitos que, originalmente era de 1350 metros, foi rebaixado utilizando poços tubulares e já se encontra na cota 1298 metros. Intercalado aos filitos carbonáticos encontram-se vários níveis de chert que se mostram como aquíferos suspensos com cotas do nível d'água variáveis. A cota média da água era de 1328 metros e atualmente, depois da perfuração de poços tubulares e drenos horizontais, o nível d'água se encontra na cota 1295 metros. Como meta para o rebaixamento tem-se para os quartzitos e o chert estabelecido até o final de operação da mina a cota de 1250 metros.

Os diques metabásicos e o filito Batatal atuam como barreiras impermeáveis que controlam o fluxo de água subterrânea na Formação Cauê.

O dique básico da Mina do Pico separa dois aquíferos com níveis de água subterrânea diferentes.

A foto da Figura 3.1 mostra a parede leste da Mina do Pico, objeto de estudo deste trabalho, bem como as litologias ali presentes.

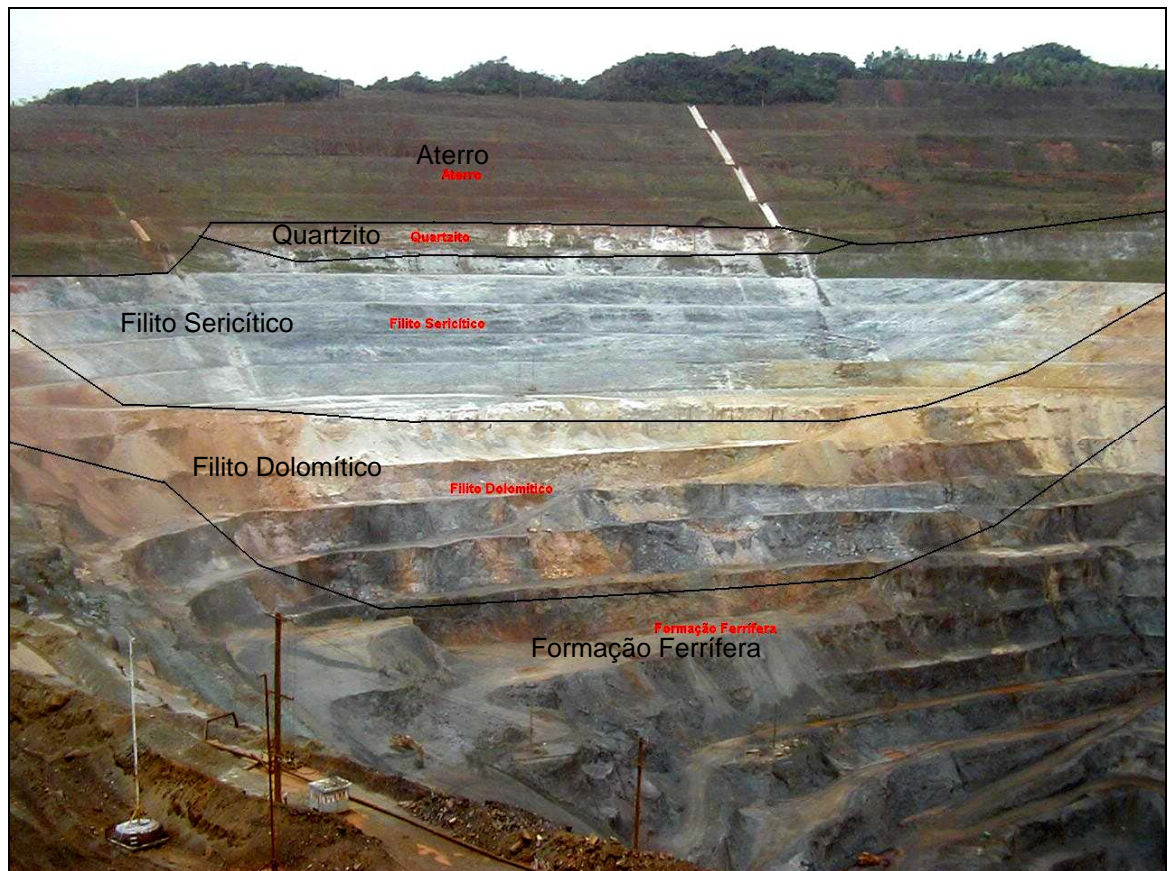


Figura 3.1: Foto do talude da face leste da Mina do Pico

Fonte: MBR

3.2 Geologia da Área

Segundo dados fornecidos pela MBR (Minerações Brasileiras Reunidas), as jazidas da região do Pico de Itabirito situam-se na região sudoeste do Quadrilátero Ferrífero, distando aproximadamente 40 km da cidade de Belo Horizonte e 10 Km da cidade de Itabirito, sede do município. Três principais depósitos encontram-se em lavra atualmente nesta região: as Minas do Pico, Sapecado e Galinheiro.

Essas jazidas fazem parte do flanco sudeste do sinclinal da Moeda apresentando unidades litoestratigráficas do Supergrupo Minas pertencentes às Formações Moeda e Batatal, do grupo Caraça, e à Formação Cauê do

Grupo Itabira. Ocorrem ainda diques e soleiras de rochas metabásicas intrusivas e coberturas Cenozóicas dadas por depósitos argilosos alóctones laterizados, colúvios compostos por blocos rolados de hematita, argilas e cangas lateríticas.

Do ponto de vista geomorfológico, a região é formada por vales e montanhas alinhados grosseiramente na direção NS, subparalela à direção das grandes unidades. O topo das montanhas tem cota variando entre 1400 m e 1500 m de altitude, atingindo até 1580 m no alto do Pico de Itabirito. As partes mais altas associam-se com rochas mais resistentes das Formações Moeda e Cauê. Sobre a Formação Cauê, formam-se platôs suportados por carapaça laterítica, normalmente alóctone, composta por blocos de itabiritos e hematitas cimentadas por goethita. Os vales ocorrem em regiões formadas por rochas menos resistentes: filitos, dolomitos e, provavelmente, itabiritos dolomíticos. As cotas dos vales variam entre as altitudes 1300 m e 1350 m.

O Grupo Caraça aflora na porção sudeste da mina e são representados por quartzitos de granulação variada (Formação Moeda) sobrepostos por filitos sericíticos de coloração cinza clara e filitos alterados amarelos, de composição original carbonática (Formação Batatal).

O Grupo Itabira é representado principalmente por FFB (Formações Ferríferas Bandadas), na base, e dolomitos (Formação Gandarela), no topo. A unidade carbonática de topo não aflora em estado são na região das minas e ocorre recoberta por sedimentos secundários argilosos ou colúvios, depositados sobre a zona de alteração dos carbonatos. Dentre toda a sondagem realizada nas minas, apenas alguns furos de sondagem cortaram o dolomito são. A transição da Formação Cauê para a Formação Gandarela no perfil intemperizado, nos arredores das minas, é marcada pelo afinamento do minério e aumento gradativo dos teores de manganês e de hidróxidos de ferro.

A Formação Cauê compõe-se de FFB (Formações Ferríferas Bandadas), faces óxido, do tipo Lago Superior, metamorfizada em baixo grau. Um grande corpo intrusivo básico corta toda a seqüência metassedimentar na face norte da Mina do Pico com direção NE/SW e mergulho subverticalizado para NW.

3.2.1 Classificação Geomecânica

As classes de maciço estão distribuídas segundo um arranjo geral que depende da estruturação e ocorrência dos litotipos e ações de alteração dadas pela proximidade de aquíferos constituídos pela formação ferrífera, quartzito Moeda, metacherts e pela superfície natural do terreno.

Com base nos mapas e seções geomecânicas, o arranjo preliminar admitido para a distribuição das classes de maciço, ao nível da cava final é:

Classe I – Constitui basicamente:

As porções mais internas dos itabiritos e hematitas, quase não aflorantes ao nível das cavas atuais. Esta classe será atravessada em alguns pontos da cava final. Pontões rochosos em alguns pontos do Grupo Caraça, notadamente na Formação Moeda;

Classe II – Constitui basicamente:

Até esta classe acredita-se que os itabiritos sejam considerados como minério. A Classe I é muito compacta, não sendo concentrável por retirada de sílica pelos processos atuais;

Algumas porções internas, ou afloramentos, de itabirito silicoso e hematitas;

Algumas porções internas, ou aflorantes, nos litotipos do Grupo Caraça;

Delgadas faixas (até 5 m) controladas pela foliação S1, no interior de maciços Classe II, em todos os litotipos.

Classe III – Constitui basicamente:

Horizontes controlados pela foliação em todos os litotipos. Porções e/ou pontões em todos os litotipos, com profundidade muitas vezes não determinada. Zonas transicionais nas bordas de maciços Classe II em toda a mina.

Classe IV – Constitui basicamente:

Boa parte das hematitas macias que formam o minério e boa parte dos itabiritos silicosos friáveis. Consideráveis porções da Formação Batatal;

Horizontes centimétricos e decimétricos, controlados principalmente pela foliação, no interior de maciços Classes II e III em todas as unidade tecto-estratigráficas;

Classe V – Constitui basicamente:

Horizonte superficial afetado por ações intempéricas em grande parte dos maciços das minas. A quase totalidade das hematitas macias e pulverulentas que formam o minério. Grande parte dos itabiritos silicosos friáveis;

Vários níveis, inclusive o superficial, dos filitos Batatal;

A quase totalidade do dique de metamáfica da mina;

Ao longo da maioria dos contatos geológicos entre litotipos. Horizontes centimétricos e decimétricos, controlados principalmente pela foliação, no interior de maciços Classes II, III, IV em todas as unidade tecto-estratigráficas;

Pequenas porções de maciços Classe IV englobadas na classe V por falta de extensão.

No que diz respeito às fraturas (descontinuidades abertas), observou-se que elas estão controladas, na maioria dos casos, pela foliação e, menos freqüentemente, por juntas de alto a médio ângulo de mergulho. As falhas, mais raras, mostram-se descontínuas, porém como características de resistência reduzidas.

As descontinuidades abertas são em geral planas e lisas na Formação Batatal e rugosas na formação ferrífera, por vezes sedosas devido à presença de sericita. O padrão amendoado do maciço se traduz em diminuição da persistência lateral da foliação, que se amolda aos *boudins* mais competentes.

As paredes das fraturas, em geral, apresentam oxidação, no entanto a alteração raramente mostra-se mais intensa do que a da matriz da rocha.

3.3 Materiais

Inicialmente, foram coletadas catorze amostras da mina do Pico, das quais cinco foram utilizadas neste trabalho para a caracterização geotécnica a fim de determinar os parâmetros geotécnicos destas litologias para análises de estabilidades de taludes.

A amostragem realizada baseou-se na consideração de fatores geológicos, da profundidade e de alterações texturais com intuito que se tivesse a melhor classificação possível dos diferentes materiais que compõem o talude.

Segundo dados da MBR, as amostras utilizadas neste trabalho são assim definidas:

PIC 01B: Filito Dolomítico, cor ocre, completamente alterada, sem bandamento marcante.



Figura 3.2: Foto de coleta da amostra PIC 01B

Fonte: MBR

PIC 01C: Filito Dolomítico, cor amarela, completamente alterada, apresentando algum bandamento.



Figura 3.3: Foto de coleta da amostra PIC 01C

Fonte: MBR

PIC 03A: Metachert, branco arenoso, foliação obliterada e pouco presente.



Figura 3.4: Foto de coleta da amostra PIC 03A

Fonte: MBR

PIC 05A: Filito Sericítico com foliação marcante, branco, material argiloso caulinitizado, níveis métricos, pouco arenoso, bandamento incipiente.



Figura 3.5: Foto de coleta da amostra PIC 05A

Fonte: MBR

PIC 08A: Quartzito, branco, granulometria de fina a média, com bandamento marcante e xistosidade, níveis sericíticos centimétricos. Estruturas primárias.



Figura 3.6: Foto da amostra PIC 08A

Informações complementares sobre as amostras são contidas no quadro abaixo:

Quadro 3.1: Dados sobre as coletas dos blocos

Blocos	Data de amostragem	Profundidade
PIC01B (Filito dolomítico)	23/02/05	0,50 A 0,82m
PIC01C (Filito dolomítico)	24/02/05	0,60 a 0,92m
PIC03A (Metachert)	01/03/05	0,15 a 0,47m
PIC05A (Filito sericítico)	09/03/05	0,20 a 0,52m
PIC08A (Quartzito)	16/03/05	0,20 a 0,52m

Fonte: MBR

3.4 Métodos

3.4.1 Metodologia de Campo

O trabalho de campo consistiu na coleta de amostras indeformadas no referido talude nos locais especificados pelo setor de geologia da MBR. Seguindo recomendações da NBR 9604/86, as amostras foram coletadas no formato de blocos com dimensões 35 cm x 35cm x 35cm. Foram devidamente parafinados para evitar a perda da umidade natural e levados ao Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC/UFV.

3.4.2 Metodologia de Laboratório

3.4.2.1 Ensaio de Caracterização Física

Executaram-se os seguintes ensaios:

- Granulometria Conjunta (NBR 7181/84);
- Massa Específica dos Sólidos (NBR 6508/80);
- Massa Específica Aparente Natural dos Solos (MB 2287/88);
- Limite de Liquidez (NBR 6489/94);
- Limite de Plasticidade (NBR 7180/94);

3.4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Seguindo os procedimentos contidos em HEAD (1982), tais ensaios procederam-se conforme a natureza da amostra, da seguinte forma:

Para as amostras PIC 01B, PIC 01C e PIC 08A, fez-se o ensaio nas direções paralela e perpendicular à xistosidade, e também perpendicular à xistosidade com inundação da caixa de cisalhamento. As tensões de adensamento utilizadas foram de 200 kPa, 400 kPa, 600 kPa e 800 kPa.

A amostra PIC 03A não apresentou um bandamento bem definido. Mesmo assim, tentou-se executar o cisalhamento na direção perpendicular à xistosidade na umidade natural e inundado. Utilizaram-se as tensões de 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa e 600 kPa.

Na amostra PIC 05A fez-se o cisalhamento nas direções perpendicular e paralelo à xistosidade, bem como perpendicular à xistosidade com inundação e com tensões de adensamento de 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa e 600 kPa.

Observações:

- a) As tensões de adensamento foram pré-definidas pela MBR.

b) Embora fosse definido que os ensaios seriam realizados em caixas de cisalhamento de tamanho 10cm x 10cm, nos ensaios com tensões de 600 kPa e 800 kPa utilizou-se a caixa de cisalhamento de tamanho 5cm x 5cm. Este expediente foi necessário em virtude do excesso de peso que a caixa maior exigiria colocar na prensa de cisalhamento para os níveis de tensão requeridos.

c) O tempo de inundação para o ensaio saturado foi definido experimentalmente com vários tempos de inundação. Inicialmente adotou-se um tempo relativamente longo. Em seguida, através de repetidos ensaios, diminuiu-se o gradativamente este tempo até que o valor da tensão cisalhante obtida começasse a aumentar. Logo, adotou-se o menor valor de tempo encontrado sem que provocasse aumento no valor da tensão de cisalhamento. A inundação dos corpos de prova se procedeu após a estabilização da leitura da fase de adensamento. Nesse instante, o solo sofre novo processo adensamento e, ao final deste, faz-se a leitura do deslocamento vertical da amostra e segue-se para a fase de ruptura.

d) A velocidade adotada nos ensaios foi de 0,472 mm/min para a condição de umidade natural e 0,142 mm/min para os ensaios inundados.

e) Nas amostras PIC 01B e PIC 01C, ambas filitos dolomíticos, acrescentou-se a tensão de 100 kPa tanto para as caixas de cisalhamento de 5cm x 5cm quanto para as de 10cm x 10cm.

A fim de avaliar a influência que o fator de escala teria no resultado final dos parâmetros de resistência adotou-se o seguinte expediente: Para a caixa de cisalhamento de 10cm x 10cm, combinaram-se as tensões de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Para a caixa de 5cm x 5cm, utilizaram-se 100 Kpa, 600 kPa e 800 kpa. Com isso, obteve-se parâmetros determinados através de caixas de cisalhamento pequenas e grandes.

3.4.2.3 Ensaio Triaxial

Utilizaram-se os ensaios triaxiais adensados não drenados (CIU_{SAT}). Adotando-se os procedimentos contidos em HEAD (1986), as amostras foram ensaiadas nas seguintes condições:

Para as amostras PIC 01C, PIC 03A, PIC 05A e PIC 08A, fez-se o carregamento na direção perpendicular à xistosidade.

Para a amostra PIC 01B, o carregamento foi feito na direção paralela à xistosidade.

Nas amostras PIC 01C, PIC 01B e PIC 08A utilizaram-se as tensões de 200 kPa, 400 kPa, 600 kPa e 800 kPa, enquanto que nas amostras PIC 03A e PIC 05A utilizaram as tensões de 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa e 600 kPa.

Os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 2" (50,8 mm) e a velocidade de ruptura foi de 0,15 mm/min em todos os ensaios.

A fim de avaliar o comportamento do efeito de escala nos parâmetros de resistência, as amostras PIC 01B, PIC 01C e PIC 08A foram ensaiadas com corpos de prova de diâmetro de 1½"(38.1mm) e mantendo-se inalteradas as demais condições.

3.4.2.4 Ensaio de Adensamento Unidimensional

Também denominado Ensaio de Compressão Oedométrica, foi executado seguindo as recomendações contidas na norma MB 3336/90. As tensões de pré-adensamento foram determinadas pelo método de Pacheco Silva, que se inicia traçando um prolongamento através do trecho de compressão virgem do solo até interceptar a reta que passa pelo índice de vazios inicial. Utilizou-se nove estágios de carregamento, de 6,25 kPa a 1600 kPa e oito estágios de descarregamento. A fim de verificar possíveis comportamentos colapsíveis ou expansivos, as células de adensamento foram inundadas no 7º estágio, correspondente a tensão de 400kPa. Esse estágio foi definido no momento em que se percebeu que a reta do gráfico e $x \log \sigma'_v$ havia atingido o trecho de compressão virgem dos solos.

Os corpos de prova foram moldados seguindo os mesmos padrões

definidos para o ensaio triaxial, em relação à xistosidade das amostras.

3.4.2.5 Ensaios de Difractometria de Raios – X

As difratometrias de raios – X das amostras PIC 01B, PIC 01C, PIC 03A (frações areia e silte), PIC 05A (frações areia e silte), PIC 08A (frações areia e silte) foram executadas com o difratômetro a base de Cobre (Cu), no Departamento de Geologia da Universidade Federal de Ouro Preto, e as frações argila das amostras PIC 03A e PIC 08A foram executadas com o difratômetro a base de Cobalto (Co), no Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa.

As amostras foram separadas em suas frações de argila, silte e areia, sendo fixadas em lâminas de vidro para análise. O ensaio foi executado com um ângulo 2θ variando de 4° a 60° , exceção feita para as frações argila das amostras PIC 08A e PIC 03A, com 2θ de 2° a 45° , e velocidade de 1,12 graus por minuto.

A difração de raios – X tem a vantagem de obter uma análise quantitativa estimada dos minerais, e um conhecimento da mineralogia pode ser de grande valor para entendimento de algumas propriedades de engenharia, principalmente para avaliar comportamentos de expansibilidade ou colapsibilidade de argilas sensíveis, responsáveis por desmoronamentos em taludes constituídos por esses materiais.

Para efeito de estudo mineralógico, não se detectou a presença de fração argila na amostra PIC 05A, por isso este material foi analisado apenas nas suas frações silte e areia.

3.4.2.6 Análises de Estabilidade

Foram escolhidas duas seções do talude da face leste da Mina do Pico, selecionadas pelo setor de geologia da MBR. Este talude é particularmente problemático em virtude das rupturas localizadas ocorridas pela rápida intemperização dos filitos em presença de água que provocam a ruptura das

camadas sobrejacentes do maciço. A Figura 3.7 mostra um interessante exemplo de uma ruptura ocorrida na porção superior do talude em estudo provocada pela intemperização de camadas inferiores do maciço.

As análises de estabilidade, tanto determinísticas quanto probabilísticas, foram executadas no software SLOPE/W da Geoslope e também no software SLIDE, da Rocscience, para efeito de comparação dos resultados.



Figura 3.7: Ruptura localizada na porção superior do talude

3.4.2.6.1 Seções Escolhidas para Estudo da Estabilidade

As seções foram definidas pelo setor de Geologia da MBR e são mostradas a seguir com as suas respectivas litologias e legendas.

Quadro 3.2: Legenda das litologias constituintes do maciço

Legenda	Litologia
AT	Aterro/ Solo Solto
QT	Quartzito
FS	Filito Sericítico
FD	Filito Dolomítico
MC	Metachert
AIF	Itabirito Argiloso
HIB	Itabirito Duro
MIB	Itabirito Médio
HO	Hematita Compacta
MO	Hematita Média
SO	Hematita Macia

As seções são mostradas a seguir com as suas respectivas litologias.

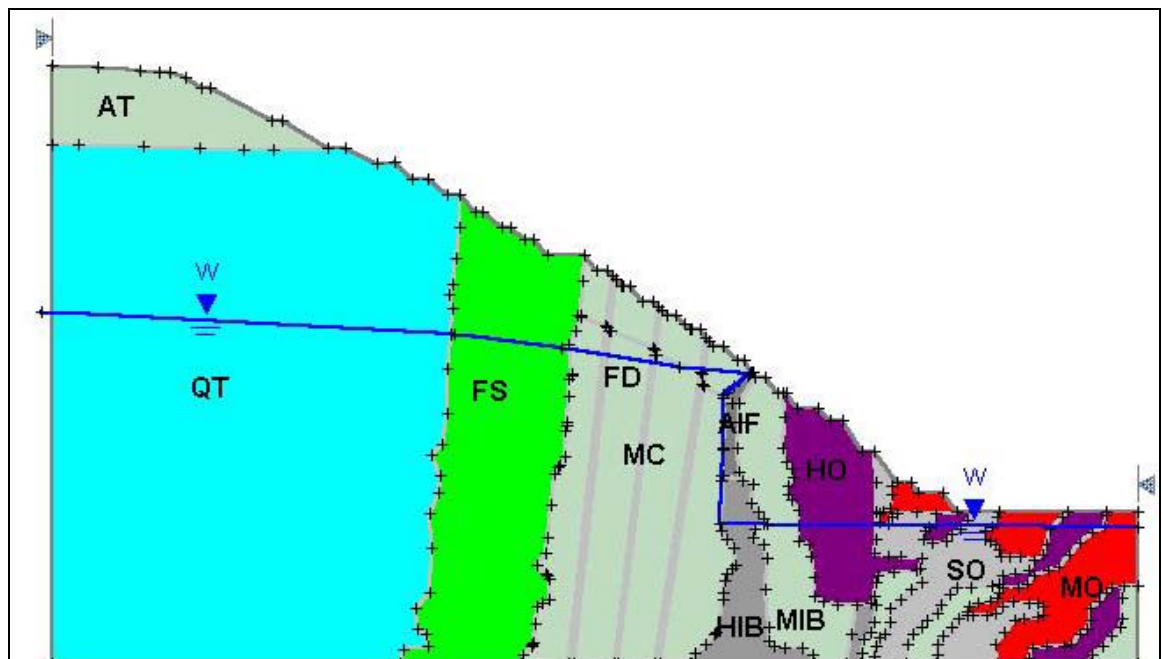


Figura 3.8: Aspecto do perfil geológico da Seção 1 analisada pelo SLIDE

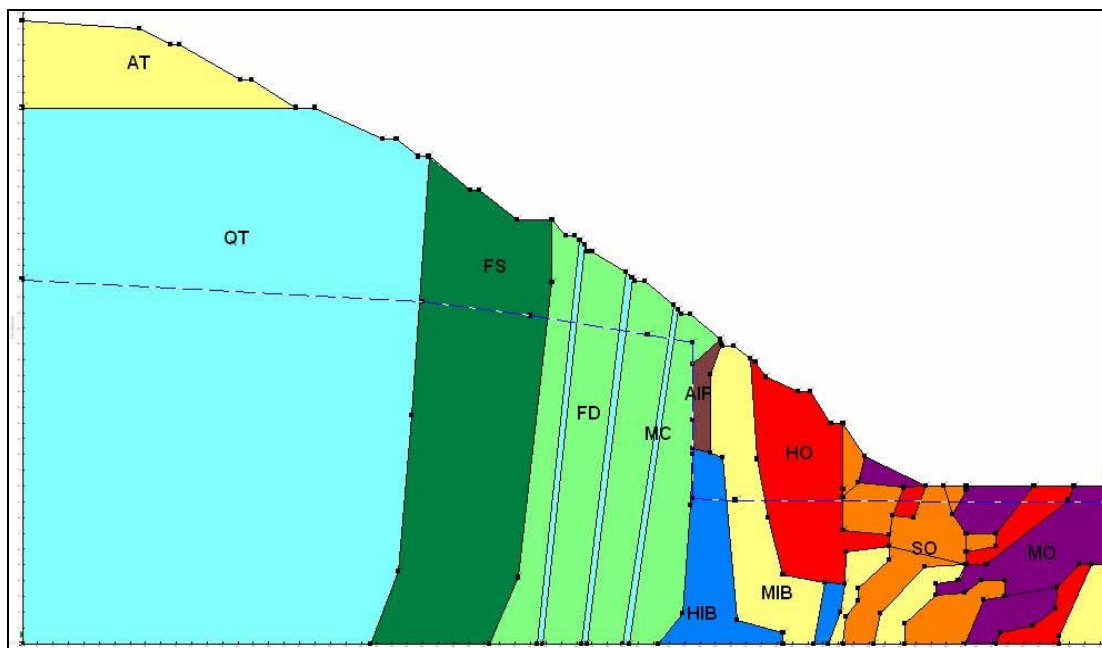


Figura 3.9: Aspecto do perfil geológico da Seção 1 analisada pelo SLOPE/W

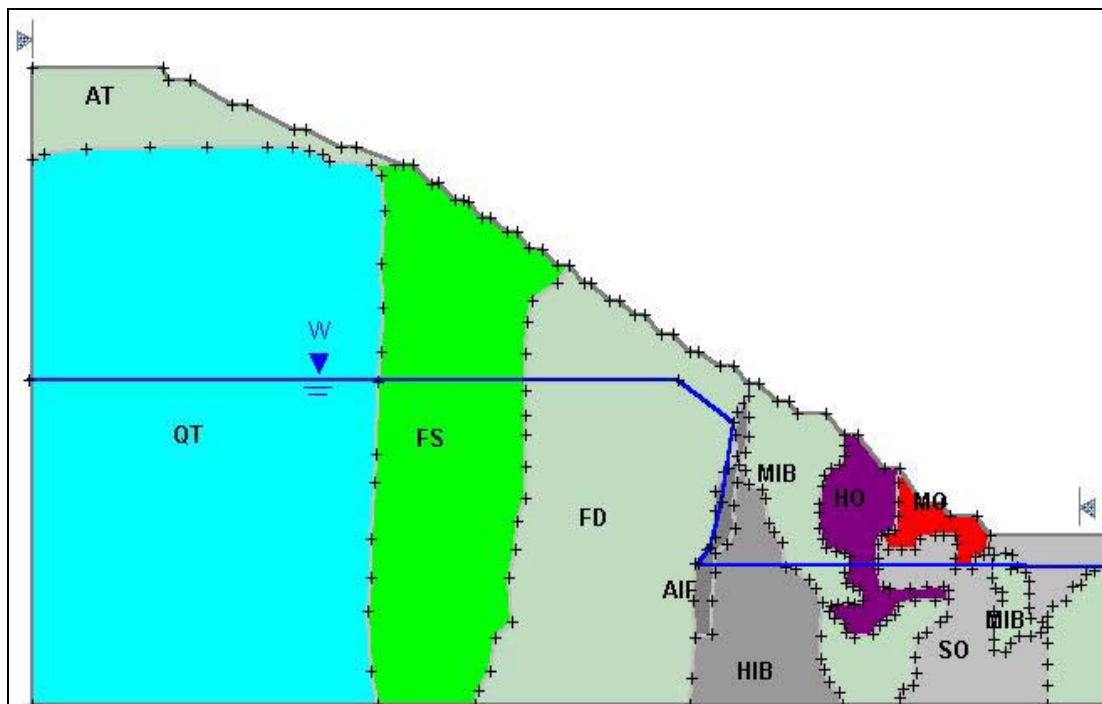


Figura 3.10: Aspecto do perfil geológico da Seção 2 analisada pelo SLIDE

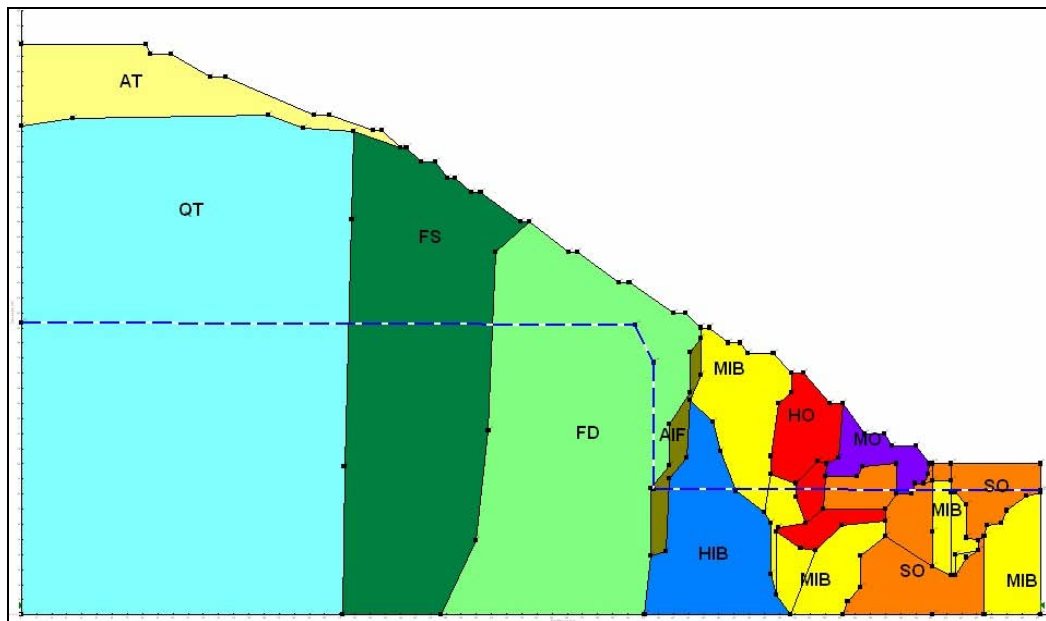


Figura 3.11: Aspecto do perfil geológico da Seção 2 analisada pelo SLOPE/W

3.4.2.6.2 Tipos de Análise Executadas:

Os parâmetros utilizados nas análises de estabilidade foram aqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento direto com carregamento perpendicular à xistosidade, onde o elemento de solo é regido pelo estado plano de deformações, este ensaio representa de forma bastante satisfatória determinadas condições de carregamento no campo para a análise de estabilidade de taludes. As análises, tanto determinísticas quanto probabilísticas, foram executadas sob as seguintes condições:

a) Ruptura localizada da porção superior dos taludes, a fim de verificar as condições de estabilidade dos materiais situados na porção superior da encosta;

b) Ruptura global dos taludes, a fim de verificar as condições de estabilidade do talude como um todo, com a cunha de ruptura passando através dos diferentes materiais estudados;

c) Ruptura localizada da porção inferior dos taludes, a fim de verificar as condições de estabilidade dos materiais da formação ferrífera, situados na porção inferior do corte;

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 Caracterização Física

Na tabela a seguir são mostrados os resultados dos ensaios de limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e peso específico natural, além de alguns índices físicos.

Quadro 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização física

SOLO	LL	LP	IP	γ_s	γ	γ_d	w
	(%)	(%)	(%)	(KN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)
PIC 01B	20	11	09	29,09	19,01	16,64	14,26
PIC 01C	40	22	18	32,39	19,21	14,97	28,31
PIC 03A	18	13	06	27,84	18,44	16,58	11,23
PIC 05A	20	11	09	28,22	17,33	15,07	14,97
PIC 08A	20	12	08	27,11	20,72	19,58	5,82

Onde:

LL = Limite de liquidez;

LP = Limite de plasticidade;

IP = Índice de plasticidade;

γ_s = Massa específica dos sólidos;

γ = Peso específico natural;

γ_d = Peso específico seco;

w = teor de umidade;

Observou-se que os valores encontrados para a massa específica dos sólidos são relativamente elevados, especialmente nos filitos dolomíticos PIC 01B e PIC 01C. Os valores do peso específico aparente natural encontrados foram em torno de 18 kN/m^3 , sendo também valores comuns encontrados em solos siltosos. Na amostra PIC 08A, encontrou-se um valor de 20 kN/m^3 , mas isto é justificável pelo fato de ser um material predominantemente arenoso.

4.2 Granulometria Conjunta

Os resultados da granulometria conjunta estão mostrados na Figura 4.1, a seguir:

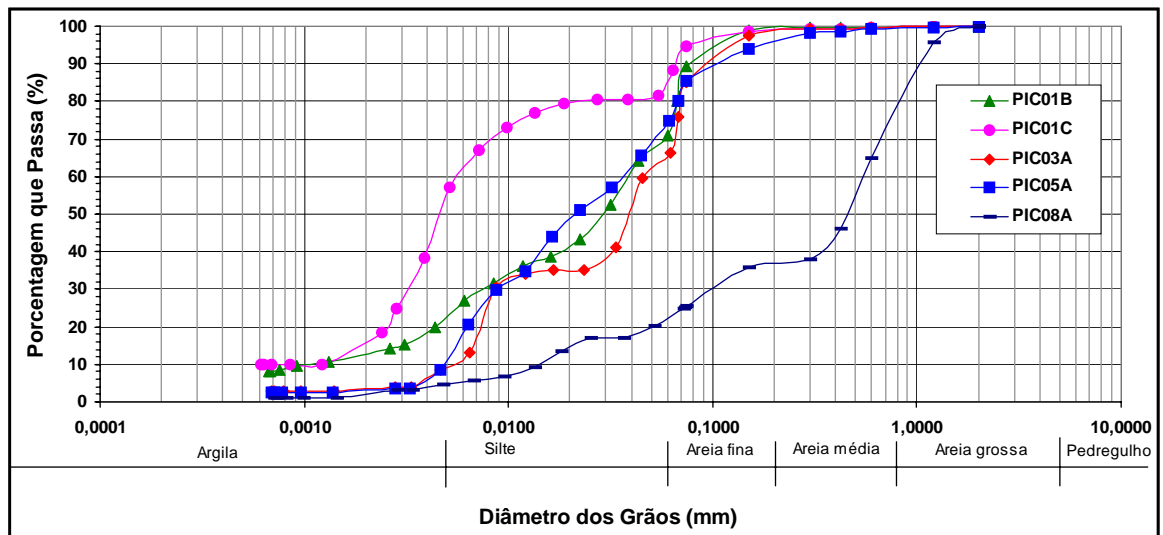


Figura 4.1: Resultados da Granulometria Conjunta

Para melhor interpretação dos resultados, as porcentagens que passam foram agrupadas na tabela a seguir:

Quadro 4.2: Porcentagem de material passante

SOLO	ARGILA (%)	SILTE (%)	AREIA (%)
PIC 01B	23	48	29
PIC 01C	54	30	16
PIC 03A	09	56	35
PIC 05A	10	64	26
PIC 08A	05	18	77

A amostra PIC 01B possui 48% de silte e quantidades aproximadamente iguais de argila e areia, podendo ser denominado como um silte areno-argiloso.

Os valores do limite de liquidez e granulometria encontrados mostraram que o solo PIC 01C é bastante argiloso em relação aos demais, podendo ser classificado como uma argila siltosa. As amostras PIC 03A e PIC 05A possuem 56% e 64% de silte, respectivamente, seguidos por uma porcentagem considerável de areia, sendo por isso classificado como silte arenosos. Houve certa dificuldade em se obter os limites de liquidez para esses materiais devido a grandes alterações de plasticidade com pequenas variações no teor de umidade. Provavelmente a porcentagem elevada de silte tende a provocar grandes variações de plasticidade nesses materiais. O solo PIC 08A, predominantemente arenoso, possui 77% de areia 18% de silte e quase nenhuma argila, podendo ser definido como uma areia siltosa. Contudo, obteve-se plasticidade suficiente para a execução do ensaio de limite de liquidez.

4.2.1 Classificação Geotécnica dos Solos Estudados

O quadro abaixo apresenta a classificação geotécnica das amostras, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) de Casagrande e a Classificação do Highway Research Board (HRB), também adotada pela AASHTO, que utilizam como parâmetros de classificação a granulometria e os limites de Atterberg.

Quadro 4.3: Classificação geotécnica dos solos estudados

AMOSTRA	SUCS	HRB
PIC 01B	CL	A – 4
PIC 01C	CL	A – 6
PIC 03A	CL – ML	A – 4
PIC 05A	CL	A – 4
PIC 08A	SC	A – 2 – 4

Percebe-se que as amostras PIC 01B, 03A, 05A, de acordo com a SUCS e HRB, são classificadas como CL e A – 4 respectivamente. Isto significa que são materiais tipicamente siltsosos. O solo PIC 01C, embora seja bastante argiloso, também aparece com a classificação CL para a SUCS e como A – 6 para a HRB. O solo PIC 08A é classificado como SC para a SUCS e como A – 2 – 4 para a HRB, o que significa que é um material arenoso.

4.3 Cisalhamento Direto

A seguir no Quadro 4.4 são mostrados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, nas direções paralela e perpendicular à xistosidade na condição de umidade natural, bem como os ensaios na direção perpendicular à xistosidade na condição inundada. Os parâmetros apresentados são referentes aos valores de pico e são uma combinação de ensaios com caixas de cisalhamento de 5cm x 5cm e 10cm x 10cm, segundo os procedimentos explicados no item 3.4.2.2.

Quadro 4.4: Valores de c' , coesão efetiva, e $\phi'(^{\circ})$, ângulo de atrito efetivo, das amostras analisadas.

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO						
SOLO	Cisalhamento paralelo à xistosidade		Cisalhamento perpendicular à xistosidade		Cisalhamento perpendicular à xistosidade	
	Umidade natural		Umidade natural		Inundado	
	c' (kPa)	$\phi'(^{\circ})$	c' (kPa)	$\phi'(^{\circ})$	c' (kPa)	$\phi'(^{\circ})$
PIC 01B	83	32	84	29	38	29
PIC 01C	100	23	280	13	24	28
PIC 03A	*	*	97	35	28	30
PIC 05A	27	46	69	44	23	33
PIC 08A	16	37	45	39	28	33

(*) Parâmetros ausentes por não haver xistosidade bem definida.

E os resultados dos ensaios para avaliação da influência do fator de escala das amostras no valor dos parâmetros de resistência são mostrados a seguir:

Quadro 4.5: Valores de c' e ϕ' na análise do efeito de escala com seções de 10 cm x 10 cm e 5 cm x 5 cm.

ANÁLISE DO EFEITO DE ESCALA						
SOLO	Cisalhamento Paralelo à Xistosidade		Cisalhamento Perpendicular à Xistosidade		Cisalhamento Perpendicular à Xistosidade	
	Umidade Natural		Umidade Natural		Inundado	
Corpo-de-prova de 10 cm x 10 cm (tensões de 100, 200 e 400Kpa).						
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
PIC 01B*	77	30	80	30	73	27
PIC 01C*	47	31	88	25	17	32
Corpo-de-prova de 5 cm x 5 cm (tensões de 100, 600 e 800 kPa).						
PIC 01B*	70	30	74	30	64	26
PIC 01C*	77	24	94	25	22	28

(*) Parâmetros não utilizados nas análises de estabilidade.

Os parâmetros de resistência mostrados para as caixas de cisalhamento de 10cm x 10cm foram obtidos com as tensões de adensamento de 100kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os resultados apresentados para as caixas de 5cm x 5cm foram obtidos através de tensões de adensamento de 100 Kpa, 600 kPa e 800kPa, conforme especificado no item 3.4.2.2 deste trabalho. Nos ensaios de cisalhamento direto, referentes ao Quadro 4.4, percebeu-se uma redução no valor da coesão nos ensaios realizados na direção paralela à xistosidade em relação à direção perpendicular, com os ângulos de atrito de cada amostra variando cerca de 10% em torno de seus valores médios, para cada condição de carregamento. Verifica-se que a inundação das amostras provocou uma redução no valor da coesão da amostras. Isto se deve, provavelmente, à perda da sucção responsável pela coesão aparente apresentada pelas amostras na condição não saturada. Analisando-se esses resultados, percebe-se

claramente a influência da anisotropia no valor dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, notadamente na coesão.

Para a verificação do efeito de escala, utilizaram-se as amostras PIC 01B e PIC 01C, considerando-se, inclusive, as variações devido à anisotropia apresentada por esses materiais, principalmente, na amostra PIC 01C. Os valores referidos são mostrados nos gráficos do anexo A. Não houve alterações significativas no valor do ângulo de atrito para a amostra PIC 01B, cujo valor é, aproximadamente 30° , e a amostra PIC 01C apresentou: para cisalhamento paralelo à xistosidade, o ângulo variou de 28° (c.p. 10cm x 10cm) para 24° (c.p. 5cm x 5cm). Para cisalhamento perpendicular à xistosidade, o ângulo de atrito manteve-se constante, com o valor de 25° . Os valores de coesão apresentaram variações entre em torno de 10% entre as caixas de cisalhamento de tamanhos diferentes, com exceção à amostra PIC 01C na condição de carregamento paralelo à xistosidade, provavelmente devido a um erro durante a execução do ensaio. Pode-se que concluir que os ensaios a serem realizados em caixas de cisalhamento de tamanhos diferentes, para os materiais estudados, devem ser executados com critério e atenção, para que se possa manter a credibilidade nos resultados encontrados.

Contudo, seria interessante que fossem realizados mais ensaios, a fim de tratar estatisticamente os resultados para se afirmar que há pouca influência do efeito de escala no valor dos parâmetros de resistência das amostras analisadas.

4.4 Ensaio Triaxial

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU_{SAT} são mostrados no quadro abaixo. São expressos em termos de tensões totais e tensões efetivas.

Quadro 4.6: Valores dos parâmetros do ensaio triaxial, em termos de tensões totais e efetivas, para amostras com 2".

SOLO	Direção de carregamento	PARÂMETROS			
		c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
PIC 01B	Paralelo à xistosidade	377,2	11,2	30,0	32,0
PIC 01C	Perpendicular à xistosidade	289,6	6,1	67,1	26,6
PIC 03A	Perpendicular à xistosidade	207,5	34,5	47,9	33,5
PIC 05A	Perpendicular à xistosidade	192,6	35,4	31,8	31,9
PIC 08A	Perpendicular à xistosidade	117,6	34,4	25,5	34,6

Quadro 4.7: Valores dos parâmetros do ensaio triaxial em termos de tensões totais e efetivas, amostras com 1½”.

SOLO	Direção de Carregamento	PARÂMETROS			
		c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
PIC 01B	Paralelo à xistosidade	160,7	17,9	28,0	31,0
PIC 01C	Perpendicular à xistosidade	106,9	15,6	12,8	30,9
PIC 08A	Perpendicular à xistosidade	30,9	39,1	30,1	37,1

Os resultados dos ensaios triaxiais mostram valores de coesão bastante diferenciados dentre os materiais analisados. Os ângulos de atrito possuem valores mais próximos, por volta dos 30°, exceto para os filitos dolomíticos, que apresentam ângulos de atrito menores, uma vez que são solos mais argilosos.

Essas observações são válidas para as análises em termos de tensões totais e efetivas. As análises de efeito de escala mostraram que, para as análises em tensões totais para os corpos de prova menores, os valores de coesão registrados forem menores, e os valores dos ângulos de atrito variaram muito. Para as análises em termos de tensões de tensões efetivas, a diminuição da coesão também ocorreu, com alterações nos ângulos de atrito em torno de 10 a 15%. Embora os valores de ângulo de atrito sofreram pequenas alterações com a diminuição do tamanho dos corpos de prova, o valor da coesão sofreu alterações consideráveis. Quanto maiores os corpos de prova, maiores os valores de coesão registrados. Essas modificações nos valores de coesão se devem, provavelmente, à sucção gerada durante o ensaio e a elevada anisotropia, uma vez esta pode variar de um ponto para outro dentro do mesmo bloco de amostra. Seria interessante a realização de um maior número de ensaios para se tratar estatisticamente as alterações no valor dos parâmetros de resistência nos ensaios triaxiais.

4.5 Ensaio de Adensamento Unidimensional

Os gráficos $e \times \log \sigma'_v$ do ensaio de adensamento unidimensional são mostrados nas figuras abaixo. Aparece nitidamente nas curvas o estágio onde ocorreu a inundação da célula de adensamento, correspondente à tensão de 400 kPa. A direção do carregamento em relação ao bandamento do material foi previamente esclarecida no item 3.4.2.4. O método utilizado para determinação da tensão de pré-adensamento foi o de Pacheco Silva por ser de mais fácil execução.

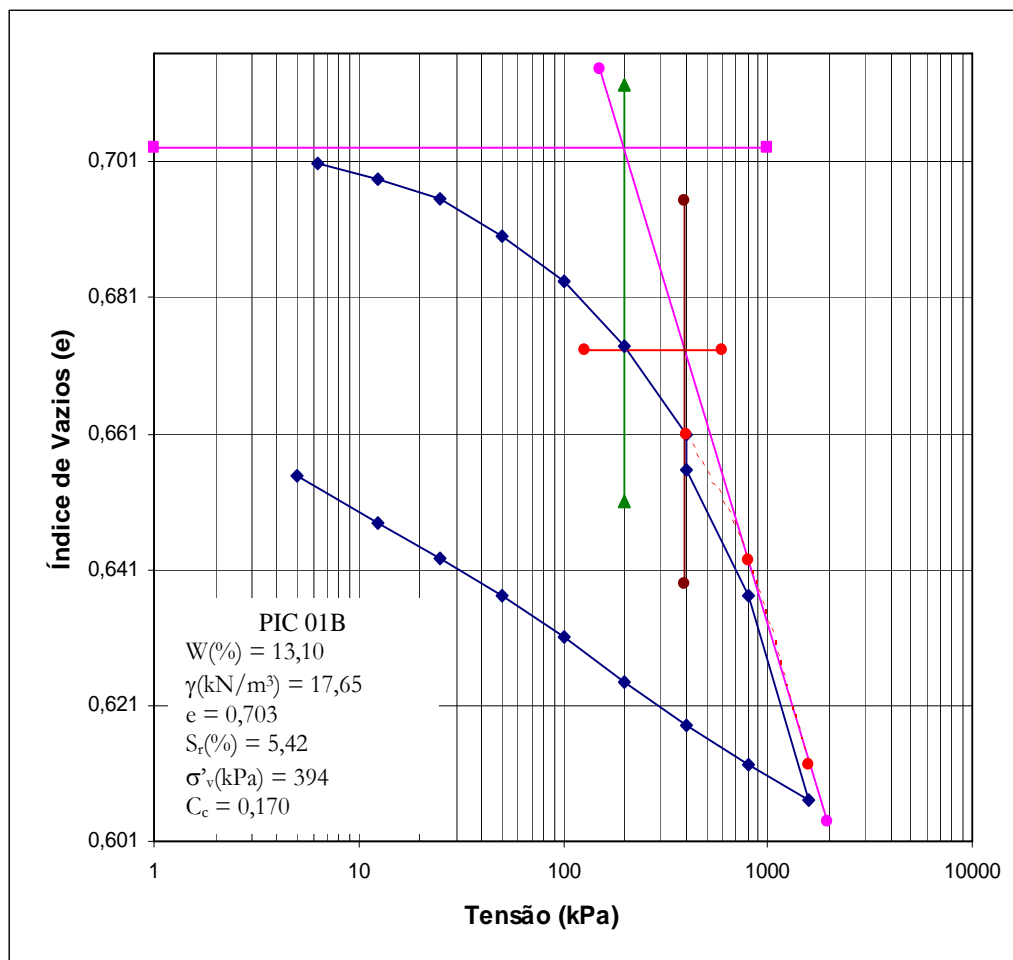


Figura 4.2: Curva $e \times \log \sigma'_v$ para amostra PIC 01B (Filito Dolomítico)

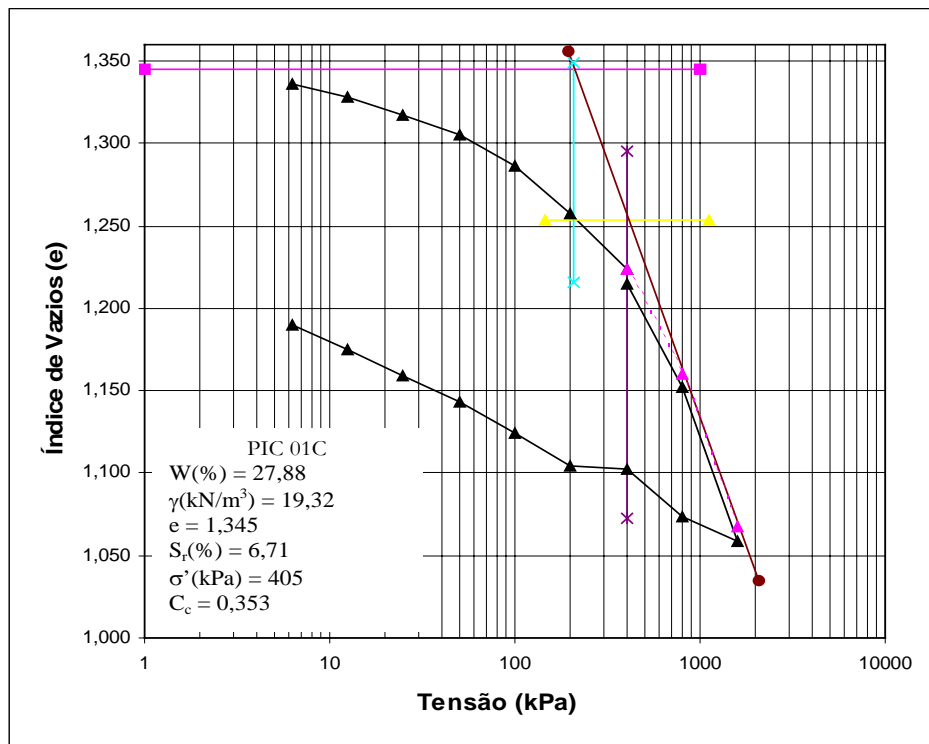


Figura 4.3: Curva e x $\log \sigma'_v$ para amostra PIC 01C (Filito Dolomítico)

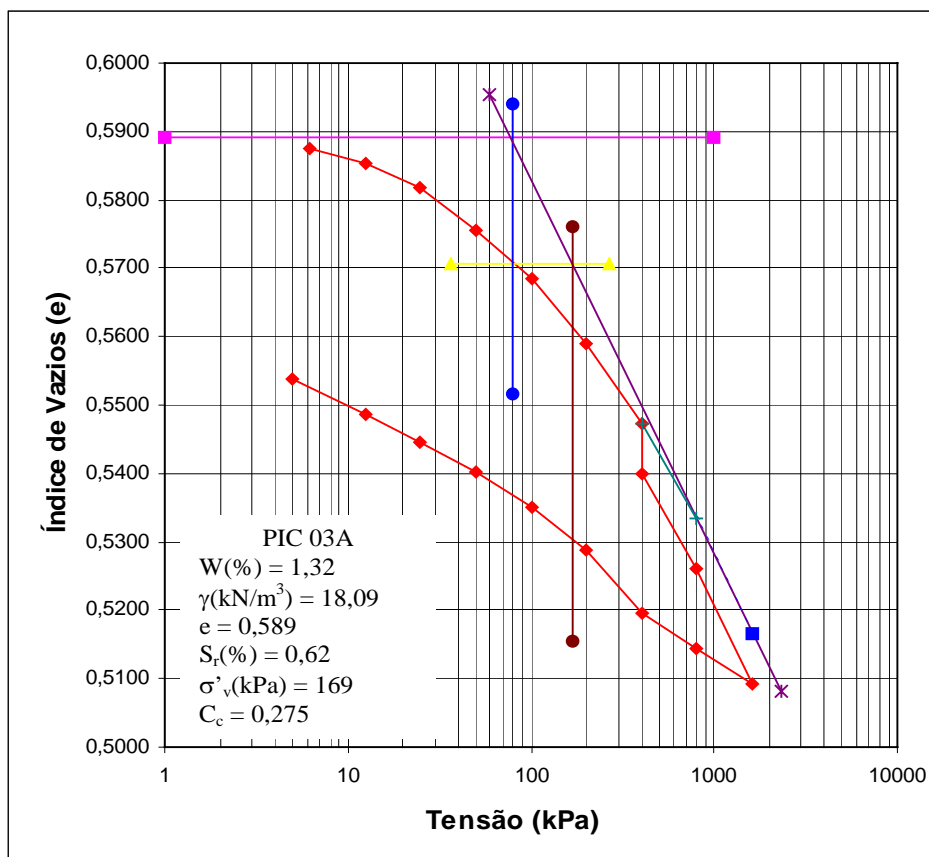
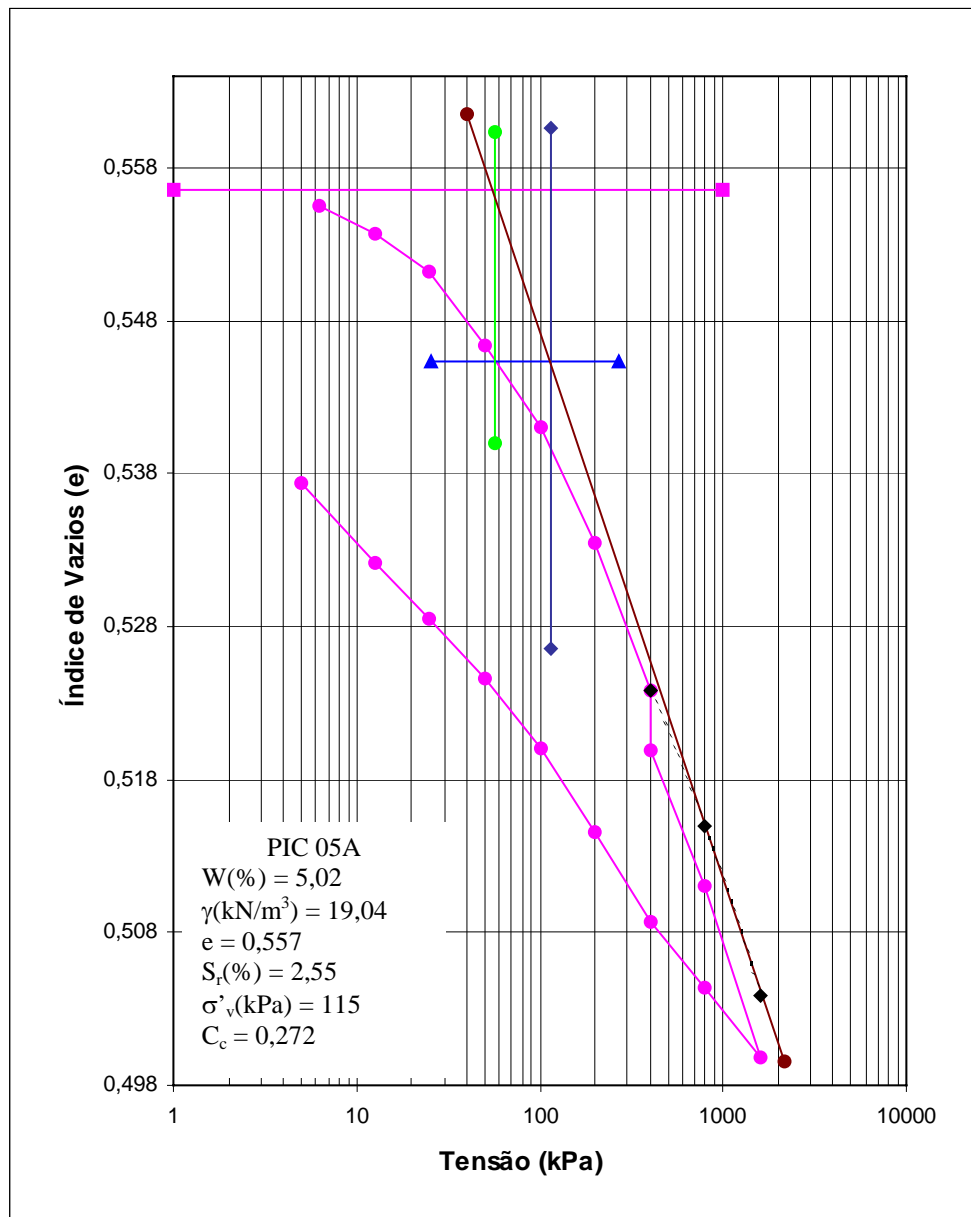


Figura 4.4: Curva e x $\log \sigma'_v$ para amostra PIC 03A (Metachert)

Figura 4.5: Curva e x log σ'_{v} para amostra PIC 05A (Filito Sericítico)

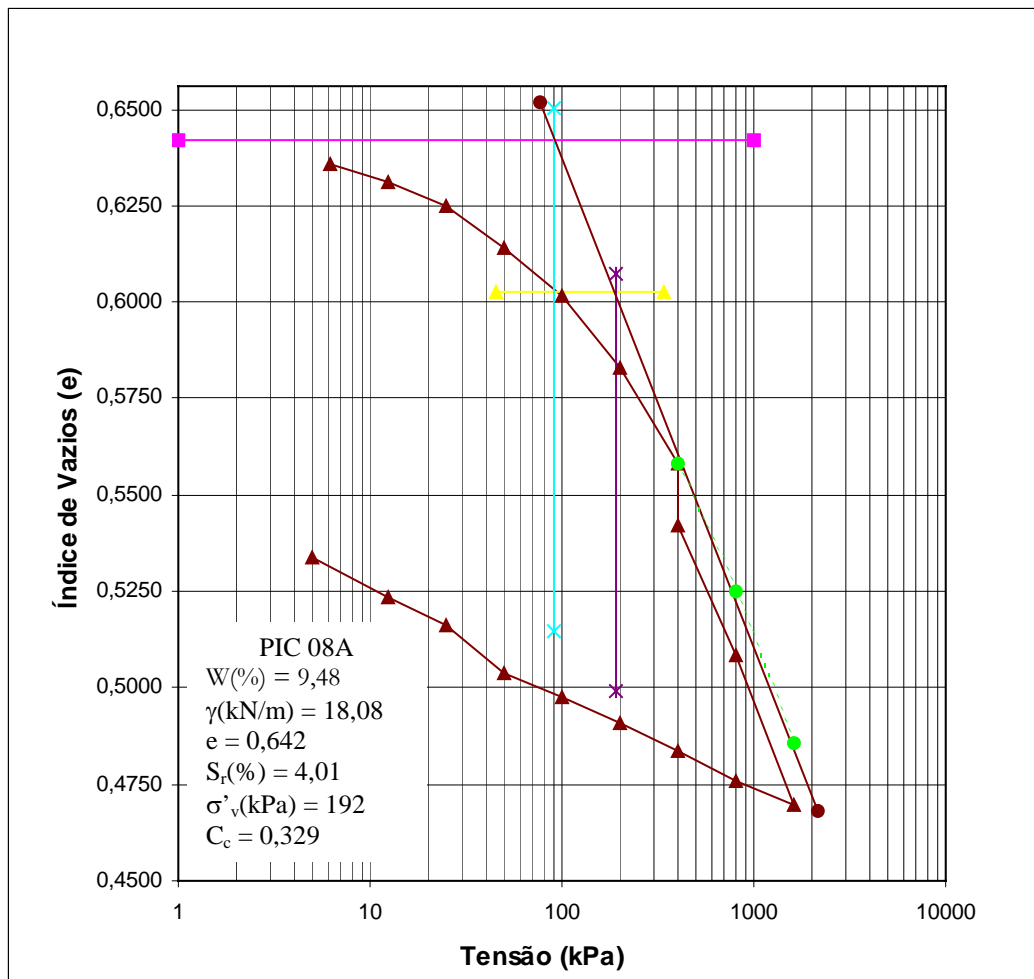


Figura 4.6: Curva e x log σ'_v para amostra PIC 08A (Quartzito)

As tensões de pré-adensamento foram determinadas conforme explicado no item 3.4.2.4 deste trabalho. Com a inundação, as amostras sofreram pequenos recalques, facilmente identificáveis pela queda brusca no índice de vazios no gráfico, porém, esta variação é muito pequena para indicar que há um comportamento colapsivo nessas amostras. Para se determinar a tensão de pré-adensamento, traçou-se uma linha pontilhada paralela à reta virgem a partir do trecho inundado. Com isto definiu-se a trajetória que a reta virgem percorreria se não houvesse saturação da amostra. Dessa forma, o método de Pacheco Silva pôde ser utilizado normalmente.

Os valores de σ'_v foram muito próximos para as amostras de filitos dolomíticos PIC 01B e PIC 01C. E as amostras PIC 03A, PIC 05A e PIC 08A encontraram valores diferenciados entre si.

4.6 Difractometria de Raios – X

A identificação dos minerais em um solo pode ser feita utilizando a técnica da difração de raios – X, que é um método amplamente utilizado na identificação dos minerais presentes em solos finos e também na determinação de sua estrutura cristalina.

Os minerais encontrados podem ser identificados através da legenda abaixo:

Quadro 4.8: Simbologia dos minerais

Símbolo	Mineral
Qz	Quartzo
Mi	Mica
Gt	Goethita
Ct	Caulinita
Fd	Feldspato
Gb	Gibbsita

Os difratogramas foram executados segundo os procedimentos citados no item 3.4.2.5 e os resultados são mostrados a seguir:

a) Amostra PIC 01B

FRAÇÃO AREIA

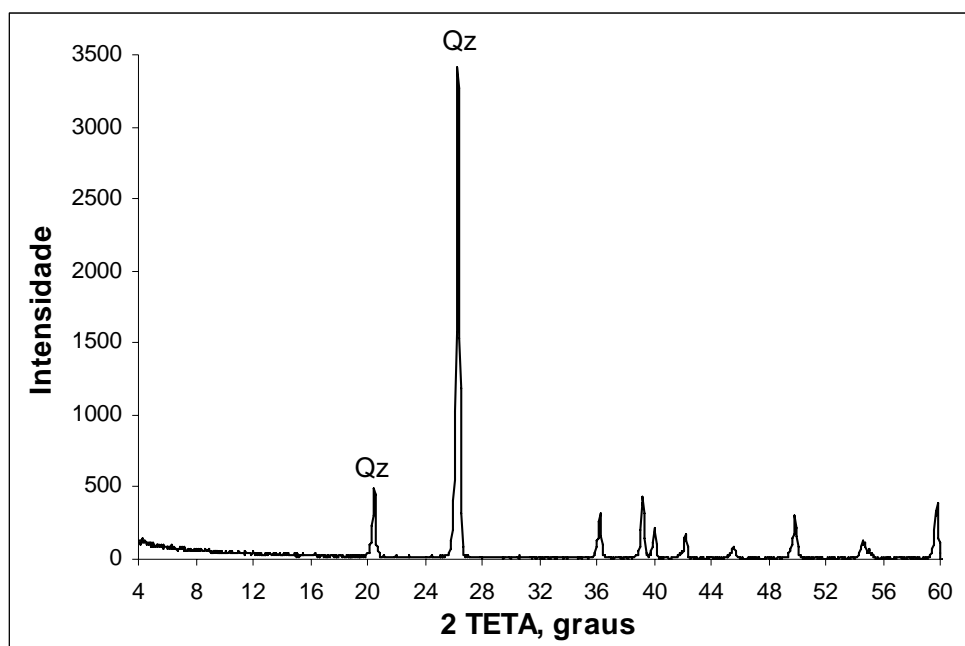


Figura 4.7: Difratograma da fração areia PIC 01B, Cu – K α .

FRAÇÃO SILTE

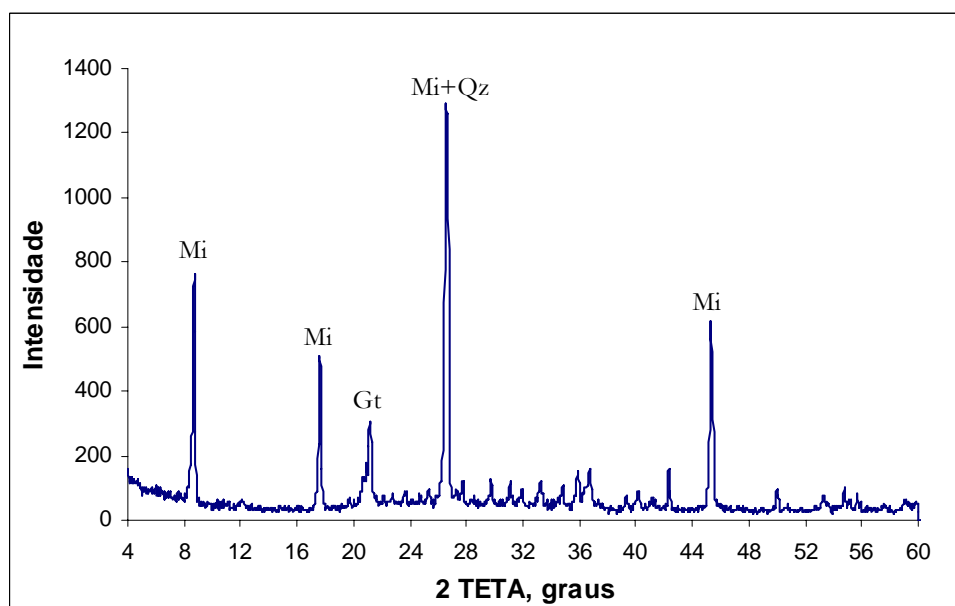
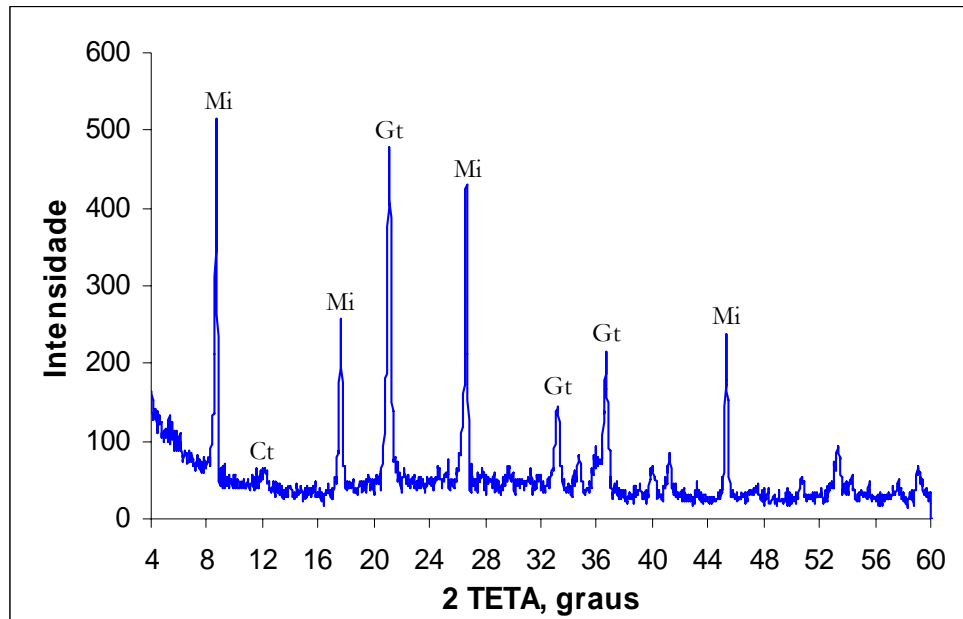


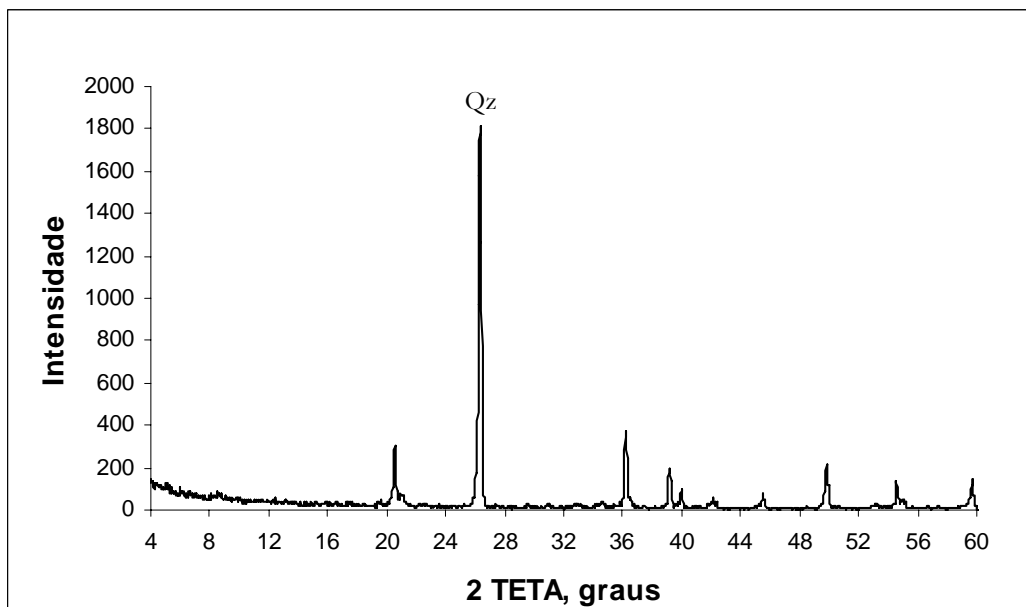
Figura 4.8: Difratograma da fração silte PIC 01B, Cu – K α .

FRAÇÃO ARGILA

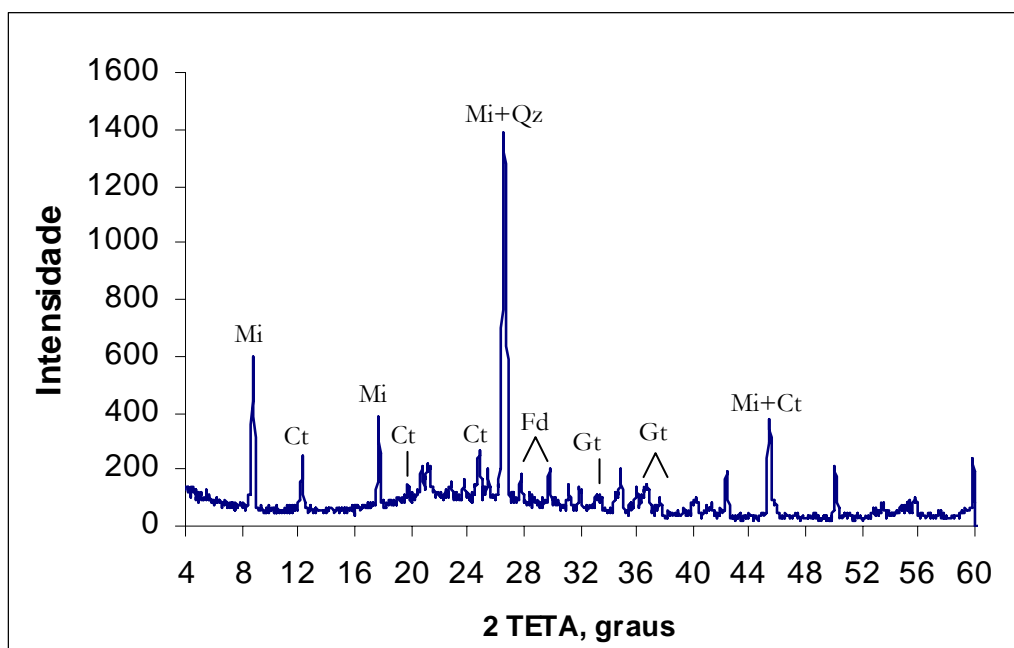
Figura 4.9: Difratograma da fração argila PIC 01B, Cu - K α .

b) Amostra PIC 01C

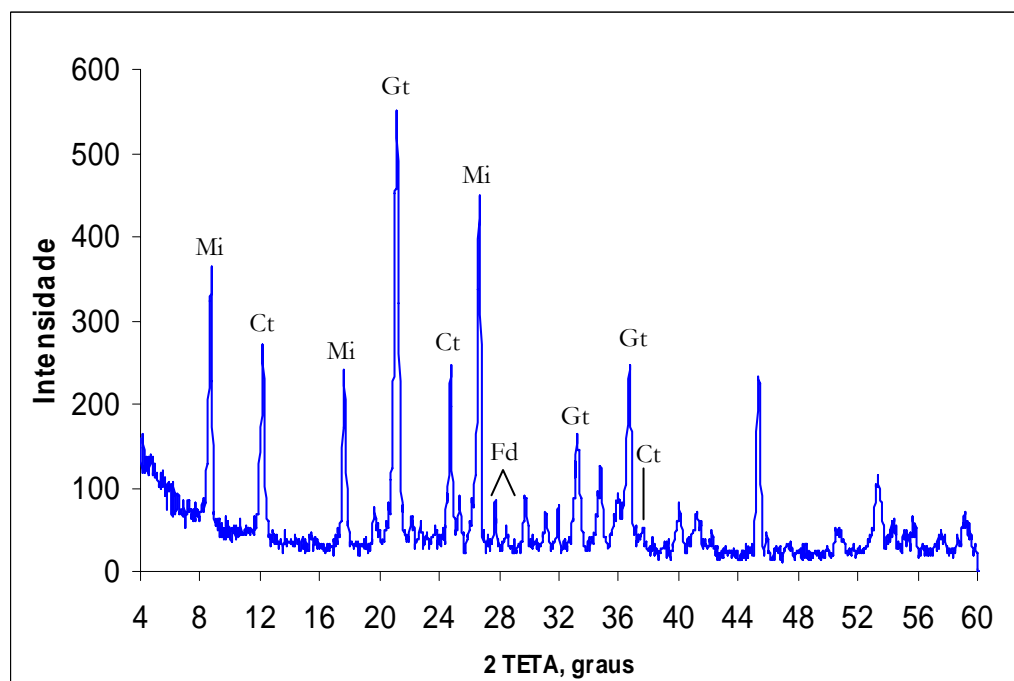
FRAÇÃO AREIA

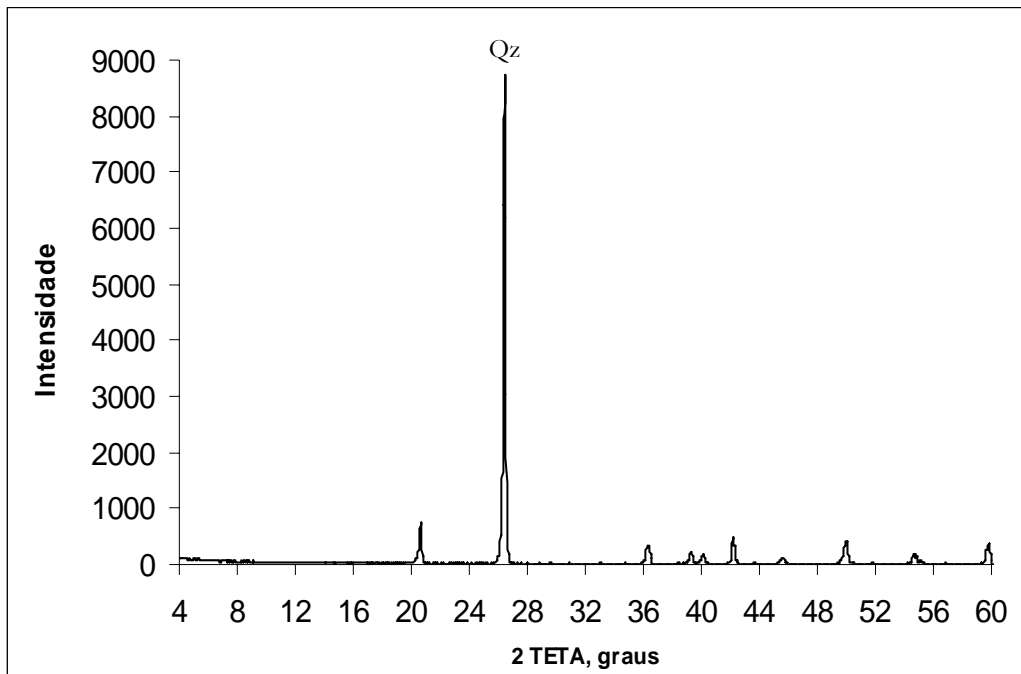
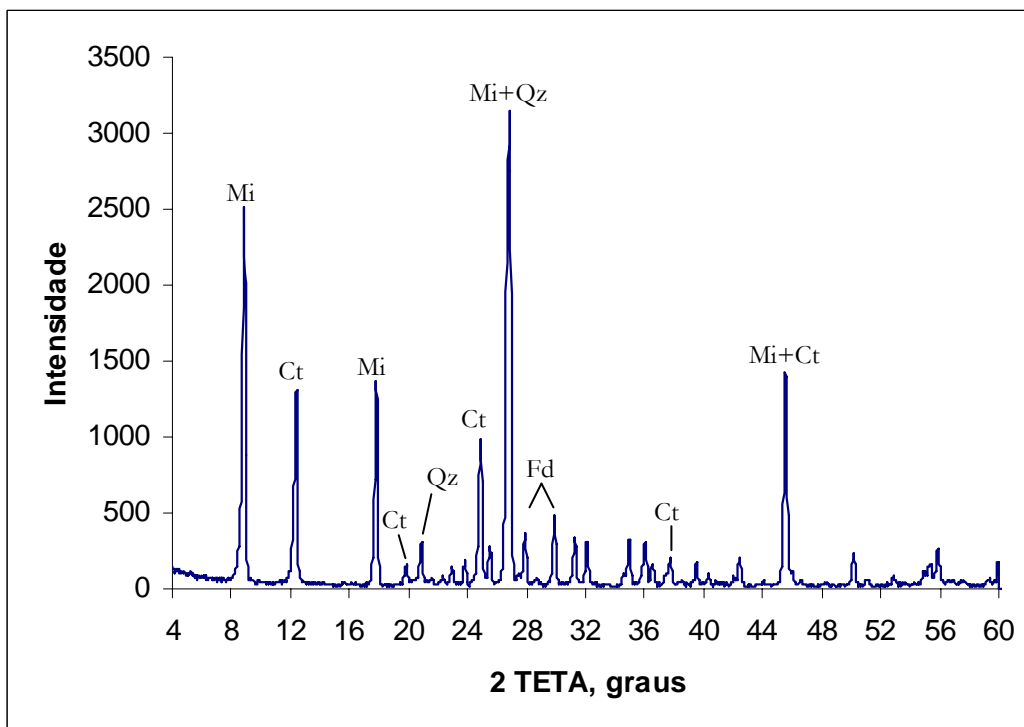
Figura 4.10: Difratograma da fração areia PIC 01C, Cu - K α .

FRAÇÃO SILTE

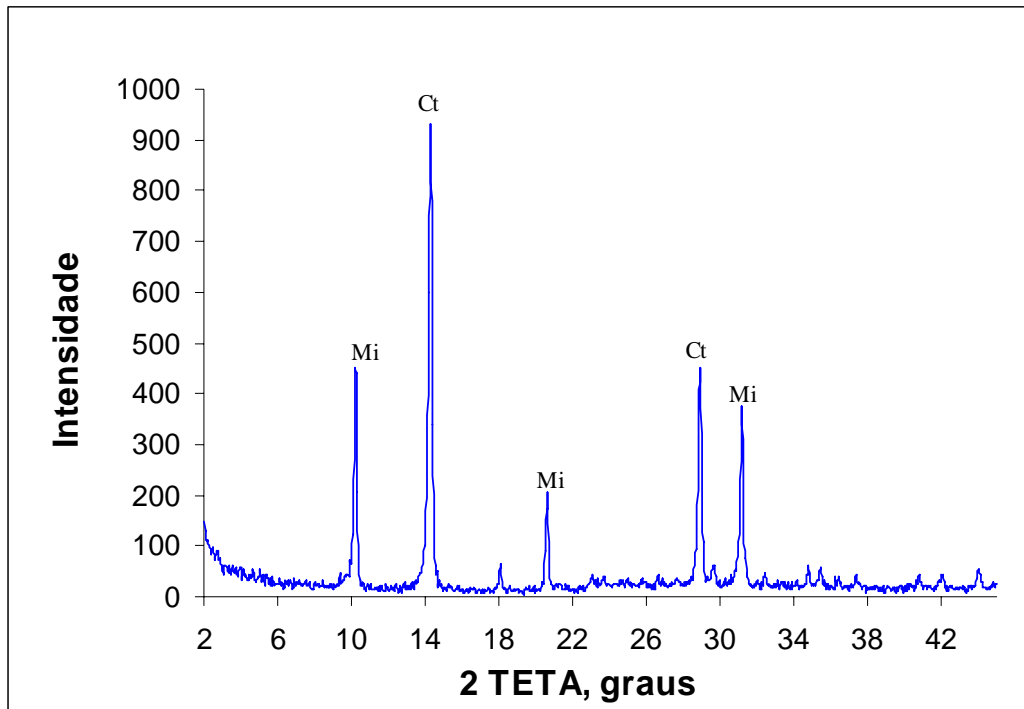
Figura 4.11: Difratograma da fração silte PIC 01C, Cu - K α .

FRAÇÃO ARGILA

Figura 4.12: Difratograma da fração argila PIC 01C, Cu - K α .

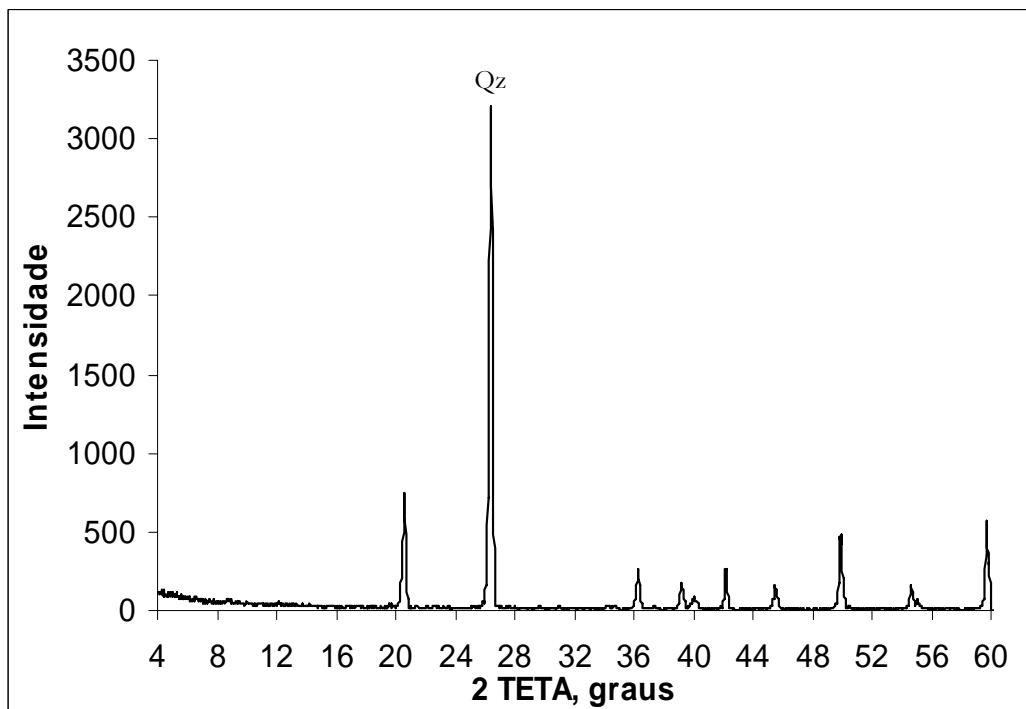
c) Amostra PIC 03A**FRAÇÃO AREIA**Figura 4.13: Difratograma da fração areia PIC 03A, Cu – K α .**FRAÇÃO SILTE**Figura 4.14: Difratograma da fração silte PIC 03A, Cu – K α .

FRAÇÃO ARGILA

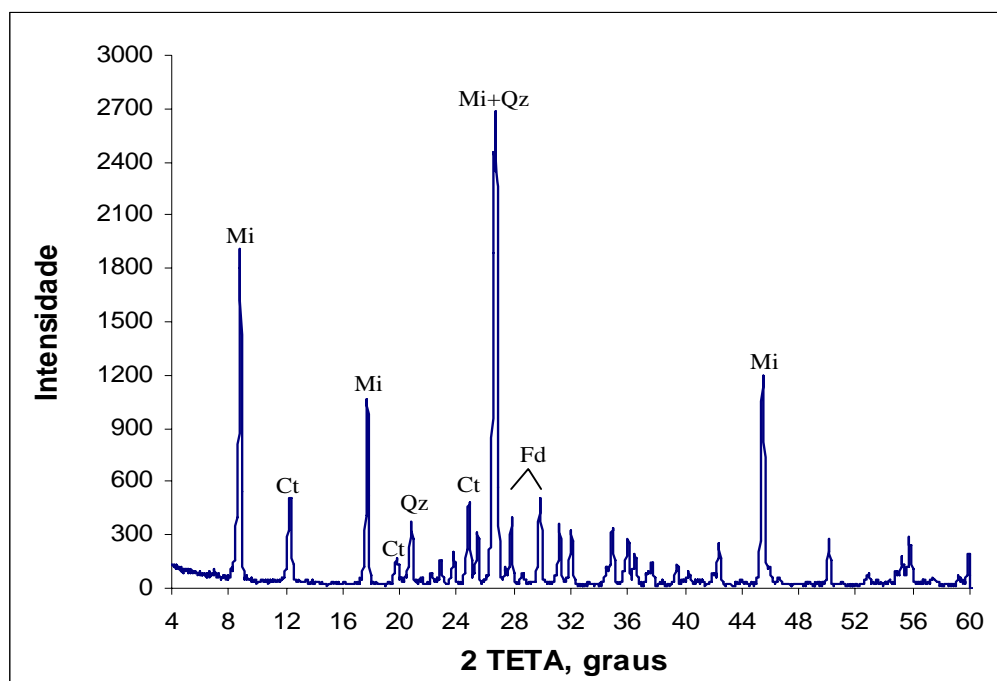
Figura 4.15: Difratograma da fração argila PIC 03A, Co – $K\alpha$.

d) Amostra PIC 05A

FRAÇÃO AREIA

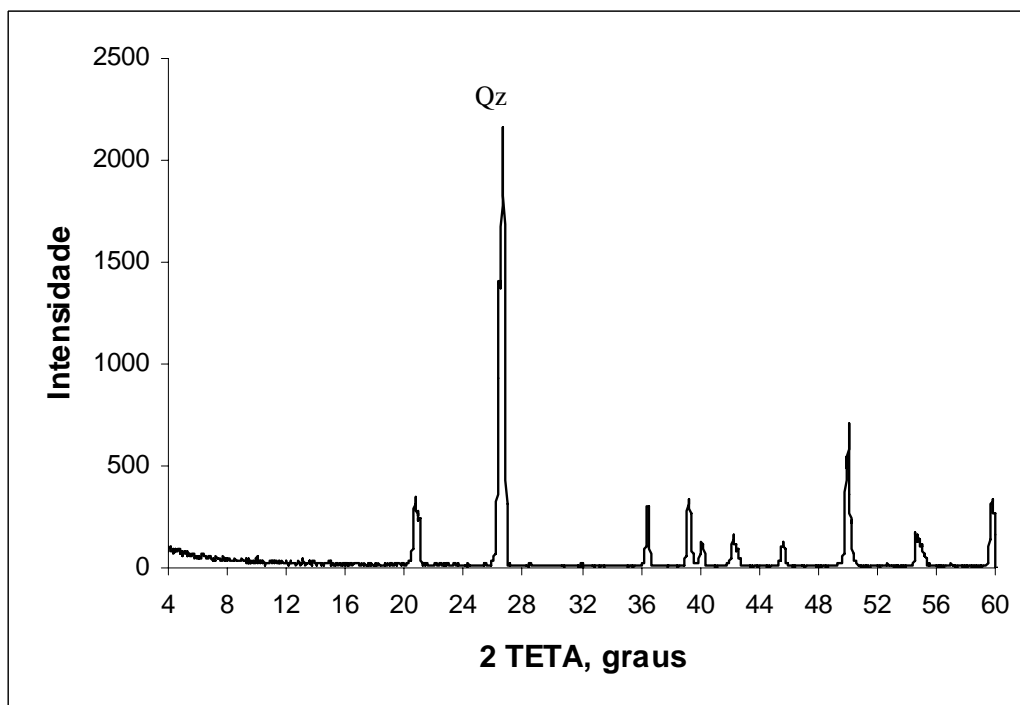
Figura 4.16: Difratograma da fração areia PIC 05A, Cu – $K\alpha$.

FRAÇÃO SILTE

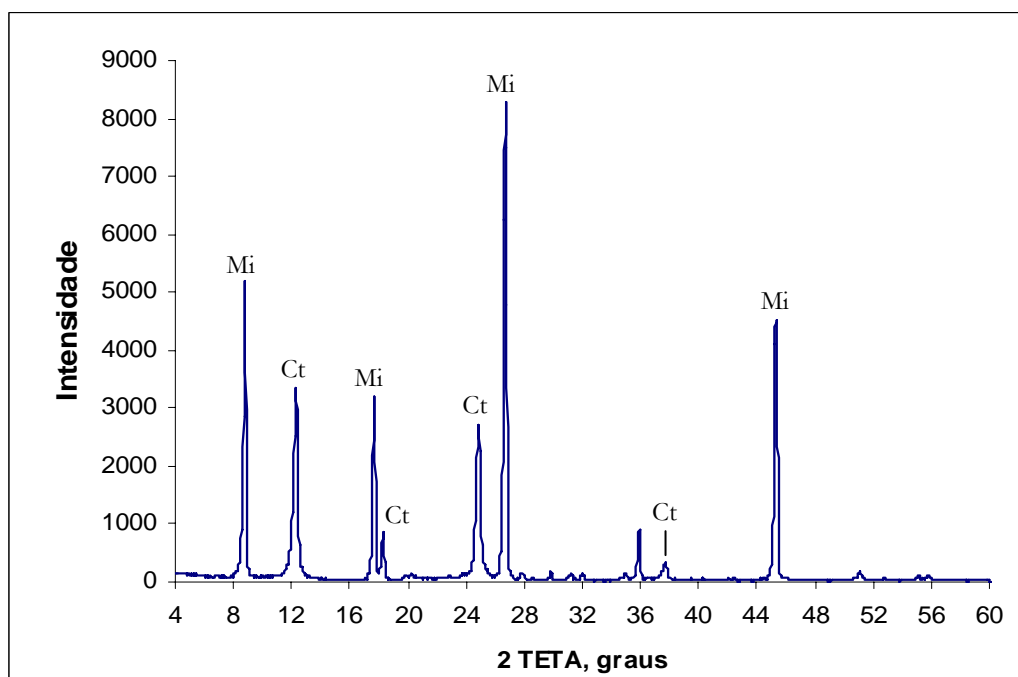
Figura 4.17: Difratoograma da fração silte PIC 05A, Cu – K α .

e) Amostra PIC 08A

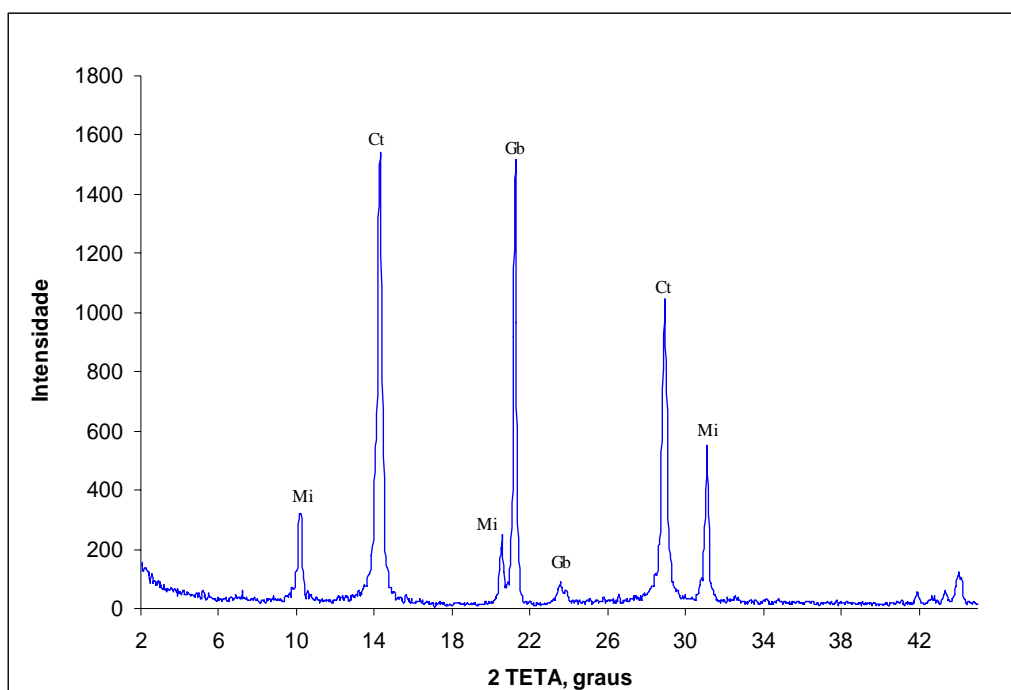
FRAÇÃO AREIA

Figura 4.18: Difratoograma da fração areia PIC 08A, Cu – K α .

FRAÇÃO SILTE

Figura 4.19: Difratograma da fração silte PIC 08A, Cu – $\text{K}\alpha$.

FRAÇÃO ARGILA

Figura 4.20: Difratograma da fração argila PIC 08A, Co – $\text{K}\alpha$.

4.6.1 Interpretação dos Resultados

Na fração areia, os difratogramas mostram a presença bastante significativa de quartzo em todas as amostras analisadas.

Para a fração silte, nas amostras PIC 01B e PIC 01C encontrou-se goethita e mica. Na amostra PIC 01C, encontrou-se também caulinita e feldspato. Nas amostras PIC 03A e PIC 05A verificou-se a presença significativa de caulinita e mica, mas também pequenos picos de feldspato e traços de quartzo foram encontrados. O solo PIC 08A apresentou picos bastante nítidos de mica e caulinita.

Em relação a fração argila, a amostra PIC 01B apresentou picos bem significativos de mica, goethita e pequenos picos de caulinita. No solo PIC 01C encontrou-se picos nítidos de mica, caulinita, goethita e feldspato. A amostra PIC 03A mostrou picos característicos de caulinita e mica. E a amostra PIC 08A mostrou picos que demonstram a presença de caulinita e gibbsita, esta última, que não havia sido detectada em nenhuma outra fração. Cabe salientar que a mineralogia da fração argila, em geral, concorda de modo consistente com a mineralogia apresentada pela fração silte e, por fim, não foi possível extrair, para efeito de análise mineralógica, a fração argila da amostra PIC 05A.

Nas amostras PIC 01C e PIC 01B, a goethita é responsável pela cor amarelada destes solos. A amostra PIC01C, predominantemente argilosa, a presença da caulinita juntamente com a goethita parece ter contribuído para um aumento significativo da coesão deste solo, o que foi verificado nos ensaios geotécnicos realizados. Na amostra PIC 01B, não foi encontrada caulinita, apresentando uma coesão bastante reduzida em relação ao solo anterior, os ensaios de caracterização geotécnica mostraram que se trata de um material bastante siltoso. Nas amostras PIC 03A e PIC 05A, a presença de caulinita confere a cor branco acinzentada a esses materiais, sendo também bastante siltosos e pouco coesivos. No solo PIC 08A, a presença de caulinita em conjunto com a gibbsita confere uma certa coesão a este material, embora seja um solo tipicamente arenoso.

Em nenhuma das amostras encontrou-se minerais capazes de

comprometer a estabilidade de taludes constituídos por esses materiais.

4.7 Análises de Estabilidade

4.7.1 Análises Determinísticas

O Quadro 4.9 resume os parâmetros adotados nas análises de estabilidade. Os parâmetros foram extraídos do ensaio de cisalhamento direto com o carregamento na direção perpendicular à xistosidade. Os parâmetros dos solos são do ensaio de cisalhamento direto perpendicular à xistosidade.

Quadro 4.9: Parâmetros utilizados nas análises de estabilidade determinísticas.

LITOLOGIAS	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
AT – Aterro/Solo Solto (*)	20	20	28
QT – Quartzito (PIC 08A)	20,72	45	39
FS – Filito Sericítico (PIC 05A)	17,33	69	44
FD – Filito Dolomítico (PIC01C)	19,21	280	13
MC – Metachert (PIC 03A)	18,44	97	35
AIF – Itabirito Argiloso (*)	22	150,5	31
HIB – Itabirito Duro (*)	36	405,5	43
MIB – Itabirito Médio (*)	35	61,8	38
HO – Hematita Compacta (*)	45	367	44
MO – Hematita Média (*)	45	233	43
SO – Hematita Macia (*)	37	69	36,8

(*) Parâmetros fornecidos pela MBR.

Onde:

γ = peso específico natural das amostras;

c' = coesão efetiva das amostras;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

4.7.1.1 Análise de Ruptura no Topo do Talude

Os valores dos fatores de segurança obtidos para as duas seções analisadas em diferentes métodos de análise de estabilidade são mostrados a seguir:

Quadro 4.10: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura no topo para a seção 1

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	1,448	1,438
Bishop Simplificado	1,497	1,495
Janbu Simplificado	1,441	1,430
Morgenstern Price	1,496	1,490

Quadro 4.11: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura no topo para a seção 2

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	1,839	1,704
Bishop Simplificado	1,864	1,770
Janbu Simplificado	1,836	1,694
Morgenstern Price	1,864	1,769

4.7.1.2 Análise de Ruptura na Base do Talude

Quadro 4.12: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura na base para a seção 1

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	2,021	2,169
Bishop Simplificado	2,203	2,317
Janbu Simplificado	1,954	2,112
Morgenstern Price	2,200	2,304

Quadro 4.13: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura na base para a seção 2

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	2,248	2,217
Bishop Simplificado	2,320	2,323
Janbu Simplificado	2,184	2,024
Morgenstern Price	2,334	2,338

4.7.1.3 Análise de Ruptura Global do Talude

Quadro 4.14: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura global para a seção 1

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	1,569	1,517
Bishop Simplificado	1,716	1,635
Janbu Simplificado	1,597	1,520
Morgenstern Price	1,680	1,621

Quadro 4.15: Fatores de segurança das análises determinísticas para ruptura global para a seção 2

Método	SLOPE/W	SLIDE
Ordinário/Fellenius	1,512	1,523
Bishop Simplificado	1,694	1,672
Janbu Simplificado	1,536	1,517
Morgenstern Price	1,654	1,631

A maior proximidade entre os fatores de segurança se deu nas análises do topo do talude, tanto no SLOPE/W quanto no SLIDE, para as duas seções analisadas. Isto certamente se deveu ao fato da cunha de ruptura passar quase que exclusivamente por um único tipo de material, o quartzito. Observou-se que os maiores valores para o fator de segurança foram aqueles obtidos com a cunha de ruptura passando pela base do talude. Neste local localizam-se os materiais da formação ferrífera, pouco alterados e com maior valor de resistência ao cisalhamento. Valores pouco menores foram obtidos nas análises de ruptura global e, por último, aqueles com a cunha de ruptura passando pelo topo do talude. Fazendo-se uma comparação entre os métodos de análise de estabilidade, percebe-se que o método de Bishop Simplificado fornece valores de fator de segurança muito próximos àqueles obtidos com o método de Morgenstern Price, que é de resolução bem mais complexa e para quaisquer superfícies de ruptura. Em relação aos demais métodos analisados, os fatores de segurança obtidos pelos métodos de Fellenius e Janbu Simplificado deram resultados mais conservadores e próximos entre si, para ambos os programas e as duas seções de análise.

Os valores obtidos para os fatores de segurança foram satisfatórios, uma vez que, para todas as condições analisadas, os valores foram superiores a 1.3, valor este normalmente utilizado em escavações mineiras definitivas.

4.7.2 Análises Probabilísticas

Mesmo tendo um número reduzido de parâmetros de resistência, devido à falta de um banco de dados mais sobre estes materiais, executou-se as análises probabilísticas como forma de enriquecimento ao conteúdo apresentado neste trabalho.

O Quadro 4.16 abaixo mostra os valores médios do peso específico e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. Foram coletados valores de parâmetros fornecidos pela MBR e também extraídos dos trabalhos de CASTRO (2004), PIMENTA JÚNIOR (2005).

A partir dos valores médios calculados para o peso específico, coesão, ângulo de atrito, calculou-se o desvio padrão de cada um desses parâmetros para executar as análises probabilísticas. Estas análises foram executadas pelos Softwares SLOPE/W e SLIDE através do método de Monte Carlo, citado no item 2.6.2.2.2 deste trabalho. Os taludes foram analisados para as condições de ruptura global dos taludes, na porção inferior e superior para as seções 1 e 2, tal como nas análises determinísticas, para uma posterior comparação dos resultados.

Os parâmetros que alimentaram os programas foram retirados do ensaio de cisalhamento direto, na condição de carregamento perpendicular à xistosidade.

O quadro 4.16 resume os parâmetros adotados nas análises de estabilidade.

Quadro 4.16: Parâmetros utilizados nas análises probabilísticas

LITOLOGIAS	n	γ (kN/m ³)	s_γ	n	c' (kPa)	$s_{c'}$	n	$\phi'(^{\circ})$	$s_{\phi'}$
AT – Aterro	3	18	1,63	3	22,7	5,24	3	27,7	2,06
QT – Quartzito	3	21,2	1,65	4	56,7	27,86	4	34,2	3,14
FS – Filito Sericítico	4	20	2,02	3	84	35,3	5	36,6	6,33
FD – Filito Dolomítico	3	19,4	0,43	4	193	68,7	5	26,8	8,68
MC – Metachert	3	20,8	2,34	2	100	3,0	3	33	1,41
AIF – Itabirito Argiloso	3	21,3	0,94	3	109,6	31,14	3	31,3	1,24
HIB – Itabirito Duro	4	28,3	7,18	2	527,6	122,25	3	43,3	1,24
MIB – Itabirito Médio	4	28	7,04	2	62	0,14	4	37	1,02
HO – Hematita Compacta	4	30,5	10,16	4	311	59,8	3	41,5	4,64
MO – Hematita Média	4	34,5	9,39	3	200	36,12	4	40,5	3,2
SO – Hematita Macia	4	27,5	7,63	3	73	4,97	3	39,6	5,92

Onde:

γ = peso específico natural médio das amostras;

c' = coesão efetiva média das amostras;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo médio;

s_γ = desvio padrão da massa específica;

$s_{c'}$ = desvio padrão da coesão;

$s_{\phi'}$ = desvio padrão do ângulo de atrito;

n = número de amostras utilizadas no cálculo do desvio padrão;

4.7.2.1 Análise de Ruptura no Topo do Talude

Quadro 4.17: Análise probabilística para ruptura no topo da seção 1

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P_f (%)	F.S.	P_f (%)
Fellenius	1,493	0,0009	1,484	$< 10^{-3}$
Bishop Simplif.	1,534	0,00002	1,548	$< 10^{-3}$
Janbu Simplif.	1,486	0,0001	1,475	$< 10^{-3}$
Morgenster Price	1,532	0,0002	1,547	$< 10^{-3}$
G.L.E.	1,532	0,00022	1,547	$< 10^{-3}$

Quadro 4.18: Análise probabilística para ruptura no topo da seção 2

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P _f (%)	F.S.	P _f (%)
Fellenius	1,798	< 10 ⁻⁶	1,625	< 10 ⁻³
Bishop Simplif.	1,834	< 10 ⁻⁶	1,837	< 10 ⁻³
Janbu Simplif.	1,791	< 10 ⁻⁶	1,619	< 10 ⁻³
Morgenster Price	1,833	< 10 ⁻⁶	1,834	< 10 ⁻³
G.L.E.	1,833	< 10 ⁻⁶	1,834	< 10 ⁻³

4.7.2.2 Análise de Ruptura na Base do Talude

Quadro 4.19: Análise probabilística para ruptura na base da seção 1

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P _f (%)	F.S.	P _f (%)
Fellenius	2,809	0,5592	2,471	< 10 ⁻³
Bishop Simplif.	2,791	0,2417	2,780	< 10 ⁻³
Janbu Simplif.	2,738	0,4490	2,360	< 10 ⁻³
Morgenster Price	2,669	2,3256	2,551	< 10 ⁻³
G.L.E.	2,650	2,1846	2,551	< 10 ⁻³

Quadro 4.20: Análise probabilística para ruptura na base da seção 2

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P _f (%)	F.S.	P _f (%)
Fellenius	2,276	< 10 ⁻⁶	2,281	< 10 ⁻³
Bishop Simplif.	2,361	< 10 ⁻⁶	2,551	< 10 ⁻³
Janbu Simplif.	2,227	< 10 ⁻⁶	2,162	< 10 ⁻³
Morgenster Price	2,367	< 10 ⁻⁶	2,566	< 10 ⁻³
G.L.E.	2,367	< 10 ⁻⁶	2,566	< 10 ⁻³

4.7.2.3 Análise de Ruptura Global do Talude

Quadro 4.21: Análise probabilística para ruptura global da seção 1

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P _f (%)	F.S.	P _f (%)
Fellenius	1,420	0,00027	1,431	< 10 ⁻³
Bishop Simplif.	1,524	< 10 ⁻⁶	1,493	< 10 ⁻³
Janbu Simplif.	1,412	0,0002	1,422	< 10 ⁻³
Morgenster Price	1,533	< 10 ⁻⁶	1,509	< 10 ⁻³
G.L.E.	1,533	< 10 ⁻⁶	1,509	< 10 ⁻³

Quadro 4.22: Análise probabilística para ruptura global da seção 2

Método	SLOPE/W		SLIDE	
	F.S.	P _f (%)	F.S.	P _f (%)
Fellenius	1,539	0,1677	1,330	0,300
Bishop Simplif.	1,643	0,05968	1,479	< 10 ⁻³
Janbu Simplif.	1,533	0,11852	1,355	0,400
Morgenster Price	1,621	0,08999	1,438	< 10 ⁻³
G.L.E.	1,621	0,08999	1,438	< 10 ⁻³

Observa-se que, em relação aos fatores de segurança médios, apresentados tanto pelo SLIDE quanto pelo SLOPE/W foram bem próximos para as mesmas condições de análise. Fato este já observado nas análises determinísticas. Percebe-se os valores dos fatores de segurança médios entre os métodos de Bishop Simplificado são próximos aos obtidos no método de Morgensterm Price e GLE.

As análises probabilísticas no SLOPE/W encontraram probabilidades de ruptura, em sua maioria, situada na faixa entre 10⁻⁴% e 10⁻⁶%. Observando o quadro 2.3 no item 2.6.2.2., proposto por COLE (1980), verifica-se que os valores encontrados estão dentro dos limites definidos por COLE (1980) para taludes de grande responsabilidade, ou seja, cuja ruptura exigiria grandes reparos ou provocaria grandes desastres. O mesmo conceito se aplica nos resultados encontrados pelo SLIDE, onde na maioria dos valores encontrou-se probabilidades de ruptura menores do que 10⁻³%. Porém, não se pode afirmar que é tão pequeno quanto a encontrada pelo SLOPE/W pelo fato do resultado apresentado por este software ser expresso com uma precisão menor que a do SLOPE/W.

Deve-se atentar para o fato de que o número reduzido de amostras empregadas na realização das análises probabilísticas afetou diretamente os

valores das probabilidades de ruptura encontradas. Os valores de desvio padrão calculados foram muito pequenos, logo, a variabilidade no valor do fator de segurança será também reduzida, fazendo com que a probabilidade de se encontrar fatores de segurança menores do que 1,0 seja sempre muito pequena, afetando a qualidade dos resultados. Devido a falta de um banco de dados de parâmetros, não foi possível executar análises probabilísticas mais precisas, para se ter uma maior confiabilidade nos resultados apresentados.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

Pretendeu-se com este trabalho, ampliar o grau de conhecimento sobre os vários tipos de materiais existentes nos taludes da Mina do Pico, na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Os diferentes ensaios realizados nas amostras coletadas no campo tiveram como objetivo criar um banco de dados sobre os parâmetros geotécnicos dos solos, auxiliando no estudo da estabilidade de taludes de minas desta região.

Em relação aos ensaios de caracterização física, observou-se que os valores encontrados para a massa específica dos sólidos são relativamente elevados, especialmente nos filitos dolomíticos PIC 01B e PIC 01C. Os valores do peso específico aparente natural encontrados foram em torno de 18 kN/m^3 , sendo também valores comuns encontrados em solos siltosos. Na amostra PIC 08A, encontrou-se um valor de 20 kN/m^3 , mas isto é justificável pelo fato de ser um material predominantemente arenoso. Foram encontrados teores elevados de silte nas amostras PIC 03A e PIC 05A, 56% e 64%, respectivamente, seguidos por uma porcentagem considerável de areia, sendo por isso classificados como silte arenosos. É interessante dizer que houve certa dificuldade em se obter os limites de liquidez para esses materiais devido a grandes alterações de plasticidade com pequenas variações no teor de umidade. Provavelmente, a porcentagem elevada de silte tende a provocar grandes variações de plasticidade nesses materiais.

Quanto aos ensaios de cisalhamento direto percebeu-se que a xistosidade do material provocou uma redução no valor da coesão nos ensaios

realizados na direção paralela em relação à direção perpendicular ao carregamento sem alterações significativas nos valores do ângulo de atrito. Comparando-se os resultados com o carregamento perpendicular a xistosidade, verifica-se que a inundação das amostras contribuiu decisivamente para a perda da coesão aparente, o que provocou uma redução apreciável no valor da coesão das amostras. A anisotropia dos materiais estudados influenciou em muito no valor dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Os ensaios realizados para a verificação do fator de escala, de um modo geral, mostraram não haver diferenças significativas nos valores dos ângulos de atrito para o solo PIC 01B, porém o solo PIC 01C passou de 28° (c.p. 10 cm x 10cm) para 24° (c.p. 5cm x 5cm), no carregamento paralelo à xistosidade. Os valores de coesão apresentaram variações em torno de 10% entre caixas de cisalhamento grandes e pequenas.

Em relação aos ensaios triaxiais, as análises de efeito de escala mostraram que, para as análises em tensões totais, os valores dos ângulos de atrito variaram muito, para os corpos de prova menores, os valores de coesão caíram em torno de 50% a 60% menores. Para as análises em termos de tensões de tensões efetivas, a diminuição da coesão também ocorreu, com alterações nos ângulos de atrito em torno de 10 a 15%. Embora os valores de ângulo de atrito sofreram pequenas alterações com a diminuição do tamanho dos corpos de prova, o valor da coesão mudou muito entre amostras de diferentes tamanhos. É provável que a sucção gerada durante o ensaio e a elevada anisotropia tenha provocado essas alterações, uma vez esta pode variar de um ponto para outro dentro do mesmo bloco de amostra.

Os ensaios de adensamento unidimensional utilizaram o método de Pacheco Silva, por ser um método baseado no índice de vazios inicial da amostra, menos sujeito a erros durante sua execução. Ao se inundar da amostra, esta sofreu um pequeno recalque, mas nada que identificasse um comportamento colapsivo no material.

Em relação as difratometrias de raios-X, pode-se dizer que, nos materiais analisados, não foram encontrados minerais potencialmente expansivos ou colapsivos capazes de comprometer a estabilidade dos taludes.

A presença do mineral argiloso goethita é responsável pela cor amarelada das amostras PIC 01B e PIC 01C. Em relação a estes solos, é interessante citar que na amostra de Filito Dolomítico (PIC 01C), a presença de goethita, em combinação com a caulinita, conferiu um aumento na coesão deste solo se comparado com a amostra PIC 01B. Também é importante citar que a identificação do mineral argiloso gibbsita e caulinita na amostra de Quartzito (PIC 08A) justificou os valores de coesão encontrados neste material durante os ensaios de caracterização mecânica.

Em relação às análises de estabilidade, para as análises determinísticas observou-se que os maiores valores de fatores de segurança foram aqueles obtidos com a cunha de ruptura passando pela base do talude. Neste local localizam-se os materiais da formação ferrífera, pouco alterados e com maior valor de resistência ao cisalhamento. Valores pouco menores foram obtidos nas análises de ruptura global e, por último, aqueles com a cunha de ruptura passando pelo topo do talude.

Fazendo uma comparação entre os métodos de análise de estabilidade, percebe-se que o método de Bishop Simplificado fornece valores de fator de segurança bastante próximos àquele obtido com o método de Morgenstern e Price, que é de resolução bem mais complexa e para quaisquer superfícies de ruptura. Esta proximidade entre os resultados dos dois métodos foi maior nas análises do topo do talude, tanto no SLOPE/W quanto no SLIDE, para ambas as seções analisadas. Isto se deveu ao fato da cunha de ruptura passar quase que exclusivamente por um único tipo de material, no caso, o quartzito. Em relação aos demais métodos analisados, os fatores de segurança obtidos pelos métodos de Fellenius e Janbu Simplificado forneceram os resultados mais conservadores, para ambos os programas e as duas seções de análise.

Baseando-se nos resultados encontrados pode-se concluir que o método de Bishop Simplificado pode ser utilizado como uma alternativa bastante confiável para o cálculo do fator de segurança nos resultados das análises de estabilidade de taludes, na ausência de métodos mais complexos como o de Morgenstern Price e GLE.

Em todas as situações analisadas os taludes se mostraram estáveis

com fatores de segurança superiores a 1.30, que é o valor normalmente utilizado em escavações mineiras definitivas.

Em relação às análises probabilísticas, o SLOPE/W encontrou probabilidades de ruptura situadas na faixa entre $10^{-4}\%$ e $10^{-6}\%$, valores estes dentro dos limites definidos por COLE (1980) para taludes de grande responsabilidade, ou seja, cuja ruptura exigiria grandes reparos ou provocaria grandes desastres. O mesmo conceito se aplica nos resultados encontrados pelo SLIDE, onde na maioria dos valores encontrou-se probabilidades de ruptura menores do que $10^{-3}\%$.

Entretanto, é importante frisar que o número reduzido de amostras empregadas nessas análises afetou os valores das probabilidades de ruptura encontradas. Os valores de desvio padrão calculados foram muito pequenos, com isso a variabilidade no valor do fator de segurança foi também pequena. Isto fez com que a probabilidade de se encontrar fatores de segurança menores do que 1,0 se torne muito reduzida, afetando a qualidade dos resultados. Devido a falta de um banco de dados de parâmetros, não foi possível executar análises probabilísticas mais precisas, para aumentar a confiabilidade dos resultados.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Pode-se sugerir os seguintes procedimentos em futuros trabalhos com esses materiais:

1) Realização de mais ensaios geotécnicos para ampliar o banco de dados sobre os parâmetros geotécnicos dos materiais estudados, para tornar possível um estudo probabilístico mais representativo das análises de estabilidade;

2) Uma vez que os taludes se encontram parcialmente saturados, é interessante fazer o levantamento da curva de retenção de água para incorporar o efeito da sucção nas análises de estabilidade;

3) Realização de mais ensaios para verificação da influência do efeito de escala e direção do carregamento nos parâmetros geotécnicos para se fazer um tratamento estatístico dos resultados;

4) Realizar ensaios em velocidade de ruptura diferentes, para verificar também a influência da velocidade nos valores resistência ao cisalhamento desses materiais.

5) Realização de ensaios de erodibilidade (Inderbitzen) nos materiais estudados a fim de complementar os resultados já encontrados e auxiliar em projetos de drenagem de obras futuras em taludes constituídos por esses materiais.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMSON, L.W., LEE, T.S., SHARMA, S., BOYCE, G.M. Slope Stability and Stabilization Methods: New York, by John Wiley & Sons, 1996. 629p.
- AFFENDI, A. & FAISAL, H. A. Suction, rainfall and slope stability. 12th South East Asian Geotechnical Conf. Kuala Lumpur, Malaysia 1: 1996, 539 – 544.
- AL-KARNI A. A. The application of the BFGS quasi-Newton method to slope stability analysis. M.S. thesis, Tucson, (AR), University of Arizona.
- AL-KARNI A. A., AL-SHAMRANI, M. A. Study of the effect of soil anisotropy on Slope stability using method of slices. Computers and Geotechnics 26. 2000. 83 – 103.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, ABGE. Geologia de Engenharia. São Paulo: 1998. 587p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Ensaio de Adensamento Unidimensional – MB 3336 (1990). Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – Análise Granulométrica – NBR 7181 (1984). Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – Determinação do Limite de Liquidez – NBR 6459. (1984). Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT –
Determinação do Limite de Plasticidade – NBR 7180 (1984). Rio de
Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT –
Determinação da Massa Específica dos Grãos – NBR 6508. (1980). Rio
de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR 9604.
(1986). Rio de Janeiro.
- AUGUSTO FILHO, O. VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes. In: OLIVEIRA, A.
M. S., BRITO, S. N. A. Geologia de engenharia. São Paulo: Associação
Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE, 1998.p. 243 – 270.
- BISHOP, A. W., ALPAN, I., BLIGHT, G. E. and DONALD, I. B. Factors
controlling the strength of partly saturated soils. Res. Conf. on shear
strength of cohesive soils, Boulder, pp.503 – 532, 1960. Apud JUCÁ, J. F.
T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión
controlada. Tesis doctoral. Universidad de Madrid. (1990).
- BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability of slopes. *Geotechnique*
1955; 16(2): 89 – 130.
- BISHOP, A. W. The principle of effective stress, *Tek. Ukebl.* 39, 1959.
- BLIGHT, G. E. Lowering of the groundwater by deep rooted vegetation. 9th
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
Dublin, Ireland 1: 1987, 285 – 288.
- BLIGHT, G. E., BRACKLEY, I. J. & VAN HEERDEN, A. Landslides at
Amsterdamhoek and Bethlehem – an examination of the mechanics of stiff
clays. *The Civil Engineer in South Africa* June, 1970, pp. 129 – 140.
- BLIGHT, G.E. *Mechanics of Soil Residuals*. Rotterdam: Balkema, 1997. 236 p.

- BRAND, E. W. Analysis and design in residual soils, Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, ASCE, Geotech. Div. Spec. Conf., Honolulu, Hawaii: 1982, 89 – 143.
- BRAND, E.W., PREMCHITT, J., PHILLIPSON, H. B. Relationship between rainfall and landslides in Hong Kong. In: Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, 1984. Vol. 1, p. 377 – 384.
- BRAND, E. W. Landslides in southeast Asia; a state-of-the-art report. In: Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, 1984. Vol. 1, p.17 – 59.
- CASAGRANDE, A., CARILLO, N. Shear failure of anisotropy materials. Journal of the Boston Society of Civil Engineers 1944;31,(4).
- CASTRO, W. J. – Síntese de Estudos de Estabilidade de Taludes de Minas de Minério de Ferro do Quadrilátero Ferrífero – MG Ouro Preto: UFOP 2004. 188 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.
- CHEN, F. H., SNITBHAN, N., FANG, H. Y. Stability of slopes in anisotropy, nonhomogeneous soils. Canadian Geotechnical Journal 1975; 12: 146 – 152.
- CHIPP P. N., HENKEL D. J., CLARE D. G., POPE, R. G. Field measurement of suction in colluvium covered slopes in Hong Kong. In: Proceedings of the Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference, November 22 – 26. Hong Kong, 1982. p. 49 – 62.
- CHUGH, A. K. Multiplicity of Numerical Solutions for Slope Stability Problems, “ International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1981, Vol. 5, pp. 313-322.

- COLE, K.W. Factors of safety and limit state design in geotechnical engineering. Glasgow: Lecture given to the Scottish Geotechnical Group, 1980. 35p.
- COSTA NUNES, A. J. Landslides in Soils of decomposed rock due to intense rainstorms. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico 2: 1969, 547 – 554.
- EINSTEIN, H. H., BAECHER, G. B. Probabilistic and statistical methods in engineering geology. Specific methods and examples – I. exploration. Rock mechanics and rock engineering, Massachusetts: Springer-Verlag, 1983. p. 39-72.
- FELLENIUS, W. Calculation of stability of earth dams. Trans. 2nd Int. Congr. Large Dams, 4, 1936, 445.
- FREDLUND, D. G., and KRAHN, J. Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, 1977. pp 429 – 439.
- FREDLUND, D. G., KRAHN, J. and PUF AHL, D. E., The Relationship Between Limit Equilibrium Slope Stability Methods, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 3, 1981, pp. 409-416.
- FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. and WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. Can. Geo. Jnl. 15(3), 1978.
- GASMO, J. M., K. J., RAHARDJO, H., LEONG, E. C. Infiltration effects of a residual soil slope. Computers and Geotechnics. Journal 22: 2000 – 145 – 165.
- GIANI, G.P. Rock Slope Stability Analysis. Rotterdam: Brookfield, 1992. 361 p.
- GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M. – Estabilidade de taludes naturais e de escavação – Editora Edgard Blücher Ltda, 1984 – 2^a Edição.

- HASOFER, A. M., LIND, N. C. Exact and invariant second moment code format. J. Eng. Mech. Div., ASCE, USA, v. 100, p. 23 – 34, 1974.
- HARR, M.E.,. Reability-Based Design in Civil Engineering. McGraw Hill Book Company, 1987, pp.290.
- HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing. New York, John Wiley & Sons, 1982, vol. 2, 412p.
- HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing. New York, John Wiley & Sons, 1986, vol. 3, 495p.
- HOEK, E., BRAY, J. Rock Slope Engineering. 3.ed. Londom: IMM. 1981. 527 p.
- JANBU, N. Slope stability computations. I: Hirschfield, R. C., Poulos, S. J. Embankment dam engineering. New Yor: Wiley, 1973. p.47-86.
- PIMENTA JÚNIOR, I. Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos de Mina de Capão Xavier. Viçosa: UFV 2005. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2005.
- JOHNSON, K. A., SITAR, N. Hydrology conditions leading to debris-flow initiation. Canadian Geotechnical Journal 27: 789 – 801.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. Soil Mechanics, SI Version. Singapore: John Wiley & Sons, Massachussets Institute of Technology, 1979. 553p.
- LIM, T. T., RAHARDJO, H. & CHANGE, M. F. Climatic Effects on Negative Pore-Water Pressures in a Residual Soil Slope. 4th Int. Conf. on Tropical Soils. Kuala Lumpur, Malaysia 1: 1996, 568 – 574.
- LOWE, T.W. and KARAFIATH, L. Stability of Earth Dams Upon Drawdown, Proceedings of the 1st Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1960. pp. 357-552.

- LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. *Quarterly Jour. Eng. Geol* 8: 31 – 65, 1975.
- MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. Modelagem Numérica de Comportamento Volumétrico de um Colúvio arenoso não compactado. 3º Simpósio Brasileiro sobre Solos não saturados. Rio de Janeiro, 1997 (a).
- MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. Collapse and K_0 tests under controlled suction on a lateritic soil. XIV ICSMFE, Hamburg, Germany, setembro de 1997. (b)
- MALONE, A. W. & SHELTON, J. C. Landslides in Hong Kong 1978 – 1980. Engineering and construction in tropical residual soils, ASCE, Geotech. Div. Spec. Conf., Honolulu, Hawaii: 424 – 442, 1982.
- MENCL, V. Mechanics of landslides with non-circular slip surfaces with special reference to the Vaiont slide. *Géotechnique* 16(4): 329 – 337, 1966.
- MORGENSTERN, N., PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, v. 15, n. 1, p. 79-93, 1965.
- MORGENSTERN, N. R. & de Matos, M. Stability of slopes in residual soils. Proc. 5th Pan. Amer. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Buenos Aires, Argentina 3: 369 – 384, 1975.
- MOSTYN, G. R. and LI, K. S. Probabilistic Slope Stability Analysis – State-of-Play, Proceedings of the Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Canberra, Australia, 1993. pp. 281-290.
- MULLER, L. The rockslide in the Vaiont Valley. *Rock Mech. And Eng. Geol.* II(3 – 4): 148 – 212, 1964.
- NEVES, E. M. Estados limites e segurança em Geotecnia. *Revista Geotecnia*, Portugal, n. 72, 63 p. novembro/1994.

- PITANGA H. N. – Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados. Viçosa: UFV 2002. 101 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2002.
- PITTS, J. The form and causes of slope failures in an area of West Singapore Island. *Singapore Journal of Tropical Geography* 1983; 4(2): 162 – 8.
- PRADEL, D. & RAAD, G. Effect of permeability on superficial stability of homogeneous slopes. *Journal of geotechnical Engineering, ASCE* 119(2): 315 – 332, 1993.
- RICHARDS, B. G. Geotechnical aspects of residual soils in Australia. In E. W. Brand & H. B. Phillipson (eds), *Sampling and Testing of Residual Soils*. Scorpion Press, Hong Kong, pp. 31 – 50, 1985.
- SKEMPTON, A. W., and DELORY, F. A. Stability of natural slopes in London clay. *Proc. 4th Int. Conf. SMFE, London, 2,1957* ,378 – 381.
- SKEMPTON, A. W., and GOLDER, H. Q. Practical examples of the $\phi = 0$ analysis of stability of clays. *Proc. 2nd Int. Conf. SMFE, Rotterdam, 2, 1948*, 63 – 70.
- SLIDE Version 5.014, Copyright® 1998-2004. ROCSCIENCE Inc., Toronto, Ontario, Canada.
- SLOPE/W DEFINE Version 5.11, Copyright® 1991-2002. GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Alberta, Canada.
- SOARES, E. P. – Análise de Estabilidade de um Talude da Mina de Águas Claras – MBR: Uma Visão Probabilística. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1996, 66p.

- SOUZA, W. J. – Estudo da estabilidade de Taludes da Mina de Casa de Pedra, Congonhas (MG). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2000, 88 p.
- SPENCER, E. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces. *Geotechnique*, v. 17, n. 1, p. 11-26, 1967.
- SWEENEY, D. J., ROBERTSON, P. K. A fundamental approach to slope stability problems in Hong Kong. *Hong Kong Engineer* October 1979: 35 – 44.
- TAN, S. B., LIM, T. L., TAN, S. L., YANG, K. S., Landslide problems and their control in Singapore. In: 9th South East Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, 1987. p. 1 – 25, 1 – 36.
- TAYLOR, D. W. Stability of earth slopes. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* 1937; Vol. XXIV (3, July):337 – 386.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. Soil mechanics in engineering practice 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.
- VAN SCHALKWYK, A. & THOMAS, M. A. Slope failures associated with the floods of September 1987 and February 1988 in Natal and KwaZulu, South Africa. In G. E. Blight (ed.), *Geotechnics in the African Environment*. Rotterdam: Balkema. Vol. 1, 1991, pp. 57 – 64.
- VARGAS, M. PCHLER, E. Residual soil and rock slides in Santos, Brazil. *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., London II: 1975*, 394 – 398.
- VIEIRA, B. C. VIEIRA, A. C. F.; AMARAL, C. P. & FERNANDES, N. F.(1997). Estudo Comparativo dos movimentos de Massa Ocorridos em Fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e do Papagaio (RJ): Uma Abordagem Geomorfológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2: SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE

ESCORREGAMENTOS DE TERRA, 2, 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/ISSME, 1997. v.1, p.165 –174.

VIRGILI, J. C., TEIXEIRA JR., P. B. Considerações sobre análise de estabilidade de taludes rochosos em minas a céu aberto. In: Coletânea de trabalhos técnicos, 1º Congresso brasileiro de Mineração, Brasília, v.1, p.99-115, 1985.

YAMANOUCHI, T., MURATA, H. Brittle failure of a vulcanic ash soil – shirasu. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moscow 1: 1973, 495 – 500.

YANG, D., FREDLUND, D.G. and SOLTE, W.J. A Probabilistic Approach Slope Stability Analysis Using Deterministic Computer Software, Proceedings of the Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Canberra, Australia, 1993. pp. 267-274.

YOUNG, R. N., SIU, S. K. H. & SCIADAS, N. Stability analysis of unsaturated soil slopes. Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, ASCE Geotech. Div. Spec. Conf. Honolulu, Hawaii: 483 – 499, 1982.

A ANEXO

**RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE, DOS
ENSAIOS TRIAXIAIS E DE CISALHAMENTO DIRETO**

A.1 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

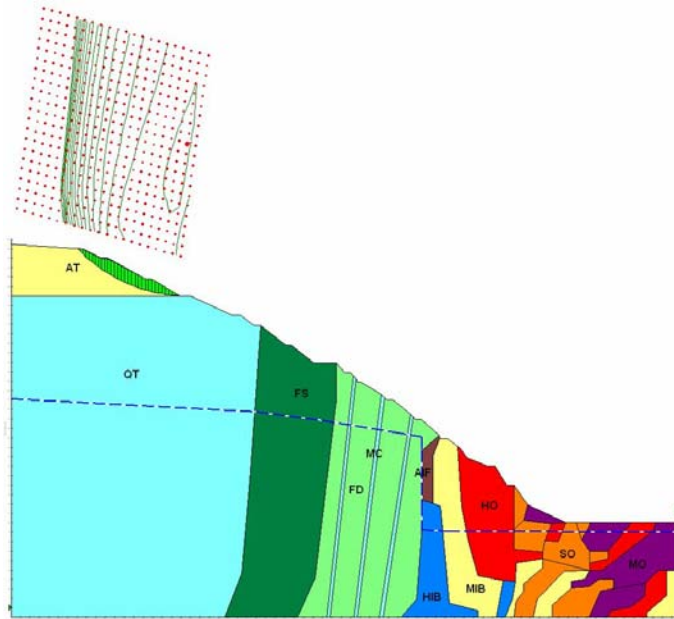


Figura A.1: Ruptura localizada no topo do talude seção 1 utilizando o Slope/W

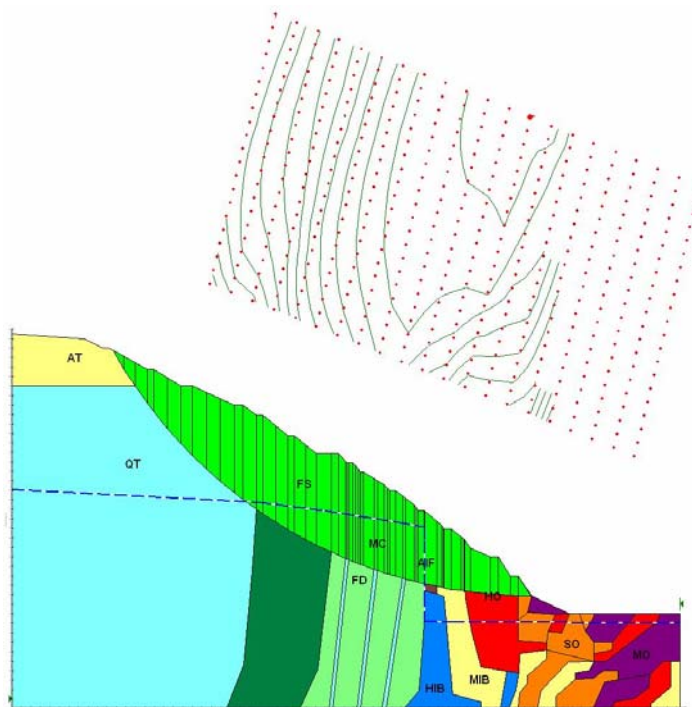


Figura A.2: Ruptura global do talude seção 1 utilizando o Slope/W



Figura A.3: Ruptura localizada na base do talude seção 1 utilizando o Slope/W

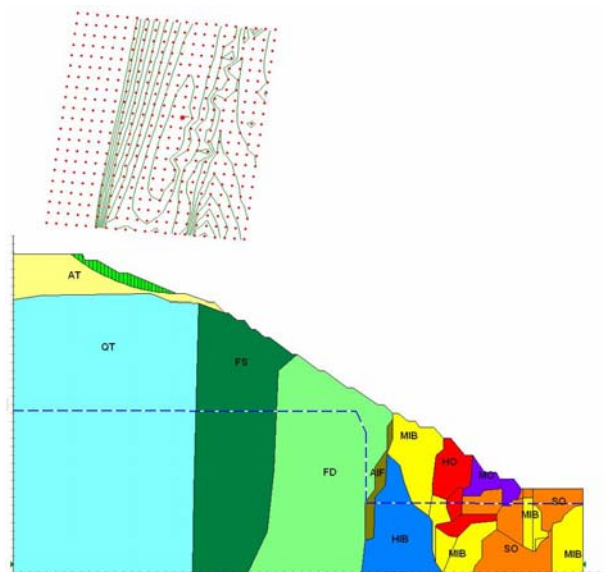


Figura A.4: Ruptura localizada no topo do talude seção 2 utilizando o Slope/W

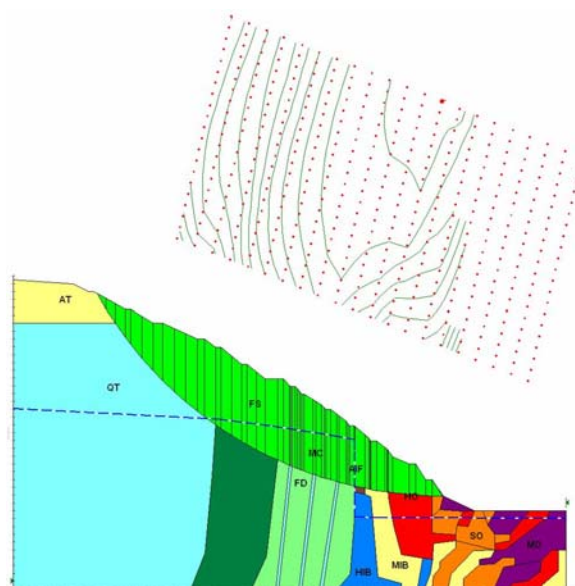


Figura A.5: Ruptura global do talude seção 2 utilizando o Slope/W

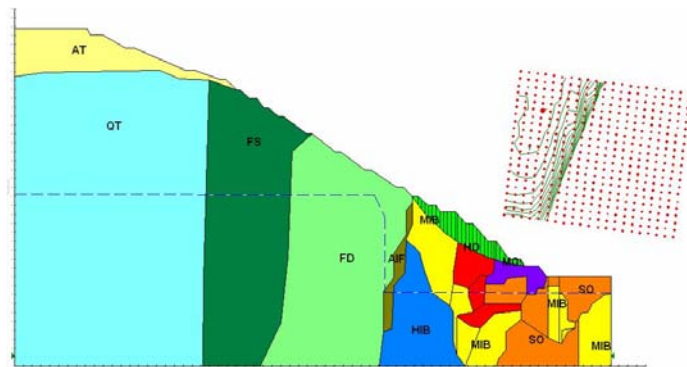


Figura A.6: Ruptura localizada na base do talude seção 2 utilizando o Slope/W

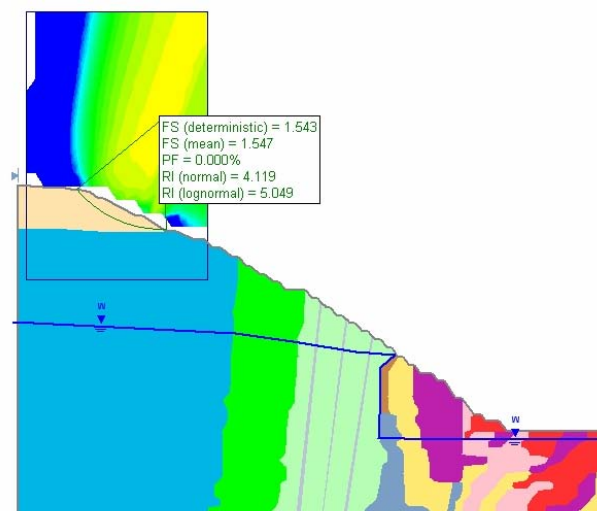


Figura A.7: Ruptura localizada no topo do talude seção 1 utilizando o Slide

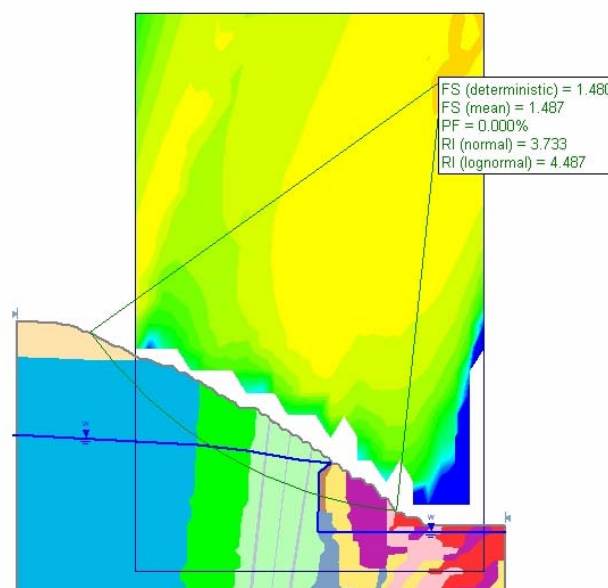


Figura A.8: Ruptura global do talude seção 1 utilizando o Slide

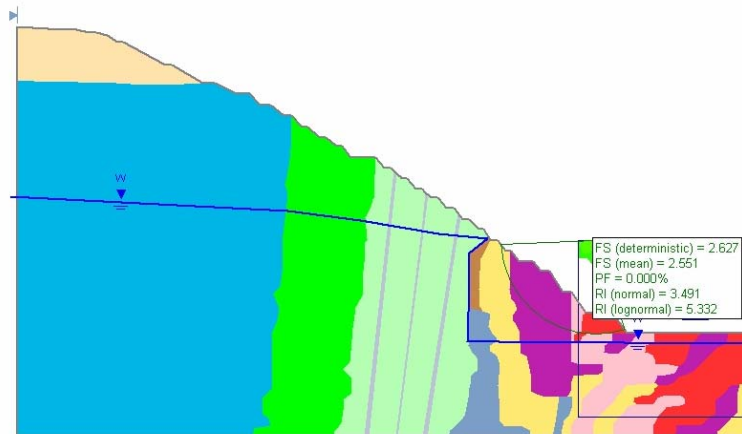


Figura A.9: Ruptura localizada na base do talude seção 1 utilizando o Slide

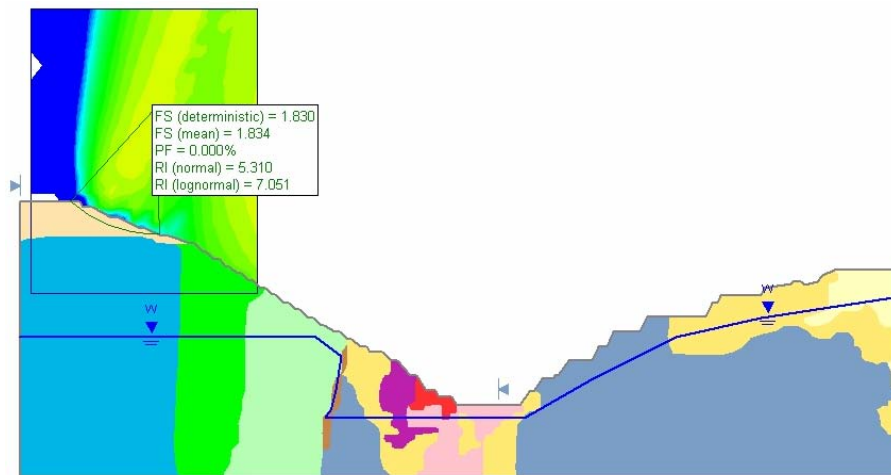


Figura A.10: Ruptura global no topo do talude seção 2 utilizando o Slide

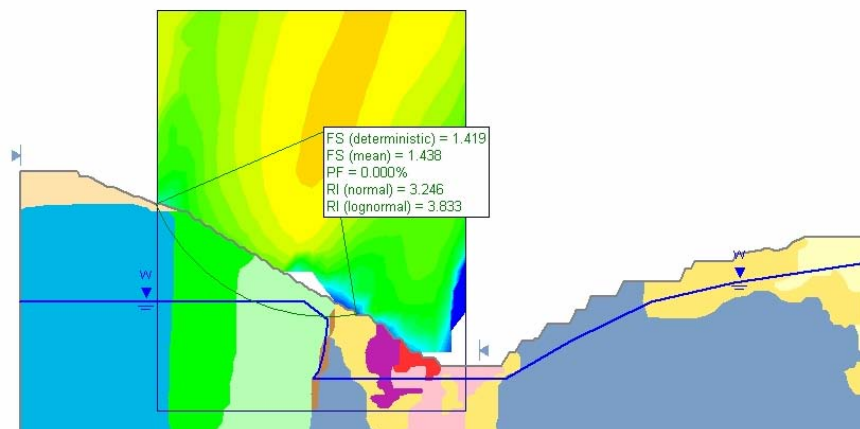


Figura A.11: Ruptura global do talude seção 2 utilizando o Slide

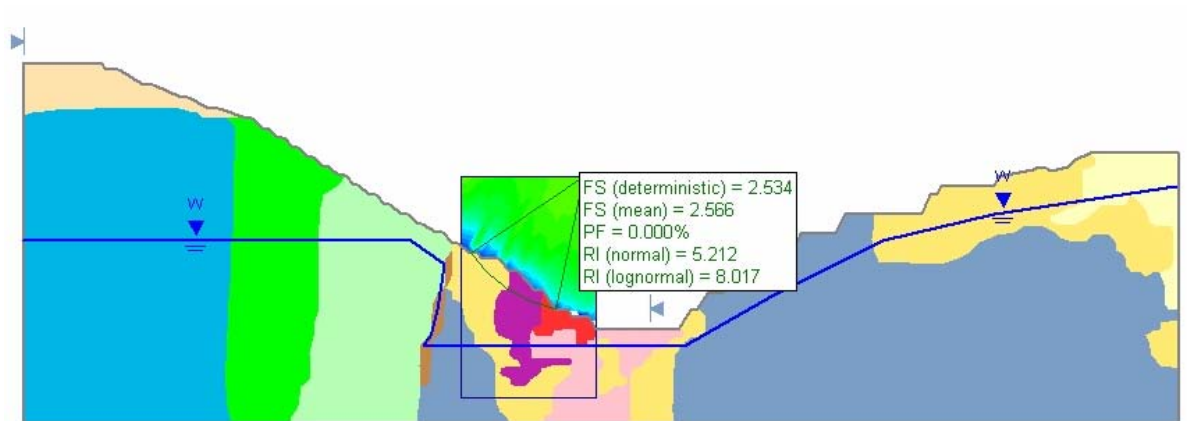


Figura A.12: Ruptura localizada na base do talude seção 2 utilizando o Slide

A.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS

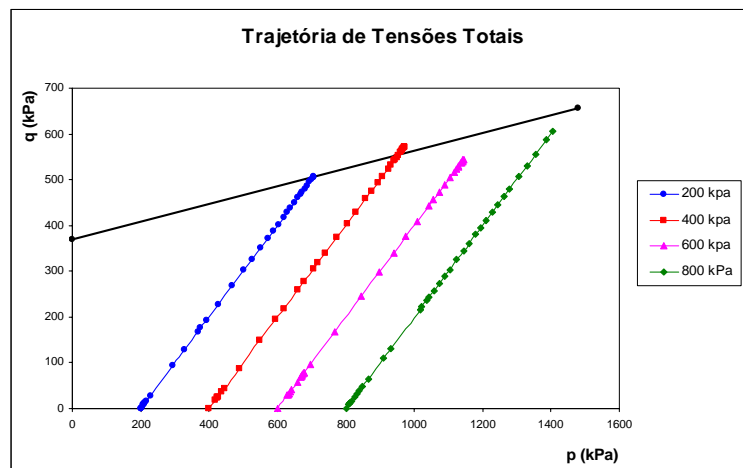


Figura A.13: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 01B

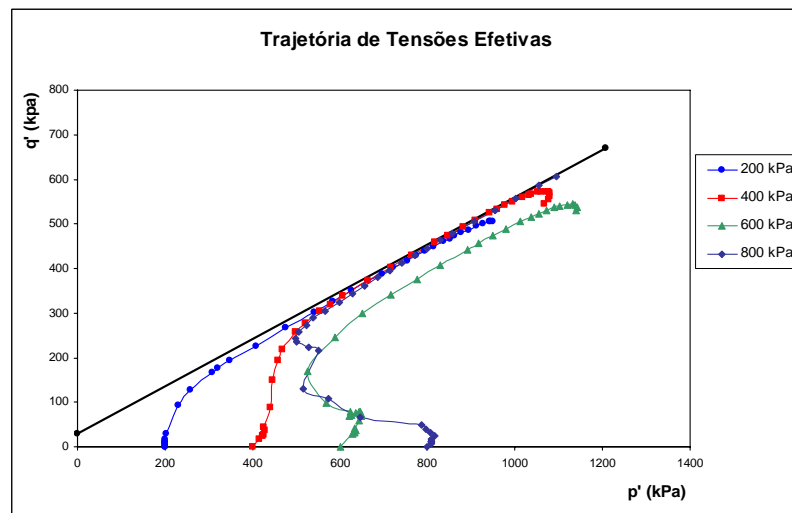


Figura A.14: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 01B

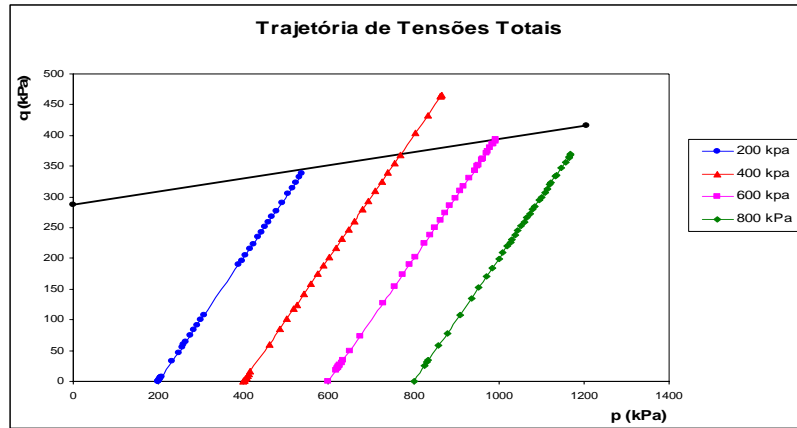


Figura A.15: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 01C

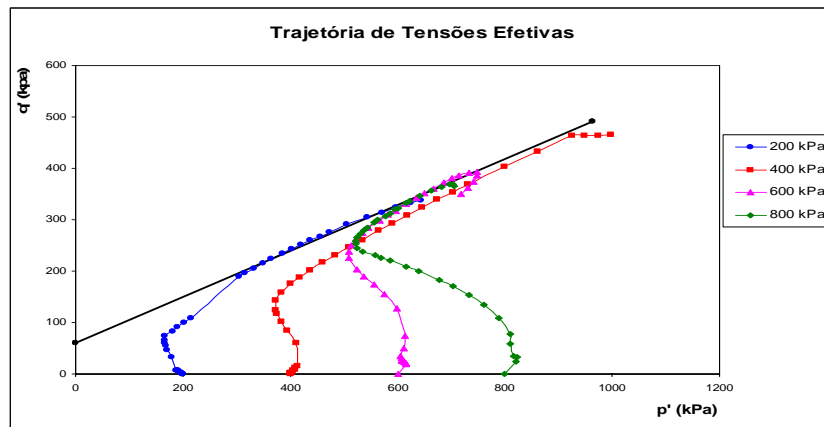


Figura A.16: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 01C

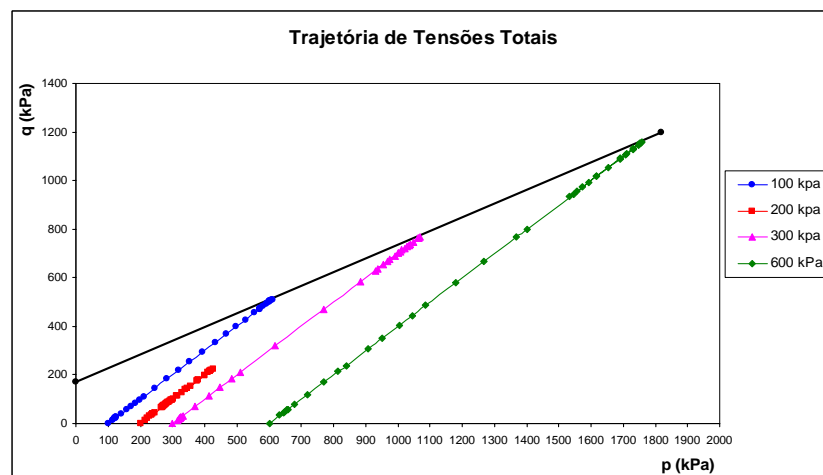


Figura A.17: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 03A

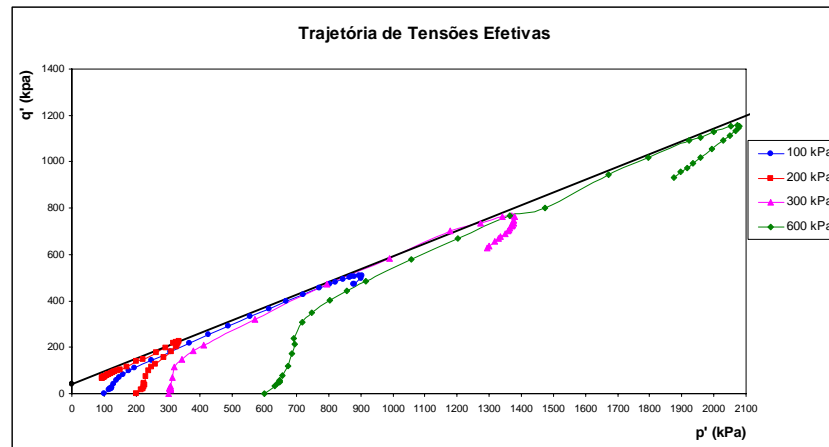


Figura A.18: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 03A

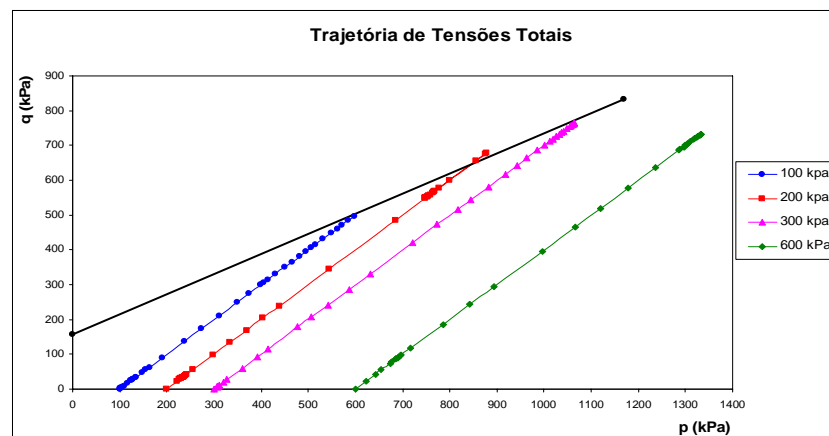


Figura A.19: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 05A

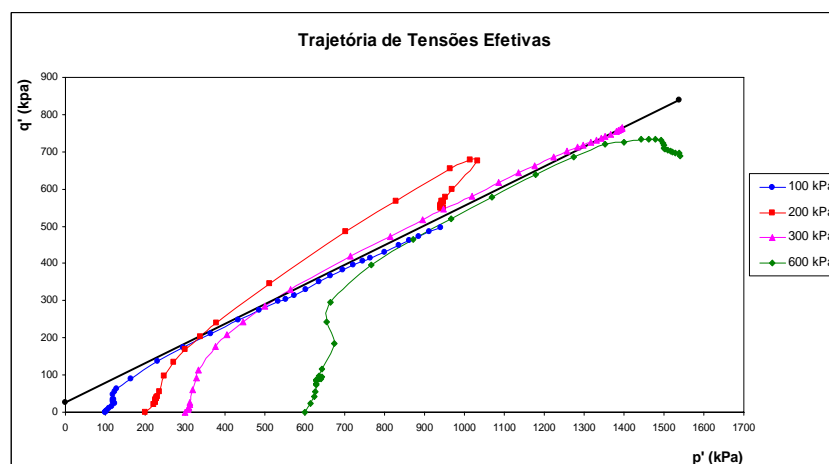


Figura A.20: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 05A

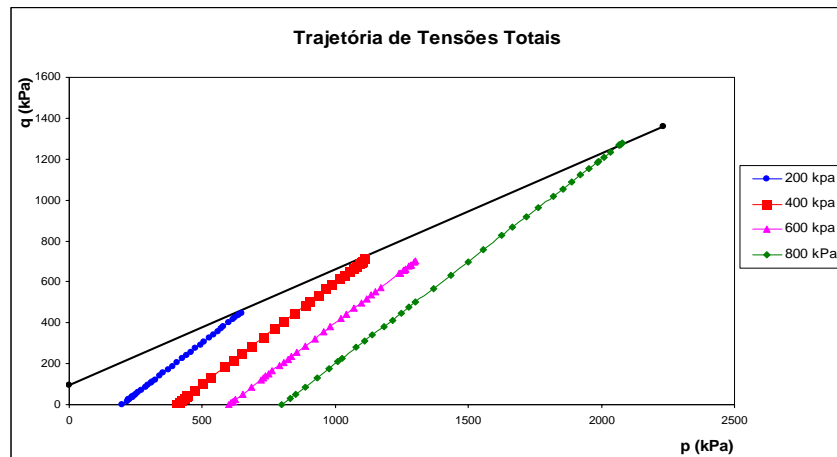


Figura A.21: Trajetória de Tensões Totais para amostra PIC 08A

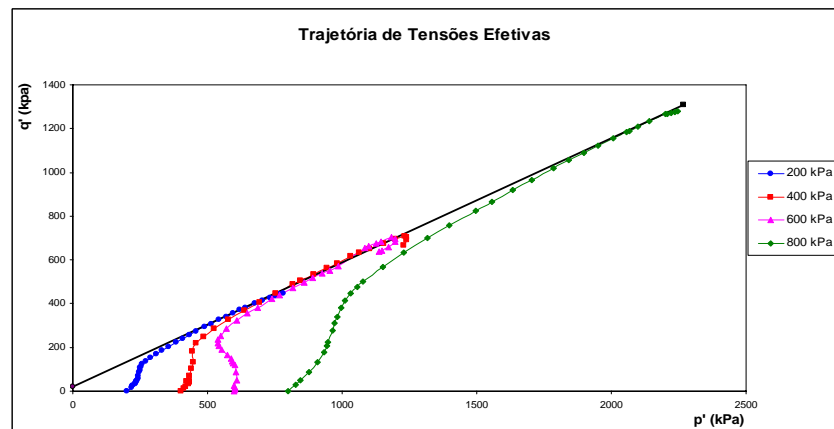


Figura A.22: Trajetória de Tensões Efetivas para amostra PIC 08A

A.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

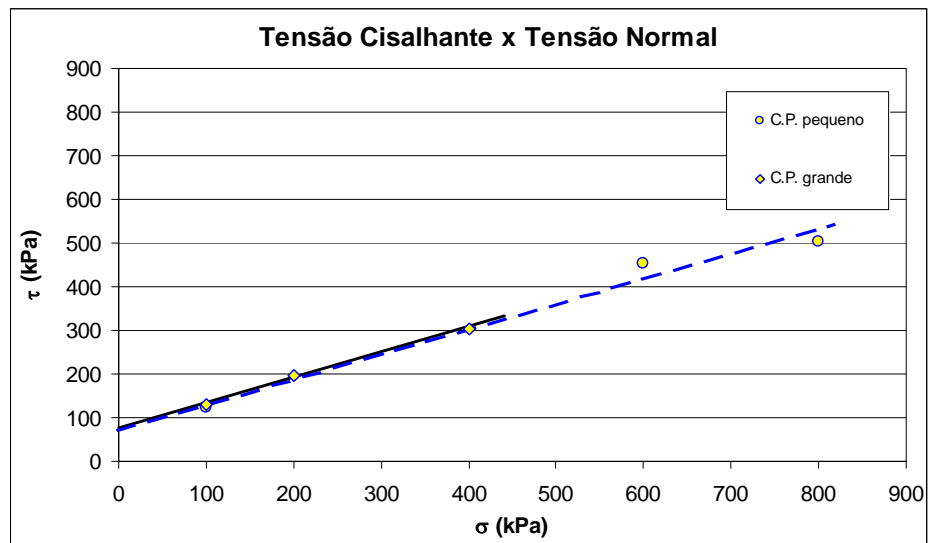


Figura A.23: Envolvente de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade.

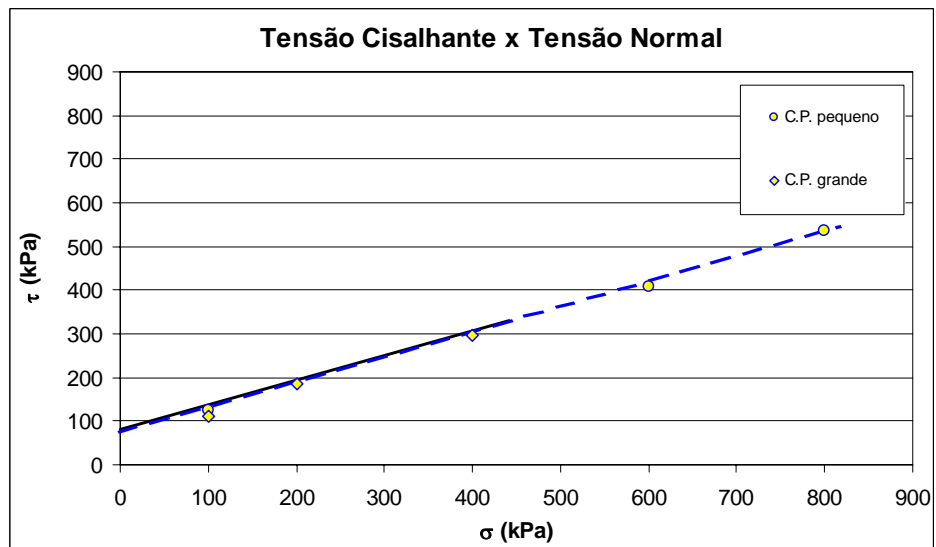


Figura A.24: Envolvente de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade.

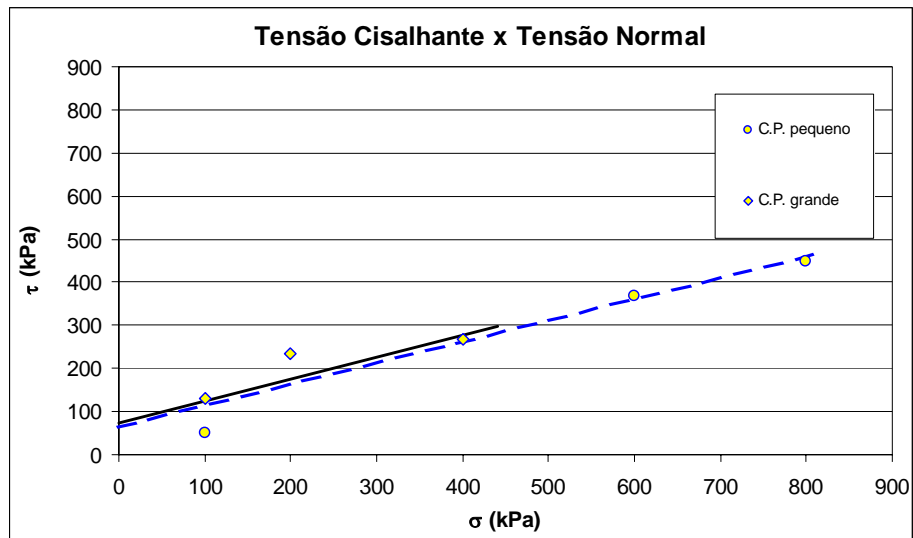


Figura A.25: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.

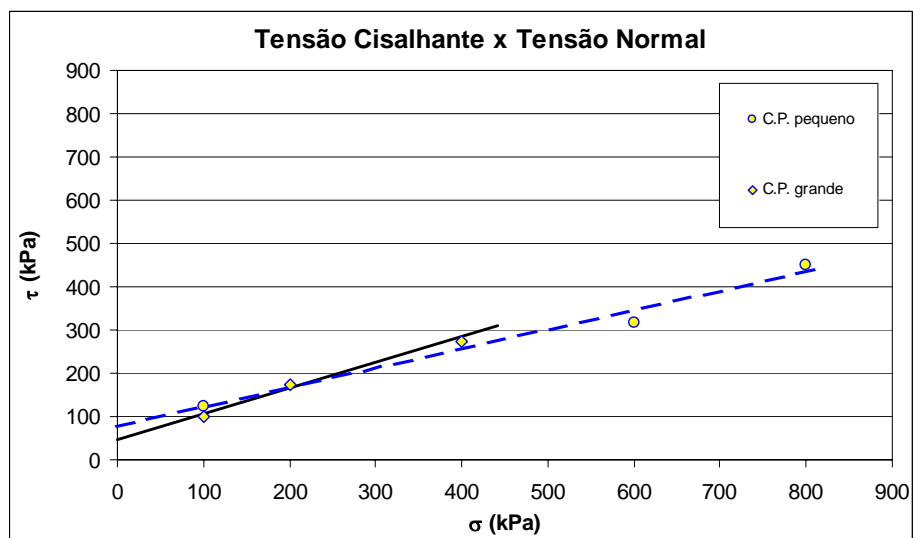


Figura A.26: Envoltória de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade.

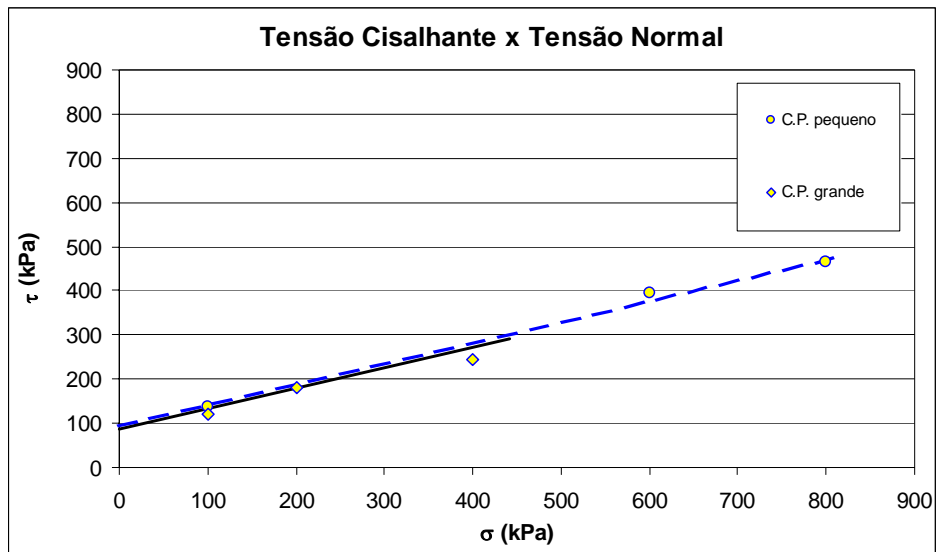


Figura A.27: Envolvente de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade.

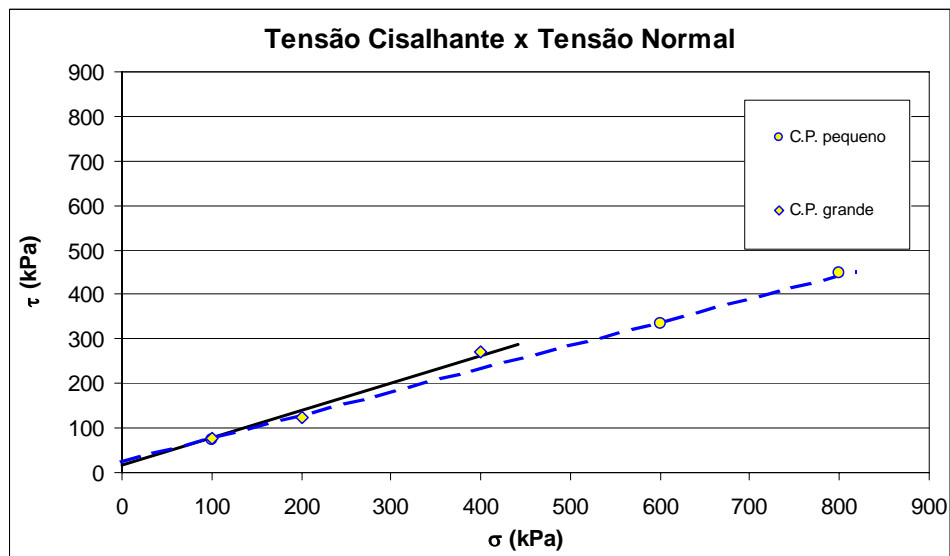


Figura A.28: Envolvente de resistência da análise do efeito de escala para a amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação.

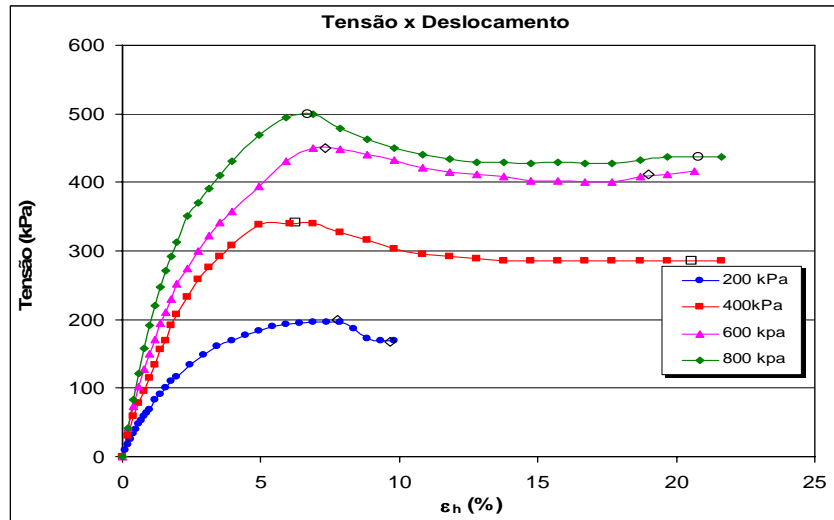


Figura A.29: Gráfico tensão x deslocamento para a amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade

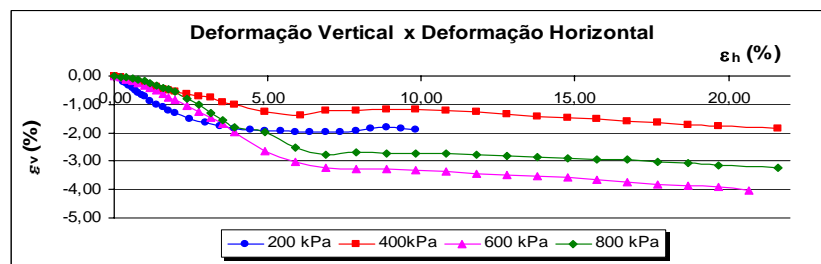


Figura A.30: Gráfico deform. vertical x deform. horizontal da amostra PIC 01B com carregamento paralelo à xistosidade

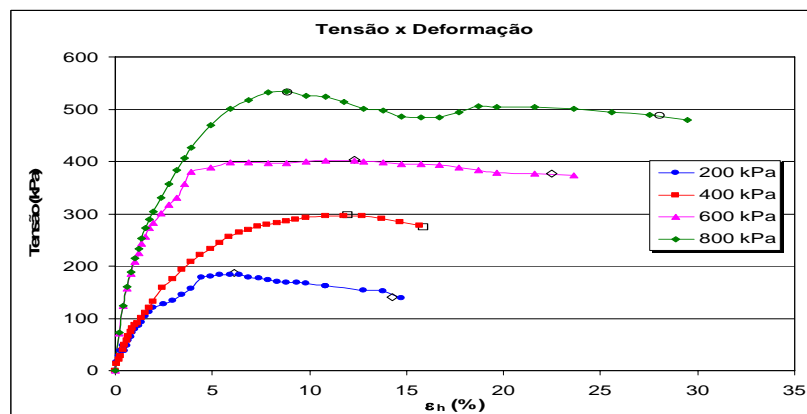


Figura A.31: Gráfico Tensão x Deslocamento para a amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade

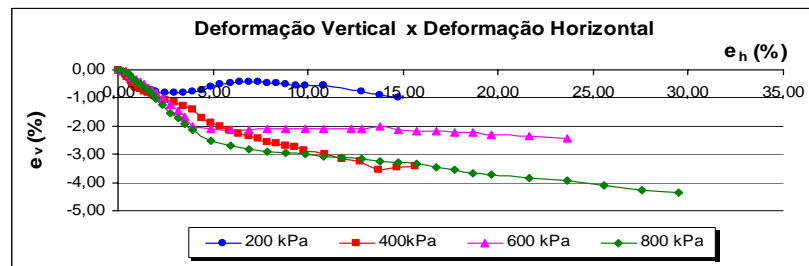


Figura A.32: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade

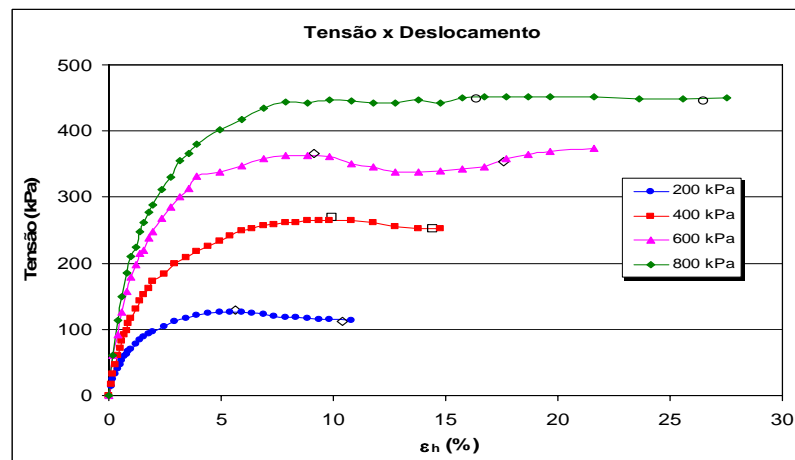


Figura A.33: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

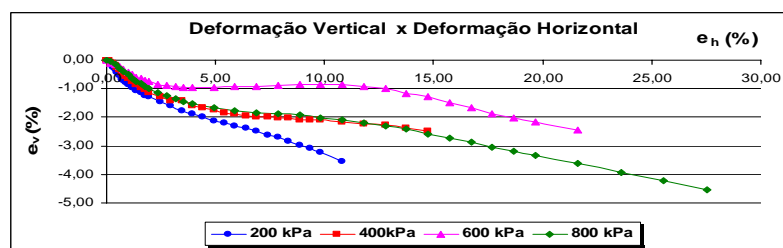


Figura A.34: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01B com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

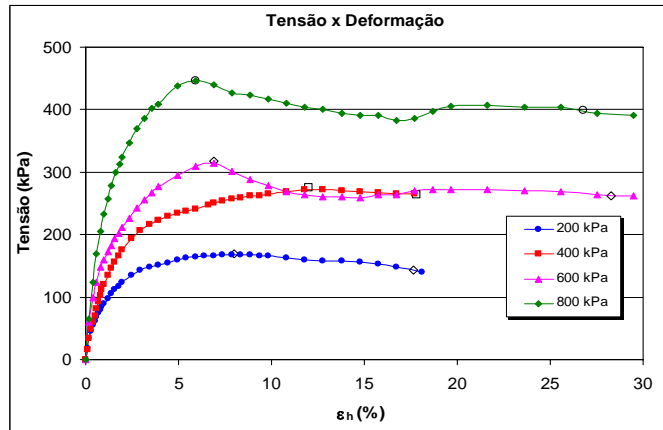


Figura A.35: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade

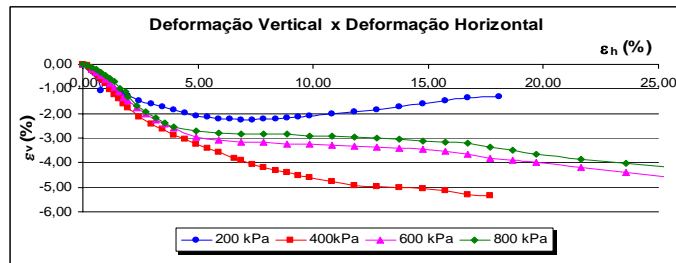


Figura A.36: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento paralelo à xistosidade

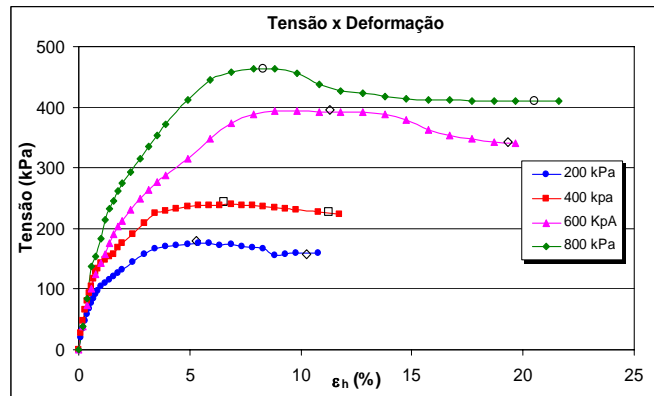


Figura A.37: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade

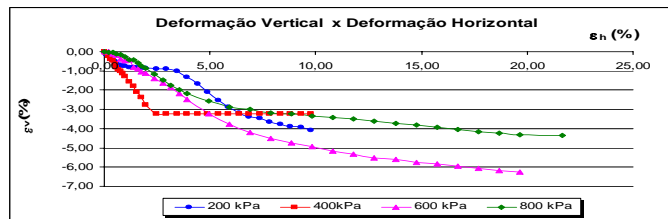


Figura A.38: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade

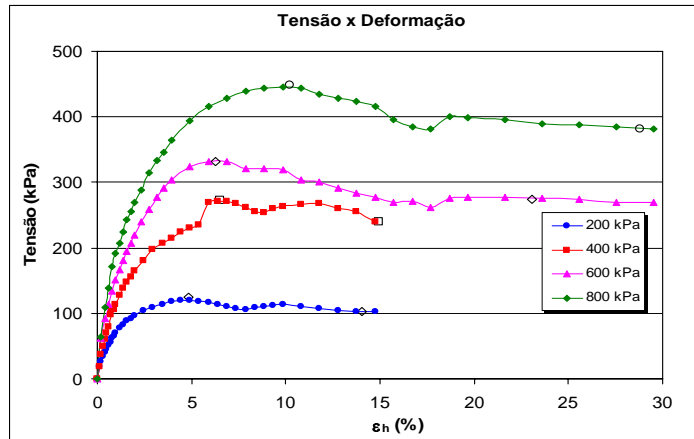


Figura A.39: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

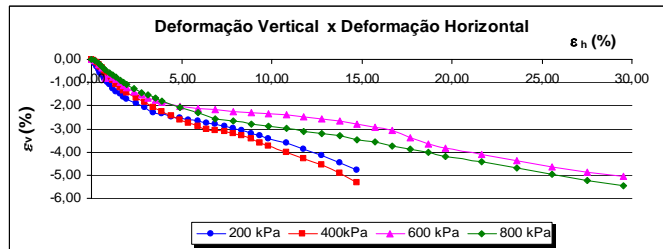


Figura A.40: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 01C com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

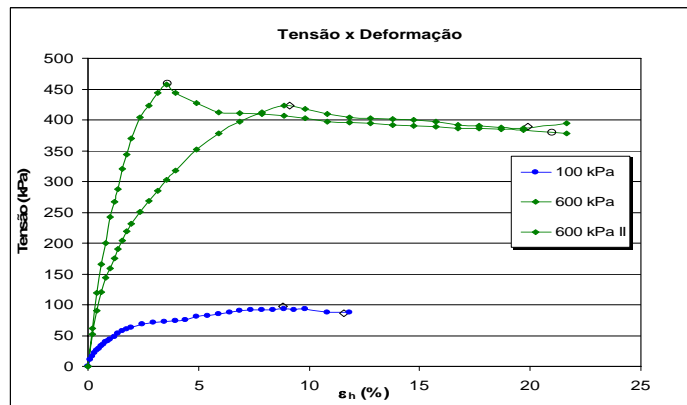


Figura A.41: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com carregamento paralelo à xistosidade

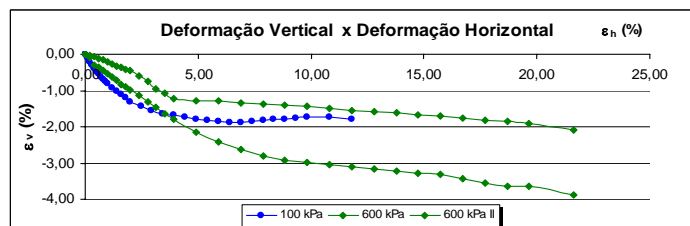


Figura A.42: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento paralelo à xistosidade

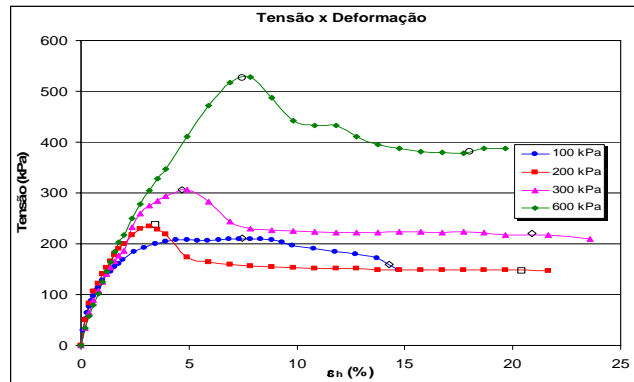


Figura A.43: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade

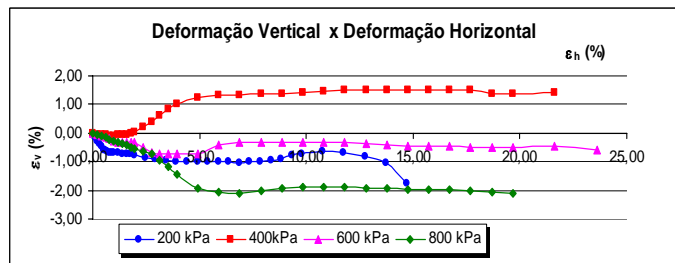


Figura A.44: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade

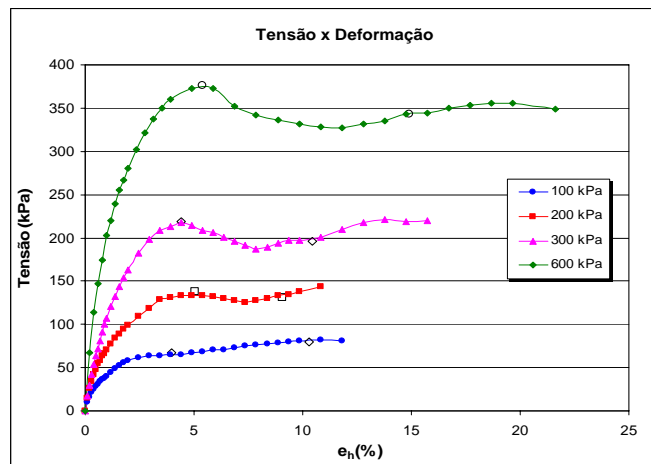


Figura A.45: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

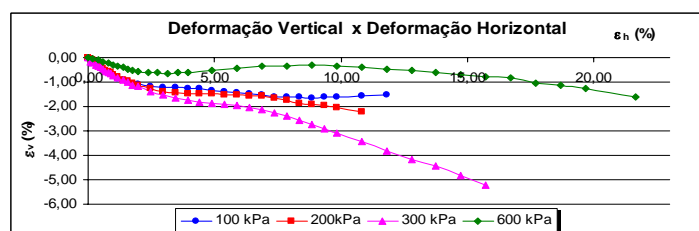


Figura A.46: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 03A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

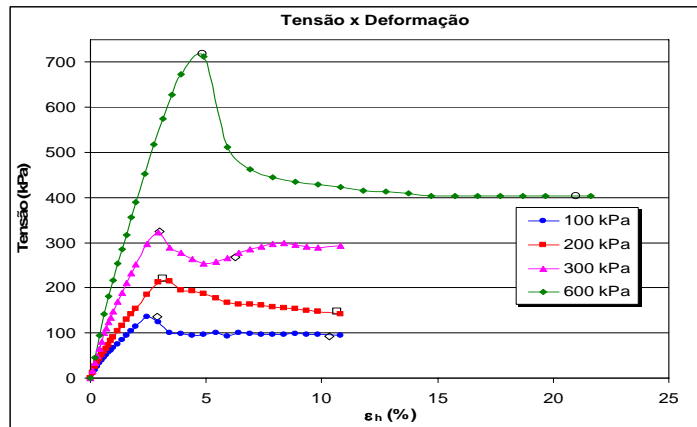


Figura A.47: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento paralelo à xistosidade

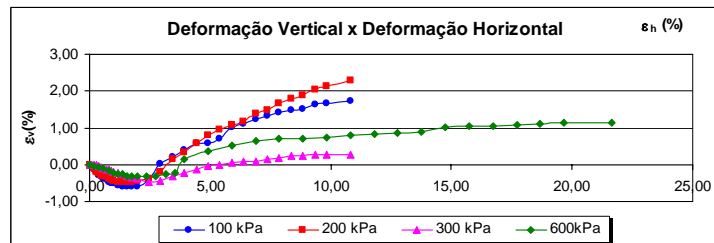


Figura A.48: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento paralelo à xistosidade com saturação

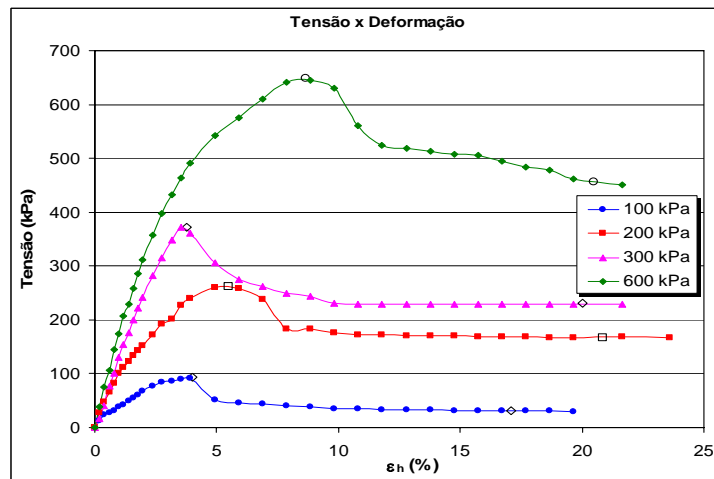


Figura A.49: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade

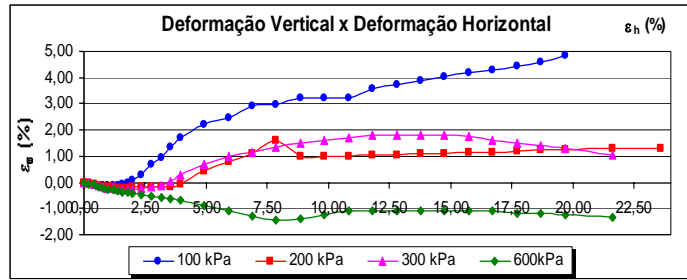


Figura A.50: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade

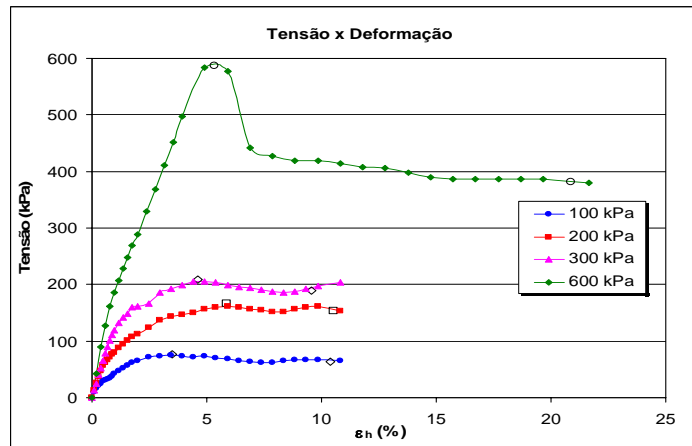


Figura A.51: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

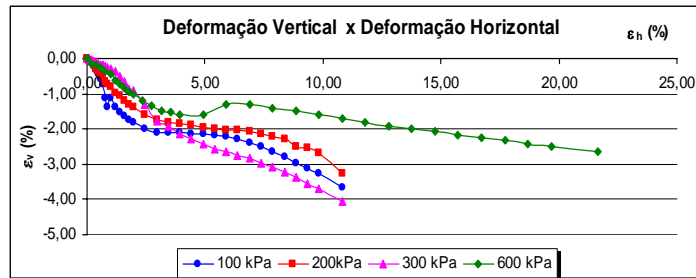


Figura A.52: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 05A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

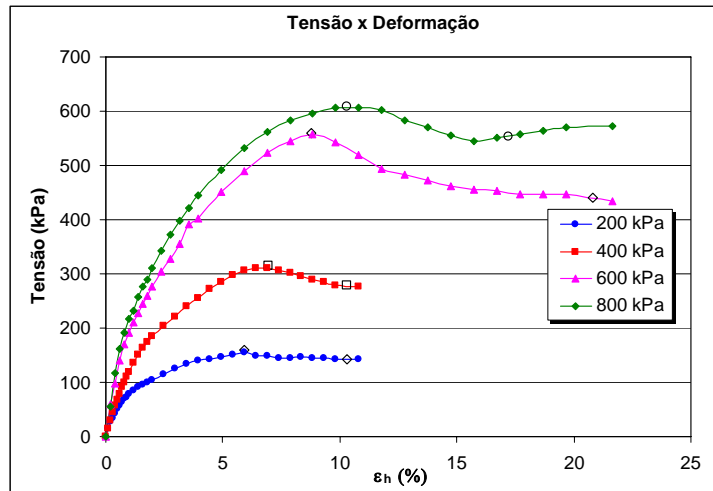


Figura A.53: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento paralelo à xistosidade

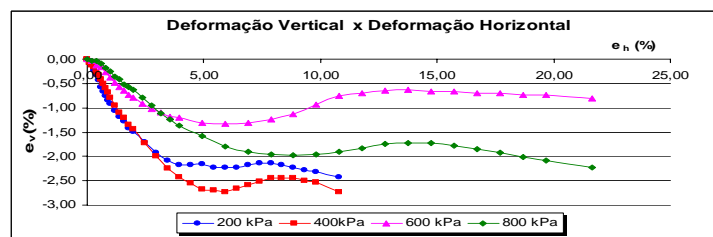


Figura A.54: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento paralelo à xistosidade

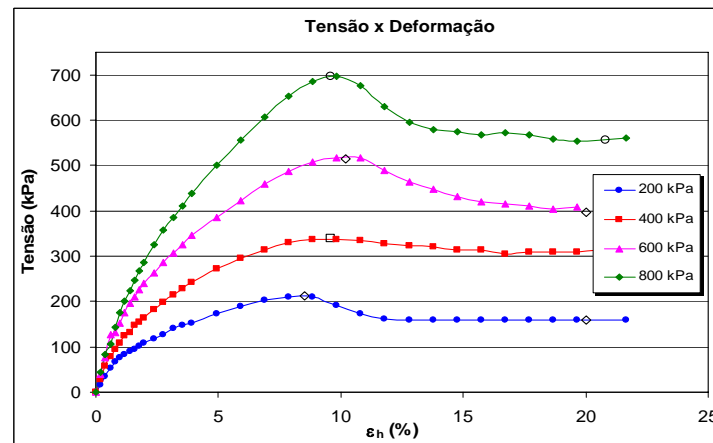


Figura A.55: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade

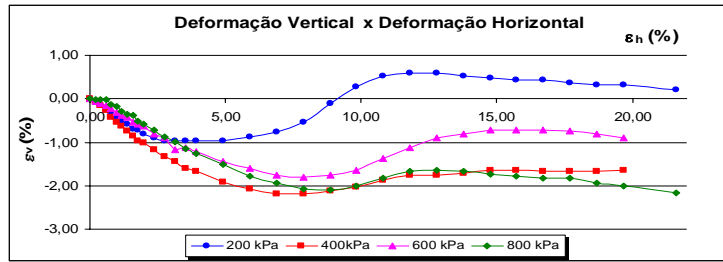


Figura A.56: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade

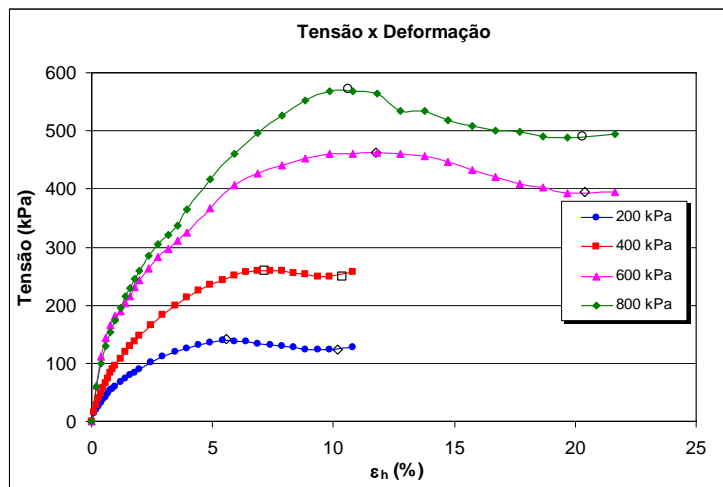


Figura A.57: Gráfico Tensão x Deslocamento da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação

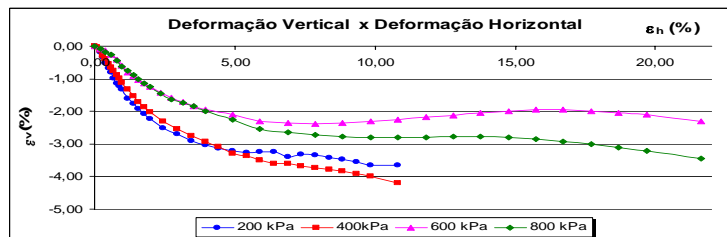


Figura A.58: Gráfico Deform. Vertical x Deform. Horizontal da amostra PIC 08A com carregamento perpendicular à xistosidade com saturação