

RAMON VITTO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
APLICADA À ESTABILIDADE DE UM TALUDE – CAMBORIÚ, SC**

Florianópolis
2016

Ramon Vitto

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO APLICADA À
ESTABILIDADE DE UM TALUDE – CAMBORIÚ, SC**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Curso de Graduação em Geologia para a
obtenção do grau de Bacharel em Geologia.
Orientador: Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola.

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Vitto, Ramon

Análise do comportamento geológico-geotécnico aplicado à estabilidade de um talude - Camboriú, SC / Ramon Vitto ; orientador, Murilo da Silva Espíndola - Florianópolis, SC, 2016.

104 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Graduação em Geologia.

Inclui referências

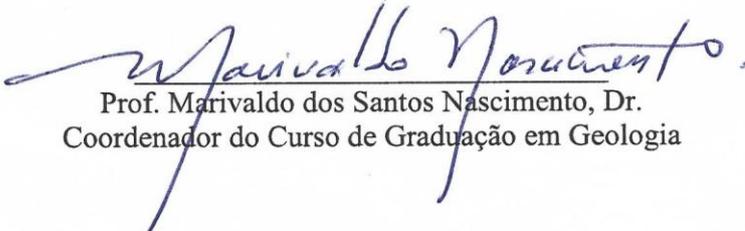
1. Geologia. 2. Estabilidade de Taludes . 3. Estruturas Reliquiarias. 4. Cisalhamento Direto. I. Espíndola, Murilo da Silva. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.

Ramon Vitto

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
APLICADA À ESTABILIDADE DE UM TALUDE – CAMBORIÚ, SC**

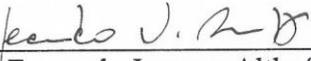
Este trabalho foi julgado adequado para obtenção de Título de “Bacharel em Geologia”, e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Geologia.

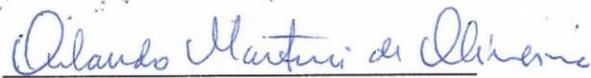
Florianópolis, Dezembro de 2016.


Prof. Marivaldo dos Santos Nascimento, Dr.
Coordenador do Curso de Graduação em Geologia

Banca Examinadora:


Prof. Murilo da Silva Espindola, Dr. (orientador)
Universidade Federal de Santa Catarina


Prof. Fernando Jacques Althoff, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina


Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

À minha família

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais por todo amor e incentivo que sempre me dirigiram, por seus incontáveis esforços a fim de que pudesse melhor aproveitar as oportunidades da vida e atingir meus objetivos. A estes dois grandes e verdadeiros amigos, muito obrigado.

À minha companheira Camila, pelo apoio, compreensão e amor verdadeiro. Por todos os momentos que compartilhamos, dificuldades que enfrentamos e pela certeza de que sempre tenho com quem contar. Sua presença ao longo de toda esta trajetória é para mim a mais valiosa prova de amor. Agradeço também à sua família pela ajuda e carinho a mim dedicados.

Ao Prof. Murilo, pela excelente oportunidade de estudo e aprendizado que tive e pela orientação deste trabalho. Por seus esforços, por sua prontidão em auxiliar, pelo seu desejo sincero em passar o conhecimento geotécnico adiante e também pelas palavras de apoio e motivação.

Aos amigos e colegas com os quais compartilhei bons momentos durante esta etapa de minha vida e a todos aqueles que me ajudaram com este trabalho, seja nas atividades de campo, laboratório ou simplesmente com apoio e companheirismo. Em especial à Milena, Klein, Vitor e Nilo pelo apoio e presença ao longo de todo o projeto.

À Universidade Federal de Santa Catarina e aos professores e funcionários que se dedicam verdadeiramente às suas profissões, contribuindo para a formação dos alunos.

A toda sociedade que proporcionou a mim, através desta instituição pública, este magnífico período de estudos, aprendizado e oportunidades.

RESUMO

O presente trabalho avaliou o comportamento geológico-geotécnico de um talude, localizado no município de Camboriú - Santa Catarina, com foco na influência de estruturas reliquiares do horizonte C de um solo residual de xisto. O talude estudado apresentou um forte componente estrutural que somado às propriedades típicas de solos residuais tornaram necessárias à execução de análises criteriosas. A fim de melhor avaliar o comportamento geotécnico deste maciço, foram coletados dois blocos de amostra indeformada, correspondentes ao horizonte C e à rocha alterada. As amostras foram caracterizadas geotecnicamente e submetidas ao ensaio de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência. Adicionalmente foram realizadas caracterizações via Microscopia Eletrônica de Varredura associada à espectroscopia EDS a fim de observar as microestruturas presentes. Quanto ao comportamento estrutural macroscópico, foram realizadas análises cinemáticas para diversas orientações de vertentes revelando os tipos potenciais de deslizamentos. Os dados mostram que no corpo de prova representativo do horizonte C, não foi observado comportamento anisotrópico frente ao ensaio de cisalhamento direto considerando orientações paralelas e perpendiculares à xistosidade principal. Os parâmetros c e ϕ , considerados representativos da orientação paralela são de respectivamente 22,89 kPa e $36,85^\circ$ enquanto que para a orientação perpendicular os valores escolhidos foram de 18,41 kPa e $37,37^\circ$. Os modelos desenvolvidos para obtenção dos fatores de segurança apontam que a instabilidade de determinadas porções está associada às altas declividades e que os fatores de segurança F_s obtidos tendem a unidades nestas porções quando submetidos à poropressões elevadas decorrentes do aumento do nível piezométrico. Por fim, a validação do duplo modelo obtido mostrou-se eficiente na predição de deslizamentos tendo um deles sido confirmado em campo após término desta análise.

Palavras Chave: Estabilidade de Taludes; Estruturas Reliquiares; Cisalhamento Direto.

ABSTRACT

The present work evaluated the geological-geotechnical behavior of a slope located in Camboriú City, Santa Catarina State (southern Brazil), focusing on the influence of reliquiar structures of C horizon of a schist residual soil. The studied slope presented a strong structural component which combined to the typical properties of residual soils made necessary the execution of a careful analysis. In order to achieve the objective two undisturbed sample blocks were collected, corresponding to the C horizon and the weathered rock. Both samples were geotechnically characterized and submitted to the direct shear test to obtain the shear strength parameters. Farther, an inspection under Scanning Electron Microscope associated with EDS spectroscopy was carried out to visualize the presence of microstructures and provided evidences of the chemical composition. In the other hand, the macroscopic structural behavior was analyzed applying kinematic analysis concepts to different slope orientations in order to reveal the potential types of landslides. The data had shown that the C horizon presented a mechanically isotropic behavior under the direct shear test, when tested in two different orientations (0 and 90° to the main schistosity). The strength parameter c e ϕ achieved for the parallel orientation were 22.89 kPa e 36.85° and for the orthogonal were 18.41 kPa e 37.37°. The developed stability model and its respective Safety Factor (S_F) indicated that the highest instability slopes are associated with high angle slopes and S_F values close to one are achieved in these conditions under the influence of pore water pressure as a result of an increase of piezometric surface. Lastly, the validation of the developed model had shown good results in prediction of landslides once a new one was verified on the field after this analysis.

Key Words: Slope Stability; Reliquiar Structures; Shear Test;

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mecanismo básico do ensaio de cisalhamento direto. (GODOI, 2014).....	22
Figura 2. Curva de desenvolvimento de tensão cisalhante.....	23
Figura 3. Ajuste linear das tensões normal efetiva e cisalhante de acordo com Equação de Coulomb.....	23
Figura 4. Análise de Estabilidade pelo método comum das fatias. (DAS, 2014)	25
Figura 5. Influencia climática sobre o processo de intemperismo. À esquerda a relação temperatura versus pluviosidade regula a razão entre intemperismo físico e químico. À direita é ilustrada a relação clima, bioma e as diferentes zonas de pedogenéticas. (Toledo, Oliveira e Melfi, 2009 – modificado).....	28
Figura 6. Modelo ilustrativo de perfil de alteração residual para solos tropicais. (Cruz, 1996 - modificado).....	29
Figura 7. Arcabouço teórico para sólidos residuais (Boehl, 2011).	30
Figura 8. Curvas tensão-deformação para solo residual de gnaiss (Oliveira, 2011 <i>apud</i> Godoi, 2014).....	32
Figura 9 - Principais tipos de deslizamentos em vertentes e estereogramas de estruturas que podem dar origem a estes deslizamentos (Hoek e Bray (1981) <i>apud</i> Fiori e Carmignani (2009)).	36
Figura 10. Localização da área de estudo.....	38
Figura 11. Recorte do mapa geológico do estado de Santa Catarina, com indicação da litofácies presente no local de estudo. (CPRM, 2014 - Modificado)	40
Figura 12. Recorte do Mapa de Solos de Santa Catarina. (Embrapa, 2004 – Modificado).....	42
Figura 13. Mapa geotécnico do Município de Camboriú. (Higashi <i>et al</i> , 2015 – Modificado).....	43
Figura 14. Aspecto geral do talude norte, em a) com visada frontal e b) com visada lateral...44	
Figura 15. Aspecto geral do Talude Oeste, em dois momentos distintos a) durante a escavação das bancadas e b) geometria final.....	45
Figura 16. Aspecto do maciço rochoso aflorante próximo ao sopé dos taludes, exposto em virtude a instalação de obras locais.	46
Figura 17. Presença de planos de xistosidade. A) Orientação macroestrutural no maciço e B) detalhe em amostra de mão com destaque para as diferentes orientações observadas.....	47
Figura 18. Crenulações e dobramentos centimétricos a decimétricos.....	48
Figura 19. Veio quartzoso presente no maciço.....	48
Figura 20. Rupturas planares rasas, com sentido de movimentação indicado pela seta preta.49	
Figura 21. Desprendimento em cunha, causado pelo afloramento da linha de interceptação de dois planos em uma das vertentes artificiais do maciço.....	49
Figura 22. Fenda de tração em estágio inicial de ruptura circular rasa.	50
Figura 23. Coleta do Bloco indeformado B, destinado à realização de ensaios mecânicos.....	53
Figura 24. Bloco indeformado envolvido em papel filme e atadura gessada para condicionamento em câmara úmida.	54
Figura 25. Procedimento para moldagem dos corpos de prova destinados ao ensaio de cisalhamento direto. À esquerda CP orientado paralelamente a xistosidade, à direita CP orientado perpendicularmente a xistosidade.....	55
Figura 26. Equipamento empregado no ensaio de Cisalhamento.....	57
Figura 27. Exemplo de superfícies de ruptura inválida (à esquerda) e superfície bem desenvolvida, válida (à direita).....	57
Figura 28. Ilustração exemplificando orientação de amostras destinadas a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).	58
Figura 29. Condicionamento de amostras destinadas ao MEV.	59
Figura 30. Amostras fixadas nos <i>stubs</i> , prontas para etapa de recobrimento.....	59

Figura 31. Microscópio eletrônico e estação de trabalho utilizada.	60
Figura 32. Exemplo de análise cinemática com destaque para diferentes zonas de desprendimento.	61
Figura 33. Modelo digital de terreno construído mediante processamento de curvas de nível fornecidas.	62
Figura 34. Modelo ode declividade gerado, simbolizando os valores em graus.	63
Figura 35. Modelos tridimensionais de superfície do talude investigado, com seta indicando aproximadamente o norte geográfico.	64
Figura 36. Pontos de amostragem, sondagem SPT e coleta de dados estruturais.	65
Figura 37. Reinterpretação do resultado da sondagem SPT realizada sobre o talude em análise.	66
Figura 38. Curvas de distribuição granulométrica, obtidas com e sem o uso de defloculante para cada material.	68
Figura 39. Envoltória de ruptura obtida na orientação paralela aos planos de xistosidade par ao Bloco A.	70
Figura 40. Corpo de prova do Bloco A, com má formação da superfície de ruptura, orientada paralelamente a xistosidade.	71
Figura 41. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 18 a 198 kPa para o Bloco B.	72
Figura 42. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 18 a 78 kPa para o Bloco B.	72
Figura 43. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 33 a 138 kPa para o Bloco B.	73
Figura 44. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 78 a 198 kPa para o Bloco B.	73
Figura 45. Envoltória de ruptura de orientação paralela, indicando variações dos valores de ângulo de atrito.	74
Figura 46. Influência da rugosidade e ondulações sob a envoltória de ruptura.	75
Figura 47. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 33 a 198 kPa para o Bloco B.	75
Figura 48. Imagens de MEV para amostra indeformada do Bloco A, com visada frontal a superfície xistosa (coluna da esquerda) e com visada lateral a superfície xistosa (coluna da direita).	77
Figura 49. Imagens de MEV para amostra indeformada do Bloco B, com visada frontal a superfície xistosa (coluna da esquerda) e com visada lateral a superfície xistosa (coluna da direita).	78
Figura 50. Imagens de MEV mostrando o contato a relação de contato entre níveis granulares e lamelares. Onde a foto inferior mostra o detalhe delimitado no polígono vermelho.	79
Figura 51. Exemplo de resultado padrão obtido nas análises de EDS, correspondente ao Bloco A.	80
Figura 52. Resultado de espectroscopia EDS, obtida em amostra do Bloco B, com destaque a presença de mineral granular com elevada composição de Fe.	81
Figura 53. Localização dos perfis base para os modelos de estabilidade apresentados.	82
Figura 54. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil A, em condição atual, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 2,669$).	84
Figura 55. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil A, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície. ($F_s = 1,742$).	84
Figura 56. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 5,279$).	85

Figura 57. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. (Fs = 3,245)	85
Figura 58. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, sem influência do nível piezométrico. (Fs = 1,838).....	86
Figura 59. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície . (Fs = 1,151)	86
Figura 60. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, com perfil completamente saturado. (Fs = 1,007)	87
Figura 61. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. (Fs = 1,509).....	87
Figura 62. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. (Fs = 1,069)	88
Figura 63. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição atual, sem influência do nível piezométrico (Fs = 1,354).....	88
Figura 64. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície (Fs = 1,000)	89
Figura 65. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. (Fs = 1,786).....	89
Figura 66. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. (Fs = 1,064)	90
Figura 67. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição atual, sem influência do nível piezométrico (Fs = 1,475).....	90
Figura 68. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície (Fs = 1,039).	91
Figura 69. Estereogramas estruturais de dados planares por representação de polos e de dispersão	93
Figura 70. Análise cinemática quanto a movimentos planares e de tombamento para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.....	94
Figura 71. Análise cinemática quanto a deslizamento em cunha para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.	94
Figura 72. Análise cinemática quanto a movimentos planares e de tombamento para vertente orientada a 60°, representativa dos perfis B e C.....	95
Figura 73. Análise cinemática quanto a deslizamento em cunha para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.	95
Figura 74. Ruptura circular com componente estrutural reportada no talude norte, de face voltada para SE (aprox. 115). A foto A indica situação pretérita em 20/01/2016 e as fotos B e C tiradas em 14/11/2016 revelam os aspecto geral e detalhes da ruptura. A seta vermelha indica referência visual na árvore bifurcada em V para fins de comparação.	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Fatores condicionantes ao intemperismo e suas componentes gerais.	28
Tabela 2. Características físicas típicas dos solos residuais brasileiros oriundos de diferentes protólitos.	32
Tabela 3. Resumo dos dados sobre os solos da região metropolitana de São Paulo.	33
Tabela 4. Resumo dos dados sobre os solos da região metropolitana de São Paulo (continuação)	34
Tabela 5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais jovens derivados de rochas metamórficas	35
Tabela 6. Relação dos corpos de prova submetidos ao ensaio de cisalhamento direto	56
Tabela 7. Amostras destinadas a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), com espectroscopia EDS.	58
Tabela 8. Resultado do ensaio de determinação do peso específico dos sólidos passantes na peneira de 4,8mm.	67
Tabela 9. Resultados do ensaio de granulometria para os blocos A e B, com e sem adição de defloculante.	68
Tabela 10. Classificação das frações de solo de acordo com a NBR 06502-1995-Rochas e Solos	68
Tabela 11. Resultados dos ensaios de limite de liquidez (LL) e plasticidade (LP)	69
Tabela 12. Distribuição dos corpos de prova submetidos ao ensaio de cisalhamento direto, com suas respectivas características físicas.	69
Tabela 13. Resumo dos parâmetros derivados de diferentes agrupamentos dos dados CD do Bloco B	76
Tabela 14. Resultados de EDS apresentados em % atômica, correspondente ao Bloco A apresentado na Figura 48.	80
Tabela 15. Resultados de EDS apresentados em % atômica, correspondente ao Bloco B apresentado na Figura 50.	81
Tabela 16. Parâmetros de entrada dos materiais modelados.	83
Tabela 17. Dados do levantamento estrutural de campo	91

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Nome	Abreviatura
Cisalhamento Direto	CD
Complexo Camboriú	CC
Complexo Metamórfico Brusque	CMB
Corpo de Prova	CP
Espectroscopia de Energia Dispersiva	EDS
Fator de Segurança	Fs
Índice de Plasticidade	IP
Limite de Liquidez	LL
Limite de Plasticidade	LP
Microscopia Eletrônica de Varredura	MEV
Modelo Digital de Terreno	MDT
Norma Brasileira	NBR
Standard Penetration Test	SPT
Zona de Cisalhamento Itajaí- Perimbó	ZCI
Zona de Cisalhamento Major - Gercino	ZCMG

Nome	Sigla
American Society for Testing and Materials	ASTM
Associação Brasileira de Normas Técnicas	ABNT
Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária	EMBRAPA
Laboratório Central de Microscopia Eletrônica	LCME
Serviço Geológico do Brasil	CPRM
Universidade Federal de Santa Catarina	UFSC

LISTA DE SÍMBOLOS

Ângulo de atrito interno	ϕ
Ângulo de atrito interno efetivo	ϕ'
Ângulo de inclinação do talude com a horizontal	β
Coesão	c
Coesão aparente efetiva	c'
Densidade relativa	G_s
Diâmetro efetivo	D_{10}
Fator de Segurança	F_s
Grau de saturação	S
Índice de vazios	e_0
Permeabilidade	K
Peso específico do solo	γ
Peso específico natural	γ_n
Peso específico solo seco	γ_d
Porosidade	n
Pressão neutra ou poropressão	μ
Profundidade da superfície	H
Resistência Cisalhante	τ_r
Resistência média ao cisalhamento do solo	τ_f
Tensão de cisalhamento média	τ_d
Tensão normal inicial	σ_{No}
Tensão normal.	σ
Teor de umidade	w

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVO GERAL	18
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
1.3	JUSTIFICATIVA.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	MECÂNICA DOS SOLOS	20
2.1.1	Resistência ao cisalhamento dos solos	20
2.1.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	22
2.1.3	Estabilidade de Taludes.....	24
2.1.4	Método das fatias.....	25
2.2	SOLOS RESIDUAIS	26
2.2.1	Gênese dos Solos Residuais	26
2.2.2	Considerações sobre o estudo geotécnico dos solos residuais.....	30
2.2.3	Características geotécnicas dos solos residuais brasileiros	32
2.3	ANÁLISE CINEMÁTICA.....	35
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	38
3.1	LOCALIZAÇÃO E ACESSOS	38
3.2	CONTEXTO GEOLÓGICO	39
3.3	CLIMA.....	41
3.4	PEDOLOGIA.....	42
3.5	ASPECTOS GEOTÉCNICOS	43
3.6	DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	44
4	METODOLOGIA.....	51
4.1	PRÉ-CAMPO.....	51
4.1.1	Aquisição de dados da sondagem SPT e de levantamento topográfico.....	51
4.2	TRABALHOS DE CAMPO	51
4.2.1	Descrição e Coleta de Dados	52
4.2.2	Obtenção de dados estruturais	52
4.2.3	Coleta de Amostras.....	53
4.3	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	54
4.3.1	Ensaio de caracterização física das amostras	54
4.3.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	55
4.3.3	Análise de Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV/ EDS	57
4.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	60
4.4.1	Interpretação de dados estruturais	60

5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	62
5.1	ANÁLISE DA TOPOGRAFIA.....	62
5.2	ESPACIALIZAÇÃO DOS DADOS.....	64
5.3	REINTERPRETAÇÃO DA SONDAGEM SPT.....	65
5.4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	67
5.4.1	Peso Específico dos Sólidos.....	67
5.4.2	Granulometria.....	67
5.4.3	Limites de Liquidez e Plasticidade.....	69
5.5	CISALHAMENTO DIRETO – RESULTADOS E OBSERVAÇÕES.....	69
5.5.1	Cisalhamento Direto do Bloco A (Rocha alterada) – Orientado paralelamente aos planos de xistosidade.....	70
5.5.2	Cisalhamento Direto do Bloco B (Horizonte C) – Orientado paralela e perpendicularmente aos planos de xistosidade.....	71
5.6	ESTIMATIVA DE PERMEABILIDADE.....	76
5.7	RESULTADOS MEV/EDS.....	77
5.8	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	82
5.8.1	Estabilidade do maciço terroso com base em modelo simplificado da mecânica de solos.....	82
5.8.2	Análise cinemática e interpretação dos dados estruturais.....	91
5.8.3	Observações referentes aos modelos desenvolvidos.....	96
5.8.4	Validação de modelos.....	96
6	CONCLUSÃO E SUGESTÕES.....	98
6.1	CONCLUSÃO.....	98
6.1.1	Recomendações Técnicas.....	99
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	99

1 INTRODUÇÃO

Devido à complexidade dos processos pedogenéticos, modelos clássicos da mecânica de solos nem sempre conseguem descrever ou prever o comportamento de determinados tipos de solos. No contexto da análise de estabilidade de taludes, os solos residuais apresentam particularidades que necessitam de investigações criteriosas e detalhadas, uma vez que além de sua ampla diversidade composicional, decorrente dos processos de intemperismo, estes solos geralmente apresentam comportamento anisotrópico frente aos ensaios de resistência. Inúmeros autores tem abordado os mais diversos aspectos deste tipo de estudo em solos residuais brasileiros, dentre eles citam-se os trabalhos de Boehl (2011), Bernardes (2003), Godoi (2014), Heideman (2015), Futai, Cecílio e Abramento (2012).

Um dos fatores mais influentes nestes casos é a presença de estruturas reliquias herdadas da rocha fonte. Dentre estas estruturas destacam-se a presença de planos de acamamento, foliações, xistosidade, falhas, fraturas, bandamentos entre outras discontinuidades estruturais ou composicionais que influenciam diretamente no comportamento geotécnico dos produtos oriundos do intemperismo.

Usualmente os parâmetros de resistência aplicados nos modelos de estabilidade são obtidos por ensaios mecânicos de laboratório. Para uma análise preliminar dos solos residuais, o ensaio de cisalhamento direto apresenta grande importância não apenas por sua simplicidade e economia, mas também por proporcionar o estudo de ruptura em planos específicos dos corpos de prova. Entretanto, para obtenção de resultados confiáveis é necessário a adoção de critérios adequados, como por exemplo, coleta de amostras indeformadas, orientação apropriada dos corpos de prova, representatividade, entre outros.

O presente trabalho avaliou a influência desse tipo de estruturas na análise de estabilidade de um talude de corte, essencialmente terroso, localizado no município de Camboriú - SC. Para este solo residual derivado de xisto, foram caracterizadas geotecnicamente amostras do horizonte C, em duas orientações distintas (à 0 e 90° da xistosidade). Adicionalmente foi analisada a geometria das estruturas via análise cinemática tendo em vista a importância destas na estabilidade do talude em questão. Os modelos obtidos permitiram melhor compreender os fatores geológicos e geotécnicos associados aos processos de instabilização deste talude, fornecendo ainda informações valiosas sobre a dinâmica deste tipo de solos.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento geológico-geotécnico frente à estabilidade de um maciço essencialmente terroso, com foco na influência de estruturas reliquiares, abordando o comportamento geomecânico do horizonte C.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar a influência das características físicas do solo em estudo nos processos de instabilização da encosta;
- Estudar o comportamento geomecânico do horizonte C através da obtenção de parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) em duas orientações distintas dos corpos de prova indeformados por intermédio do ensaio de cisalhamento direto;
- Entender a influência da disposição das estruturas litológicas no comportamento geotécnico através de análise cinemática;
- Obter modelos de ruptura para representação da estabilidade do talude;
- Compreender a dinâmica de outros taludes de solos residuais na região e contribuir para o entendimento dos fatores que influenciam os processos de ruptura, através da análise deste talude em articular;

1.3 JUSTIFICATIVA

A importância do entendimento dos processos envolvidos em áreas de risco tem sido ressaltada nos últimos anos frente aos diversos eventos registrados no estado de Santa Catarina, com destaque as ocorrências de 2008 na região do Vale do Itajaí e em diversas outras localidades. Dentre estes se destaca a instabilização de encostas, nos chamados deslizamentos de terra, causando inúmeros prejuízos de ordem econômica e nos piores casos com a perda de vidas. Neste sentido, a compreensão técnica dos diversos fatores que envolvem a estabilidade de taludes se faz necessária frente às demandas da sociedade atual,

tanto em questões de segurança e planejamento urbano, como no suporte a obras de engenharia. Dentro desse contexto, o geólogo atua de forma destacada, pois associado ao conhecimento dos processos físicos que envolvem a estabilidade de encostas, campo comum aos profissionais de diversas áreas, faz-se necessário o entendimento de processos pedogenéticos, hidrológicos, assim como de todo o arcabouço geológico estrutural da área em estudo. O presente trabalho contribuirá no sentido de apontar essa relação intrínseca, sobretudo referente a influência de estruturas de solo herdadas da rocha mãe, auxiliando diretamente no entendimento dos processos de estabilidade de encostas de solos residuais da região de Camboriú, SC.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste tópico são abordados os aspectos fundamentais para compreensão do tema deste trabalho. Sem a pretensão de ser uma extensa revisão de resultados e informações disponíveis na literatura, tem apenas caráter introdutório dos principais temas envolvidos neste estudo.

2.1 MECÂNICA DOS SOLOS

A Mecânica de Solos é um importante ramo da ciência geotécnica que tem por objetivo compreender o comportamento físico de maciços terrosos, sobretudo com relação a resposta que estes oferecem as condições de esforços solicitadas por obras de engenharia e na predição de processos de instabilidade.

2.1.1 Resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento dos solos condiciona uma ampla diversidade de obras de engenharia como, construções de aterros, barragens, cortes de estrada e fundações. Adicionalmente, a tensão cisalhante é um dos parâmetros mais importantes a ser considerado no estudo de estabilidade de taludes e nos seus projetos de contenção.

A resistência cisalhante é também fator crucial nos movimentos de massa do tipo deslizamento, onde se instala uma superfície de ruptura. “A propriedade do solo em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento; toda a massa do solo se rompe quando essa resistência é excedida” (CAPUTO, 1987a, p.158).

Como descrito por Das (2014, p.331) “a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior”.

Entretanto, apesar de sua simplicidade conceitual a determinação da resistência ao cisalhamento apresenta uma complexidade considerável por envolver diversos outros parâmetros, como por exemplo, permeabilidade, compressibilidade, influência de micro e macro estruturas, ente outros. Segundo Caputo (1987), a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, está entre os problemas mais complexos da Mecânica de Solos.

A Resistência Cisalhante (τ_r) pode ser descrita a partir de duas componentes: coesão e atrito entre partículas, esta relação é apresentada pela equação referente à aplicação do critério ruptura de Mohr-Coulomb (Equação 1). Onde c representa coesão, ϕ o ângulo de atrito interno e σ a tensão normal.

$$\tau_r = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Segundo Caputo (1987a), a denominação de atrito interno para um determinado solo, refere-se não apenas ao atrito físico entre as partículas, mas também decorre do atrito proveniente do entrosamento das partículas, uma vez que os solos não apresentam superfícies regulares e definidas, mas sim diversos contatos pontuais oriundos do embricamento de suas partículas.

Assim como o atrito interno, a coesão também se manifesta como resultado de fenômenos distintos, denominados de coesão aparente e coesão verdadeira. A coesão verdadeira corresponde as atrações de caráter eletroquímico entre as partículas, bem evidenciada nos materiais argilosos, já a aparente, surge como resultados das pressões capilares exercidas pela água, gerando atração entre os grãos do material (CAPUTO, 1987a)

Como apresentado por Caputo (1987a), somente tensões efetivas mobilizam cisalhamento, logo equação de Coulomb pode ser reescrita conforme apresentado na Equação 2, onde μ representa a pressão neutra da água (ou poropressão), a qual não depende apenas do carregamento mas também da velocidade de aplicação de forças (CAPUTO, 1987a).

$$\tau_r = c + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \phi \quad (2)$$

Deve-se observar que os parâmetros c e ϕ não são constante para um material, uma vez que estes surgem do resultado entre a composição e o estado em que material se encontra, juntamente com a interação de outros fatores (DAS, 2014). Frente às inúmeras variáveis que podem incidir sobre um mesmo material, a necessidade da determinação de parâmetros empíricos em cada situação específica torna-se imprescindível.

2.1.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Entre os métodos laboratoriais empregadas para determinar a resistência ao cisalhamento de solos, destacam-se os métodos: Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial. As amostras submetidas a estes ensaios podem ser ainda de dois tipos: deformadas e indeformadas. Amostras indeformadas são aquelas mantidas com as características de seu ambiente original, já as deformadas (ou amolgadas) sofreram alterações em seu estado prévio.

Apesar de suas limitações o ensaio de Cisalhamento Direto, é um dos métodos mais consagrados e bem conhecidos em todo o mundo devido sua simplicidade operacional e baixo custo relativo. Este ensaio tem como principal objetivo obter os parâmetros de resistência, sendo eles: coesão efetiva e ângulo de atrito interno (DAS, 2014).

Em uma execução deste ensaio determina-se qual a tensão de cisalhamento τ_r que rompe uma amostra submetida a uma tensão normal σ . O ensaio é executado em uma caixa composta de duas partes móveis, forçando uma superfície de ruptura horizontal. A força normal é aplicada perpendicularmente ao corpo de prova.

No ensaio de deformação controlada, um sistema mecânico desloca o conjunto a velocidade constante (DAS, 2014) a medida que são registrados leituras da tensão cisalhante por meio de uma célula de carga e deformações verticais via extensômetro.

A Figura 1 apresenta um esquema geral do mecanismo do ensaio de cisalhamento direto.

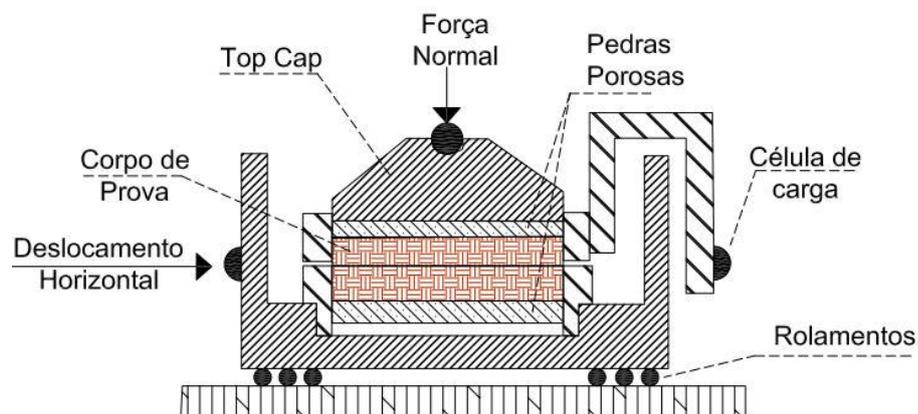


Figura 1. Mecanismo básico do ensaio de cisalhamento direto. (GODOI, 2014)

A partir destas medidas determina-se graficamente a resistência ao cisalhamento de pico ou final (Figura 2) correspondente a tensão aplicada.

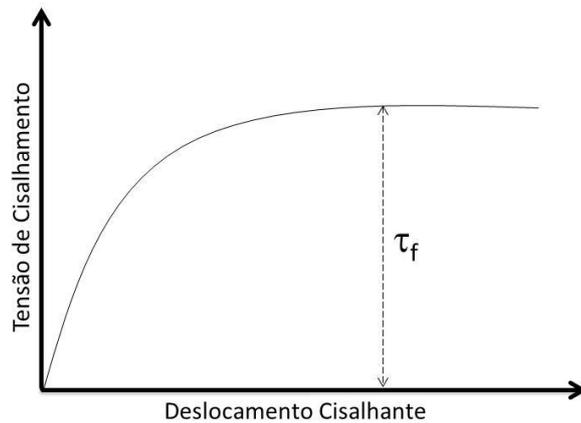


Figura 2. Curva de desenvolvimento de tensão cisalhante.

Deste modo, ao se repetir os ensaios com incrementos de carga (maiores tensões normais) são obtidos diversos pares de Tensão Normal e Tensão Cisalhante (σ e τ_r). A relação linear entre estes pares, como descrita pela equação de Coulomb, permite determinar os parâmetros de resistência (Figura 3).

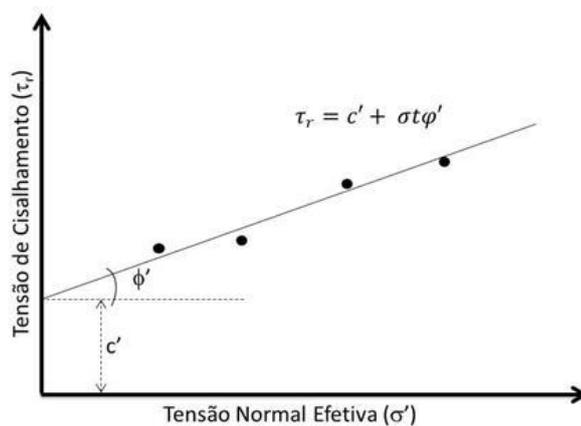


Figura 3. Ajuste linear das tensões normal efetiva e cisalhante de acordo com Equação de Coulomb.

Apesar das vantagens deste ensaio, Das (2014) aponta que a confiabilidade dos resultados pode ser questionada. Em detrimento deste, destaca-se que o plano de ruptura é condicionado pela estrutura da caixa e não ocorre necessariamente no plano de menor resistência do material, no sistema do ensaio as tensões não são uniformemente distribuídas ao longo do corpo de prova (DAS, 2014).

Desta limitação surge a necessidade de se observar a orientação apropriada dos corpos de prova, principalmente caso estes apresentem planos preferencias de ruptura condicionado por sua origem geológica. Negligenciar este aspecto fundamental do ensaio pode fornecer resultados que não representam as condições de campo, fornecendo parâmetros de resistência maiores do que os reais, colocando em risco projetos deles decorrentes.

2.1.3 Estabilidade de Taludes

O termo talude refere-se genericamente a feições topográficas caracterizadas pela exposição de uma superfície de solo ou rocha com ângulo de inclinação para com a horizontal (DAS, 2014). Podem ser formados de modo natural, resultantes de fenômenos que originam o relevo ou construídos pelo homem, como observados em aterros, cortes de estrada, escavações, entre outros.

No estudo de estabilidade de taludes, os fenômenos de ruptura ocorrem através de diferentes tipos de mecanismos. Dentro do contexto deste trabalho serão consideradas rupturas do tipo deslizamento quando abordado o aspecto terroso deste maciço.

Como exposto por Das (2014), a análise de estabilidade envolve a determinação de um fator de segurança (F_s) que é expresso como a razão entre a resistência média ao cisalhamento do solo (τ_f) e a tensão de cisalhamento média desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura (τ_d) (Equação 3). Valores de $F_s = 1$ representam um talude na iminência da ruptura e valores de F_s superiores a 1,5 seriam valores aceitáveis para um talude estável, ainda segundo este autor.

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3)$$

DAS (2014) demonstra que os fatores de segurança para taludes infinitos podem ser obtidos a partir da Equação 4.

$$F_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (4)$$

Onde,

c' = coesão aparente efetiva

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo

β = ângulo de inclinação do talude com a horizontal

γ = peso específico do solo

H = profundidade da superfície de ruptura

Atualmente, cálculos do fator de segurança podem ser obtidos através da modelagem de dados em softwares específicos, onde geralmente tem-se como parâmetros de entrada os resultados obtidos nos ensaios mecânicos de resistência, peso específico do material analisado

e geometria do talude. São modelados também diferentes níveis freáticos, uma vez que presença de uma zona saturada influencia diretamente na redução da resistência cisalhante dos seguintes modos: Perda de atrito entre as partículas; aumento da pressão neutra; aumento de carga desfavorável em alguns casos;

Entre os vários métodos empregados no estudo de rupturas, a abordagem deste trabalho envolve o uso do método das fatias.

2.1.4 Método das fatias

O método das fatias é baseado em um estado de equilíbrio limite, onde a massa acima da superfície de ruptura é setorizada em n fatias e o conjunto de forças atuantes em cada fatia é computado em um somatório total a fim de fornecer a superfície de ruptura mais provável para um determinado maciço (DAS, 2014). A Figura 4, apresenta o modelo conceitual do método das fatias.

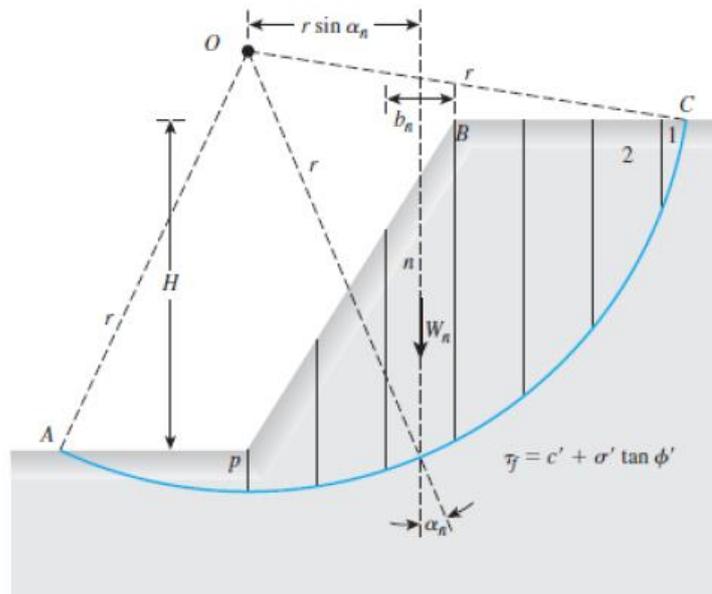


Figura 4. Análise de Estabilidade pelo método comum das fatias. (DAS, 2014)

Uma das formas de análise desse modelo é pelo método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955), que apesar de ter sido desenvolvido para superfícies circulares pode ser adaptado para outras geometrias de ruptura. No método de Bishop, desconsideram-se forças atuantes entre as fatias, com somatórios verticais nulos e condição de equilíbrio satisfeita. Segundo Das (2014), a partir da adoção de tais simplificações, as Equações 5 e 6 são obtidas.

$$F_s = \frac{\sum [c'b + Wtg\phi'] / m\alpha}{\sum W \text{sen } \alpha} \quad (5)$$

$$m\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{tg\alpha \cdot tg\phi'}{F_s} \right] \quad (6)$$

Uma vez que o Fator de Segurança encontra-se em ambos os lados da equação, a mesma não pode ser resolvida de modo linear, mas sim por método iterativo, onde várias superfícies de ruptura devem ser investigadas para que se possa encontrar a superfície crítica que fornece o fator mínimo de segurança. (DAS, 2014).

2.2 SOLOS RESIDUAIS

Diferentemente dos solos sedimentares, os solos residuais não sofreram processos de transporte e sedimentação. Deste modo, estes são parte de um perfil contínuo de graus de alteração, desde a rocha fonte inalterada passando por sucessivos estágios de evolução até culminar em materiais intensamente alterados.

2.2.1 Gênese dos Solos Residuais

Pode-se entender que os solos residuais são o resultado de um conjunto de transformações de natureza físico-química que agem sobre um maciço rochoso. Essa alteração se dá pela exposição das rochas às condições termodinâmicas diferentes das de seu ambiente de formação. Pode-se dizer que todo material rochoso presente na superfície encontra-se em um estado de instabilidade termodinâmica, uma vez que este foi formado em condições de temperatura e pressão geralmente elevadas e que quando expostos às condições superficiais encontram-se em estado de desequilíbrio termodinâmico, sendo assim susceptíveis a alterações e a geração de produtos mais estáveis frente às condições físico-químicas vigentes.

O conjunto das transformações originadas pela exposição de material às condições de superfície recebe o nome de intemperismo, o qual pode ser classificado de acordo com seus mecanismos de ação em intemperismo físico ou químico e havendo ainda ação intempérica biológica recebe denominações de físico-biológico ou químico-biológico (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009)

O intemperismo físico refere-se aos processos que levam desagregação e fragmentação das rochas seja devido a variações de temperatura, agindo em minerais com diferentes coeficientes de dilatação, ação expansiva de fluidos, cristalização de minerais secundários, surgimentos de juntas de alívio de pressão ou até mesmo a ação de raízes gerando tensões no material, contribuindo assim para o aumento da superfície específica favorecendo os processos de alteração. (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009).

Por sua vez o intemperismo químico, tem como agente principal a água meteórica rica em O_2 que ao entrar em equilíbrio com CO_2 seja ele presente na atmosfera ou oriundo da oxidação completa da matéria orgânica, torna-se ácida, especialmente em regiões de clima quente (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009).

Como apontado por Toledo, Oliveira e Melfi (2009), a degradação parcial da matéria orgânica gera uma diversidade de ácidos orgânicos que além de reduzirem ainda mais o pH das soluções aquosas apresentam ação complexante, conferindo a estes meios alta capacidade de alteração.

Parte dos minerais alterados são então lixiviados para fora do sistema em uma fase solúvel, deixando para trás uma fase residual constituída de minerais primários, tendo o quartzo como o mais comum e resistente dentre eles. (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009). Já os minerais secundários podem ser classificados em neoformados, oriundos da precipitação química das soluções percolantes, ou transformados, que são aqueles que sofreram reações químicas tendo sua estrutura parcialmente preservada. (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009)

As reações intempéricas as quais estão sujeitas as rochas podem ser classificadas em grupos, sendo eles reações de hidrólise, acidólise, hidratação, dissolução e oxidação. (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009). Estas reações dependem de um conjunto de fatores e podem ocorrer de modo simultâneo em diferentes minerais e em diferentes graus. Deste modo um mesmo substrato rochoso pode gerar uma diversidade de produtos de alteração dependendo das condições vigentes no qual este se encontra.

Adicionalmente, é necessário considerar a ação de diversos outros fatores que são condicionantes dos tipos de intemperismo observados, Toledo, Oliveira e Melfi (2009) comentam sobre a influência de fatores como topografia, biosfera, tempo de exposição, sendo o clima o mais importante dentre eles. Como ilustrado pela Figura 5, a combinação de pluviosidade com temperatura define diferentes zonas de intemperismo ao redor do globo. A Tabela 1 sumariza estes fatores como apresentado por Toledo, Oliveira e Melfi (2009).

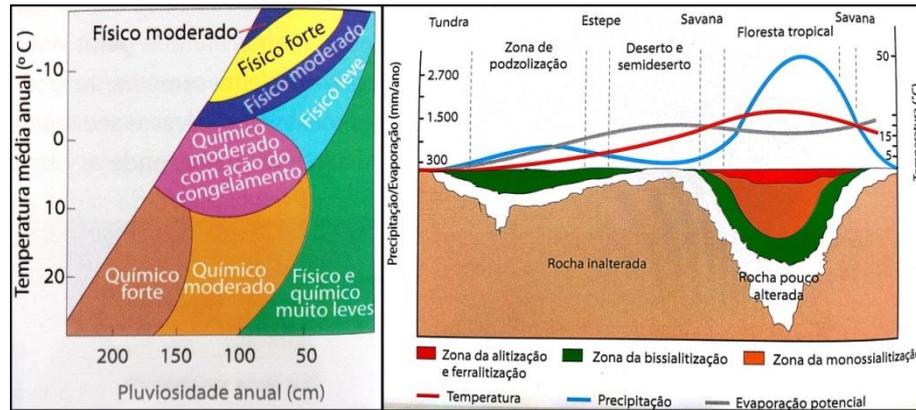


Figura 5. Influência climática sobre o processo de intemperismo. À esquerda a relação temperatura versus pluviosidade regula a razão entre intemperismo físico e químico. À direita é ilustrada a relação clima, bioma e as diferentes zonas de pedogenéticas. (Toledo, Oliveira e Melfi, 2009 – modificado).

Tabela 1. Fatores condicionantes ao intemperismo e suas componentes gerais.

Fatores condicionantes do Intemperismo	
Características Climáticas	Controlam o tipo de intemperismo, a natureza e velocidade das reações;
Topografia	Influi na taxa de infiltração e regime hidráulico;
Nível de Fraturamento	Macro caminhos favorecem ação biológica, aumento de superfície exposta, percolação de fluidos;
Material parental	Condiciona composição mineralógica, permeabilidade e porosidade;
Biosfera	Oxidação a matéria orgânica, ação de raízes e outros microrganismos aceleram as reações pela redução de pH e efeitos complexantes;
Tempo	Relativo com relação às condições que agem sob os materiais;

Fonte: adaptado de Toledo, Oliveira e Melfi (2009).

Quanto à evolução estrutural dos solos residuais, deve-se considerar que a própria rocha fonte apresenta comportamento anisotrópico frente aos processos intempéricos, seja pela maior susceptibilidade de alteração de determinados minerais, pela presença de planos mecanicamente menos resistentes (ex. foliações metamórficas) ou pelo faturamento e falhamentos de origem mecânica. Somada a estas condições o intemperismo age de maneira preferencial nestas regiões avançando pelo perfil de alteração. Deste modo, é natural pensar que o solo residual mantenha a estrutura da rocha parental em menor ou maior grau.

Dois exemplos ilustrativos do perfil de alteração residual para solos tropicais são apresentados na Figura 6.

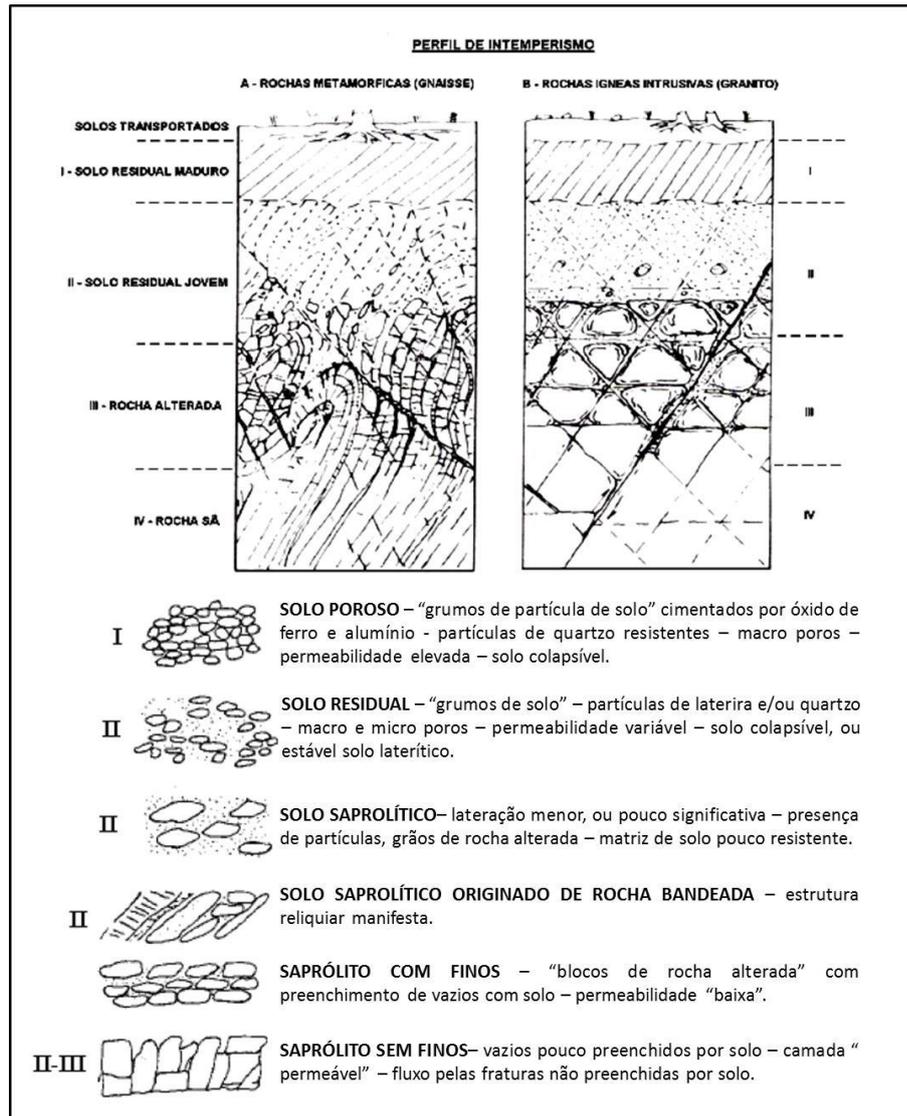


Figura 6. Modelo ilustrativo de perfil de alteração residual para solos tropicais. (Cruz, 1996 - modificado)

Boehl (2011) comenta e ilustra ainda esse intrincado sistema estrutural presente nos solos residuais (Figura 7), apontando para a importância do sistema de contatos particulados e pontuais e efeitos cimentantes oriundos da dissolução e precipitação de minerais.

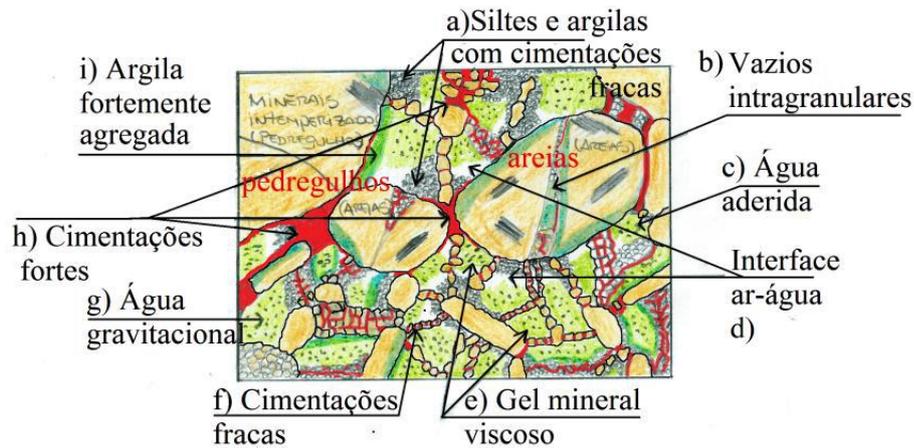


Figura 7. Arcabouço teórico para sólidos residuais (Boehl, 2011).

2.2.2 Considerações sobre o estudo geotécnico dos solos residuais

Tendo em vista a gênese dos solos residuais, seu comportamento mecânico deve ser investigado considerando-se aspectos estruturais, efeitos cimentantes, propriedades mineralógicas, entre outros.

Com relação aos processos de estabilidade, um dos aspectos mais influentes entre o conjunto intrincado de micro e macroestruturas presentes nos solos residuais são as feições reliquias macroestruturais. Representadas pelas fraturas, bandamentos, xistosidades e falhamentos, estas estruturas condicionam planos de fraqueza preferencias por diversos mecanismos. Heidemann (2015) destaca que vários autores relatam diminuição dos níveis de resistência ao cisalhamento ao longo de discontinuidades.

Como apontado por Irfan e Woods (1988) *apud* Heidemann (2015), nestas zonas o intemperismo se processa de modo mais intenso, sobretudo devido a maior percolação de água; adicionalmente os materiais que preenchem estas zonas tendem a apresentar menor resistência ao cisalhamento.

Segundo Parizzi *et al.* (2011, p.78) “[...] devido à permeabilidade média a baixa dos solos saprolíticos e saprolitos, a água penetra, preferencialmente, pelas estruturas reliquias presentes [...]”, como consequência tem-se o aumento de propressões e diminuição de atrito.

Com relação a efeitos cimentantes, sejam eles de origem primária ou secundária, Pinto (2006) destaca que substâncias cimentantes nos contatos intergranulares provocam resistência extra inicial ao deslocamento, que é considerada como coesão natural do solo. Entretanto, como apontado por Boehl (2011) solos cimentados tendem a ser rígidos, deste modo pequenas deformações são suficientes para que a tensão de cedência do material seja

atingida. Portanto, torna-se necessário avaliar se existe efeito cimentante agindo na matriz e se este tem influência nas macro estruturas reliquias.

Em alguns casos, onde a composição de finos de um solo for elevada, a importância da estrutura pode ser mensurada com base no grau de sensibilidade das argilas, ou índice de estrutura, que se refere a perda de resistência de um material argiloso quando compara-se o estado natural (indeformado) com o estado amolgado (deformado), frente ao ensaio de compressão simples. (FIORI e CARMIGNANI, 2009). Entre outros fatores, essa mudança deve-se ao arranjo espacial, a forma dos grãos, a mudança do teor eletrolítico da água intersticial, minerais constituintes, etc. (FIORI e CARMIGNANI, 2009).

Com relação ao efeito cimentante dos solos residuais destaca-se os trabalhos de Maccarini (1987) *apud* Godoi (2014) pela contribuição no avanço do entendimento mecânico deste tipo de solos através do estudo mecânico de materiais artificiais, isolando e correlacionando variáveis com os solos residuais naturais.

Oliveira (2011) *apud* Godoi (2014) realizou estudos sob um solo residual do estado do Rio de Janeiro, onde as curvas de tensão versus deformação apresentam um comportamento típico deste tipo de solo, devido sua estruturação e cimentação. De modo geral são caracterizadas por um pico de resistência, seguido pelo decréscimo, passando para um comportamento dúctil e diminuição da rigidez do solo (GODOI, 2014). Ainda segundo Godoi (2014),

“os resultados para esse solo mostraram um comportamento de estruturação, sendo que a cimentação permite que o solo suporte estados de tensão além do que foi observado em ensaios de compressão com amostra desestruturada (amolgada)”.

A Figura 8 apresenta este comportamento típico neste tipo de solo.

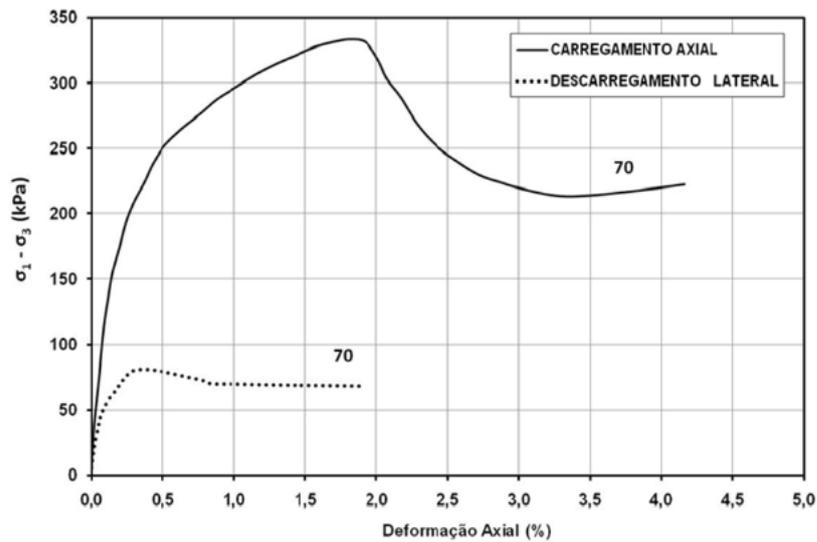


Figura 8. Curvas tensão-deformação para solo residual de gnaisse (Oliveira, 2011 *apud* Godoi, 2014)

2.2.3 Características geotécnicas dos solos residuais brasileiros

Vários autores tem publicado resultados referentes a caracterização de solos residuais apontado seu comportamento diferenciado com relação aos solos sedimentares. A seguir são resumidos algumas características e parâmetros de resistência disponíveis na literatura obtidas para este tipo de solos. Sandroni (1985) *apud* Bernardes (2003) apresenta características típicas de solos residuais brasileiros de acordo com sua origem rochosa (Tabela 2).

Tabela 2. Características físicas típicas dos solos residuais brasileiros oriundos de diferentes protólitos.

Rocha Matriz	Densidade dos Grãos	Índice de Vazios
Gnaisse	2,60 - 2,80	0,1 - 1,1
Quartzito	2,65 - 2,75	0,5 - 0,9
Xisto	2,70 - 2,90	0,6 - 1,2
Filito e Ardósia	2,75 - 2,90	0,9 - 1,3
Basalto	2,80 - 3,20	1,2 - 2,1

Fonte: Sandroni (1983) *apud* Bernardes (2003).

Futai, Cecílio Jr. e Abramento (2002) por sua vez, resumem o banco de dados sobre solos residuais da região metropolitana de São Paulo (Tabelas 3 e 4).

Tabela 3. Resumo dos dados sobre os solos da região metropolitana de São Paulo.

Identificação	Caracterização	Índices físicos	Permeabilidade	Compressibilidade	Resistência
Gnaise Vila Anastácio (I) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7, \text{kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=50\%$ $IP=16\%$		$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130 \text{kPa}$	$c'=34 \text{kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Gnaise ("Migmatito") CE-EPUSP (II) ABEF (1989)	Argila 8,7% (5,0) Silte 57,7% (6,9) Areia 31,4% (6,4)	$\gamma_{nat}=18,3 \text{kN/m}^3$ (1,2) $e=0,85$ (0,19) $w_L=44,4\%$ (5,1) $IP=17,1\%$ (3,9)	$2,7 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ a $6,3 \times 10^{-6} \text{cm/s}$	$C_c=0,3$ (0,08) $C_r=0,04$ (0,012) $C_c/(1+e_0)=0,19$ (0,035) $\sigma'_{vm}=680 \text{kPa}$ (310)	$c'=53 \text{kPa}$ (28) $\phi'=26,8^\circ$ (3,2) $\phi'_r=20,4^\circ$ (2,4)
Gnaise Real Parque (III) Pellogia (1997)	silte arenoso micáceo $w_L=47,6\%$ (13,7%) $IP=17,3\%$ (10,5%)	$\gamma_{nat}=17,4 \text{kN/m}^3$ (5,1 kN/m^3) $e=0,78$ (0,15)			$c'=1$ a 71kPa $\phi'=23,9^\circ$ (5,9°)
Gnaise Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 13,8% (5,5%) Silte 49,1% (8,7%) Areia 35,1% (3,1%) Maduro (até 20m)	$w_L=28,4\%$ (2,0%) $IP=9,4\%$ (1,0%)			$c'=0$ a 20kPa $\phi'=26^\circ$ a 28°
Gnaise Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 0% Silte 63,2% (6,5%) Areia 36,8% (6,5%) Jovem (20 a 30m)	Não Plástico			$c'=24 \text{kPa}$ $\phi'=28,5^\circ$
Gnaise Morumbi (V) EPT (2004)		$\gamma_{nat}=19,0 \text{kN/m}^3$ (0,9 kN/m^3) $e=0,53$ (0,07)		$C_c=0,18$ (0,04) $C_c/(1+e_0)=0,11$ (0,019) $\sigma'_{vm}=570 \text{kPa}$ (115 kPa)	$c'=34 \text{kPa}$ (23 kPa) $\phi'=36,5^\circ$ (1°)
Gnaise Pinheiros (VI) Futai e Gonçalves (2007)	Argila 5,3% (0,6) Silte 28,3% (12,0) Areia 50,3% (13,8)	$\gamma_{nat}=18,9 \text{kN/m}^3$ (1,2) $e=0,68$ (0,13) $w_L=35,3\%$ (0,4) $IP=5,4\%$ (0,8)			$c'=14 \text{kPa}$ (12) $\phi'=36,2^\circ$ (10,6°) $\phi'_r=29,5^\circ$ (8,4°)
Gnaise Rodoanel-Sul (VII) EPT (2007)	Argila 18% (12,1%) Silte 34,2% (9,2%) Areia 47,6% (7,1%)	$\gamma_{nat}=17,0 \text{kN/m}^3$ (1,0 kN/m^3) $e=0,84$ (0,20) $w_L=49,5\%$ (9,7%) $IP=24,4\%$ (6,8%)			$c'=30 \text{kPa}$ (17,4 kPa) $\phi'=31,7^\circ$ (3,1°)
Gnaise Caxingui (IV) Cecílio (2009)	Argila 10% Silte 42% Areia 40% Jovem (36m)	$\gamma_{nat}=20,4 \text{kN/m}^3$ $e=0,60$ $w_L=47,3\%$ (5,1) $IP=20,0\%$ (3,9)	$1,7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$	$C_c=0,21$ $C_r=0,06$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=370 \text{kPa}$	$c'=37,3 \text{kPa}$ $\phi'=26,2^\circ$

Fonte: Futai, Cecílio Jr. e Abramento (2002)

Tabela 4. Resumo dos dados sobre os solos da região metropolitana de São Paulo (continuação)

Gnaiss Santo André (VIII) Lima (2009)	Argila 43% Silte 17% Areia 40%	$\gamma_{nat}=16,3\text{ kN/m}^3$ $e=1,2$ $w_L=52\%$ $IP=22\%$		$c'=39\text{ kPa (20kPa)}$ $\phi'=30^\circ (4,4^\circ)$
Gnaiss Osasco (IX) Lima (2009)	Argila 44% Silte 14% Areia 42%	$\gamma_{nat}=18,3\text{ kN/m}^3$ $e=0,83$ $w_L=55\%$ $IP=23\%$		$c'=23\text{ kPa (10kPa)}$ $\phi'=34,4^\circ (5,2^\circ)$
Gnaiss Jandira (X) Futai (2010)	Argila 15% Silte 53% Areia 32%	$\gamma_{nat}=15\text{ kN/m}^3$ $e=1,18$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$		$c'=14\text{--}34\text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$
Gnaiss Av. Santo Amaro (XI) EPT (2010)		$\gamma_{nat}=18,6\text{ kN/m}^3$ $e=0,81$ $\gamma_{nat}=17,3\text{ kN/m}^3$ $e=0,78$		$c'=164\text{ kPa}$ $\phi'=23,9^\circ$ $c'=45\text{ kPa}$ $\phi'=31,1$
Gnaiss granítico Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 5 a 30% Silte 25 a 50% Areia 20 a 70%	$\gamma_{nat}=16,1\text{ kN/m}^3 (0,3\text{ kN/m}^3)$ $e=1,05(0,16)$ $w_L=47,5\%(1,2\%)$ $IP=21,64\%(1,7\%)$	$C_c=0,46$ $C_r=0,03$ $\sigma'_{vm}=218$	$c'=0\text{ a }50\text{ kPa}$ $\phi'=27,6^\circ\text{ a }31,2^\circ$
Granito Mandaqui (XII) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7\text{ kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$	$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130\text{ kPa}$	$c'=34\text{ kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Granito Vila Albertina (XIII) Godóis (2011)	Argila 45% Silte 20% Areia 34%	$\gamma_{nat}=18,9\text{ kN/m}^3$ $e=0,81$ $w_L=63\%$ $IP=40,6\%$	$C_c=0,27$ $C_r=0,07$ $C_c/(1+e_0)=0,15$ $\sigma'_{vm}=130\text{ kPa}$	$c'=16,5\text{ kPa}$ $\phi'=30,1^\circ$ $\phi_r'=29,7^\circ$
Granito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 10 a 55% Silte 20 a 30% Areia 25 a 60%	$\gamma_{nat}=15,5\text{ kN/m}^3 (1,1\text{ kN/m}^3)$ $e=1,18(0,17)$ $w_L=54,2\%(7,4\%)$ $IP=20,2\%(6,0\%)$	$C_c=0,34$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,17$ $\sigma'_{vm}=170$	$c'=11,3\text{ a }15,9\text{ kPa}$ $\phi'=27^\circ\text{ a }33^\circ$
Filito Tremembé (XIV) Pellogia (1997)	silte areno argiloso $w_L=48\%$ $IP=16\%$	$\gamma_{nat}=17,4\text{ kN/m}^3 (5,1\text{ kN/m}^3)$ $e=0,78 (0,15)$	paralela xistosidade: perpendicular xistosidade:	$c'=15\text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$ $c'=44\text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Filito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 15% a 77% Silte 15% a 73% Areia 8 a 12%	$\gamma_{nat}=18,7\text{ kN/m}^3 (0,4\text{ kN/m}^3)$ $e=0,94(0,1)$ $w_L=68,9\%(17,2\%)$ $IP=34,4\%(11,1\%)$	$C_c=0,20$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,12$ $\sigma'_{vm}=850\text{ kPa}$	$c'=5\text{ a }60\text{ kPa}$ $\phi'=24^\circ\text{--}32^\circ$
Quartzo-micaxisto São Mateus (XV) Franch (2008)	Argila 13% Silte 52% Areia 35% $w_L=40\%$ $IP=4\%$	$\gamma_{nat}=17,8\text{ kN/m}^3$ $e=0,76$	$C_c=0,22$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=100\text{ kPa}$	$c'=32\text{ kPa}$ $\phi'=35\text{ kPa}$
Micaxisto Av. Água Espraiada Yoda (2000) (XVI)	Argila 6% Silte 24% Areia 70%	$\gamma_{nat}=19,6\text{ kN/m}^3$ $e=0,97$ Não Plástico	$C_c=0,40$ $C_r=0,10$ $C_c/(1+e_0)=0,20$ $\sigma'_{vm}=100\text{ kPa}$	$c'=15\text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Micaxisto Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 2% a 12% Silte 18% a 48% Areia 40% a 80%	$\gamma_{nat}=187\text{ kN/m}^3\text{ a }22,5\text{ kN/m}^3$ $e=0,55\text{ a }0,98$ $w_L=51,2\% (0,6\%)$ $IP=24,4\% (3,2\%)$	$C_c=0,53$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,5$ $\sigma'_{vm}=540\text{ kPa}$	$c'=0\text{ a }40\text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ\text{ a }31^\circ$

Fonte: Futai, Cecílio Jr. e Abramento (2002)

Já no estudo de cisalhamento de solos residuais de rochas metamórficas tem-se observado comportamento anisotrópico frente resistência ao cisalhamento. A Tabela 5, como apresenta por Costa Filho *et al.* (1989) *apud* Bernardes (2003) apresenta os parâmetros para solos residuais jovens oriundos de diferentes rochas metamórficas.

Tabela 5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais jovens derivados de rochas metamórficas

Rocha Matriz	Macro-estrutura	Parâmetros de Resistência (Cisalhamento Direto)		Condição de Saturação	Referência
		Paralelo	Perpendicular		
Quartzito Ferrítico	Laminado (silte arenoso)	c = 20 kPa $\phi = 37^\circ$	c = 50 kPa $\phi = 44^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Quartzito Micáceo	Xistoso (areia siltosa)	c = 40 kPa $\phi = 22^\circ$	c = 45 kPa $\phi = 27^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Gnaiss Migmatítico	Em camadas (ricas em mica)	c = 40 kPa $\phi = 22^\circ$	c = 52 kPa $\phi = 23^\circ$	Parcialmente saturado	Campos (1974)
		c = 30 kPa $\phi = 21^\circ$	c = 49 kPa $\phi = 22^\circ$	Submerso	
Xisto	Laminado (silte arenoso)	c = 78 kPa $\phi = 28^\circ$	c = 100 kPa $\phi = 27^\circ$	Parcialmente saturado	Durci e Vargas (1983)
Flito (Micáceo)	Laminado (silte arenoso)	c = 10 kPa $\phi = 29^\circ$	c = 60 kPa $\phi = 41^\circ$	Parcialmente saturado	Durci e Vargas (1983)

Fonte: Costa Filho *et al.* (1989) *apud* Bernardes (2003)

2.3 ANÁLISE CINEMÁTICA

Segundo Fiori e Carmignani (2009) a análise cinemática refere-se a movimentação dos corpos sem abordar as forças causadoras destes movimentos, envolvendo a liberdade geométrica de um determinado bloco quanto a movimentação. Neste sentido a análise cinemática propõe modelos de movimentação considerando a atitude das estruturas presentes com relação a atitude da vertente do talude, gerando modelos potenciais de escorregamento. Apesar de desenvolvida para maciços rochosos, a aplicação deste tipo de análise apresenta vantagens consideráveis em maciços de solos residuais, uma vez que estes possuem a propriedade de herdar tais estruturas.

Como ferramenta de análise estrutural, são usualmente empregadas projeções estereográficas por possibilitarem uma visualização rápida e conveniente dos dados. Dentre as várias projeções disponíveis, destaca-se a rede de Rede de Schmidt, onde os dados planares são usualmente plotados na forma de grandes círculos ou polos de planos.

Em maciços rochosos ocorrem três tipos principais de escorregamentos, sendo estes: escorregamento planar; deslizamento em cunha; tombamentos de blocos e escorregamentos rotacionais. (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

A Figura 9 apresenta os principais tipos de ruptura presentes em macios rochosos e terrosos, bem como a configuração estereográfica estrutural das condições presentes no maciço (HOEK; BRAY (1981) *apud* FIORI; CARMIGNANI (2009)).

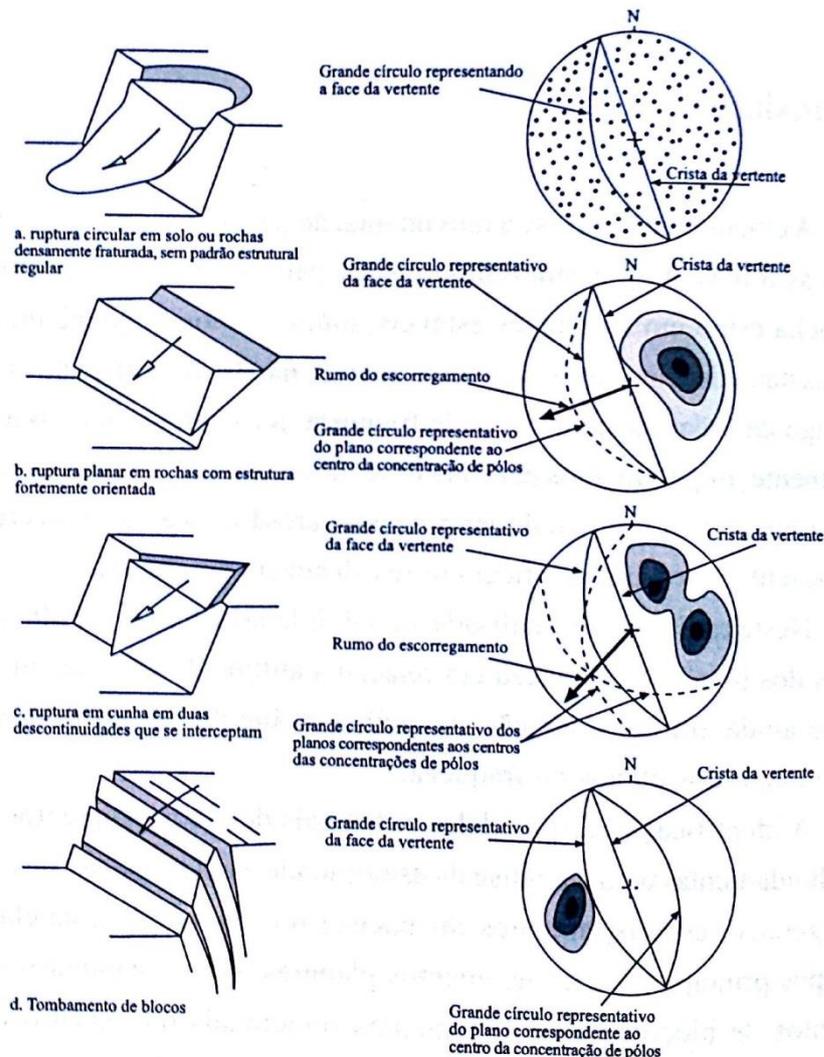


Figura 9 - Principais tipos de deslizamentos em vertentes e estereogramas de estruturas que podem dar origem a estes deslizamentos (Hoek e Bray (1981) *apud* Fiori e Carmignani (2009)).

A seguir são apresentadas de maneira resumida as condições requeridas para cada tipo de deslizamento, segundo Fiori e Carmignani (2009).

- **Escorregamentos Planares:** Dependem da ocorrência de estruturas aflorantes e inclinadas em direção a face livre da vertente com ângulo superior ao ângulo de atrito interno e com ângulo menor do que a inclinação da superfície da vertente.
- **Deslizamento em Cunha:** Ocorre devido ao afloramento da linha de interseção entre dois planos aflorante na face do talude com ângulo de inclinação superior ao ângulo de atrito interno

- Tombamento de Blocos: Envolvem o cruzamento de duas famílias de planos, inclinadas a favor e contra a inclinação da vertente. Desenvolvem-se pelo mecanismo de rotação e não de escorregamento. Condições favoráveis para este tipo aparecem quando a família que mergulha contra a vertente é inclinada a ângulos maiores que $(90-\phi)$ enquanto que a família que mergulha a favor deverá ter inclinações menores que o ângulo de atrito.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A fim de contextualizar a região na qual o local de estudo está inserido, este tópico apresenta a caracterização da região do município de Camboriú, abordando aspectos geológicos, climáticos e pedológicos. No último item deste tópico são apresentadas as observações decorrentes dos trabalhos de campo.

3.1 LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

A área de estudo localiza-se no município de Camboriú, as margens oeste da rodovia BR-101 aproximadamente a 82 km de Florianópolis no sentido norte e aproximadamente 8 km a sul de Itajaí, a partir do cruzamento da BR-101 com a rodovia SC-486. O mapa de localização da área é apresentado na Figura 10.



Figura 10. Localização da área de estudo

3.2 CONTEXTO GEOLÓGICO

A área de estudo encontra-se inserida na porção leste da Província da Mantiqueira (ALMEIDA *et al.*, 1977), no escudo catarinense, o qual por sua vez pode ser dividido em três domínios delimitados pelas Zonas de Cisalhamento Itajaí-Perimbó (ZCI) e Major Gercino (ZCMG), como proposto por Basei (1985). Segundo Florisbal (2011), estes domínios são definidos do seguinte modo:

- **Domínio Externo** (ou Norte): Limitado a sul pela ZCI, abrange unidades paleoproterozóicas do Complexo Granulítico de Santa Catarina e neoproterozóicas da Bacia do Itajaí e Campo Alegre.
- **Domínio Intermediário** (ou Central): Situa-se ao sul da ZCI e a norte da ZCMG, contempla as rochas do Complexo Metamórfico Brusque, Complexo Camboriú e rochas graníticas (Granitos Itapema, Corre Mar, Rio Pequeno, entre outros).
- **Domínio Interno** (ou Sul): Encontra-se a sul da ZCMG e possui rochas graníticas de idade neoproterozóicas do Batólito Florianópolis, com resquícios do Complexo Águas Mornas (embasamento paleoproterozóico).

O Domínio Intermediário apresenta como principais unidades as rochas metassedimentares do Complexo Metamórfico Brusque (CMB), rochas orto e paraderivadas do Complexo Camboriú (CC) e ocorrências de rochas graníticas e vulcânicas. (FLORISBAL, 2011).

De acordo com o Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina (CPRM, 2004) o ponto de estudo encontra-se inserido na Formação Botuverá do Complexo Metamórfico Brusque (CMB), sendo a litofácies NP1brbr – Litofácies rítmica, caracterizada pela alternância rítmica entre sericita xistos, granada-biotita xistos e quartzitos micáceos, com predominância variável entre os protólitos (Figura 11).

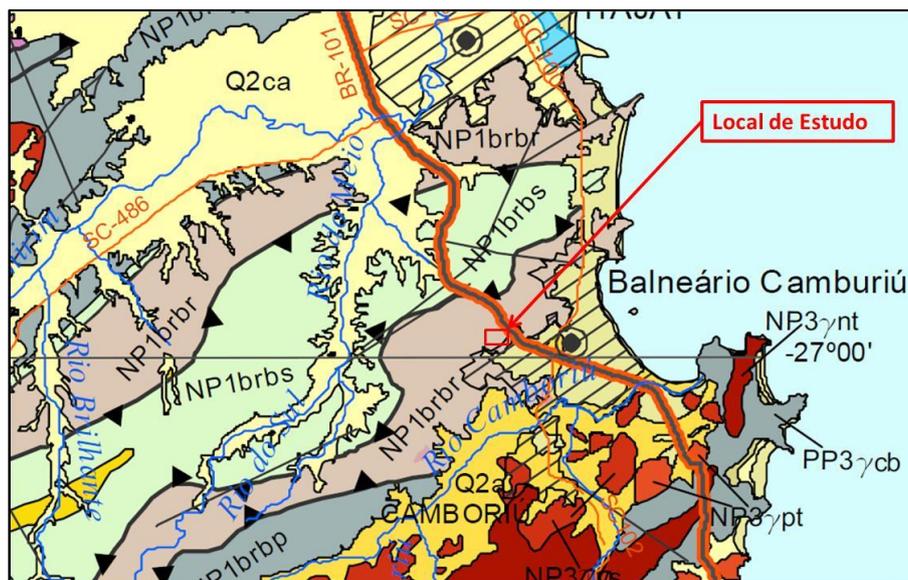


Figura 11. Recorte do mapa geológico do estado de Santa Catarina, com indicação da litofácies presente no local de estudo. (CPRM, 2014 - Modificado)

Como apresentado por Campos (2007) o CMB é a principal unidade do Cinturão Tijucas em SC, encontra-se disposto a $N45^{\circ}E$, sendo limitado pela ZCI e ZCMG, ambas estruturas de alta deformação dúctil, dispostas subverticalmente com movimentação dextral. Á Noroeste do CMB encontram-se as sequências vulcano sedimentares de cobertura tardi a pós Brasiliana da Bacia do Itajaí, a norte as rochas paleoproterozóicas do Complexo Granulítico de Santa Catarina, e ao sul sudeste, as rochas graníticas brasileiras (Campos, 2007);

O CMB apresenta uma evolução complexa, onde foram discriminadas quatro fases de deformação, superpostas a partir da superfície sedimentar S_0 , gerando superfícies S_1 , S_2 , S_3 e S_4 . (Philipp *et al* 2001a; 2004 *apud* Campos (2007)). Segundo o autor, as duas primeiras fases são caracterizadas por estruturas de baixo ângulo ligadas a um evento de colisão oblíqua, gerando estruturas dúcteis de fácies xisto verde inferior a anfíbolito inferior médio, já as duas últimas relacionam-se a um evento transcorrente que gera estruturas dúctil-rúpteis acompanhadas por um metamorfismo de fácies xisto verde.

Como exposto por Campos (2007, p.48),

Porções reliquias com superfície S_0 estão preservadas parcialmente em xistos pelíticos e quartzitos, caracterizadas por um bandamento composicional rítmico milimétrico a decimétrico, com os níveis quartzosos e mais ricos em minerais pesados apresentando variação regular do tamanho de grão em camadas. Este bandamento está deformado por uma foliação S_1 e encontra-se transposto por uma foliação S_2 , que representa a xistosidade regional.

Hartmann *et al.* (2003) sugere que a idade de sedimentação da bacia seja mais recente que 2023 ± 7 Ma, baseada em datações U-Pb SHIRIMP em zircões detríticos presentes no quartzitos. Basei (1990) *apud* Campos (2007) propõe que a idade representativa do clímax metamórfico do CMB, corresponda a segunda fase de metamorfismo, datada em 706 Ma (Rb-Sr, rocha total).

A unidade pelítico arenosa estudada por Campos (2007), na região de Itapema, é constituída por xistos pelíticos e areno-pelíticos de cor cinza esverdeada que adquire tons avermelhados quando alterados. Entre os tipos principais ocorrem muscovita-clorita-quartzo filonito, muscovita-biotita-quartzo xisto com ocorrência mais restritas de granada, andaluzita e cordierita.

As relações de contato entre o CMB e CC são definidas por relações de contato tectônico caracterizados como falhas de empurrão, entretendo de difícil determinação devido a proximidade com as intrusões dos granitóides neoproterozóicos (Floribal, 2011).

Segundo LOPES (2008, p.23), o Complexo Camboriú (CC)

[...] é constituído por gnaisses migmatíticos, granitóides e rochas metamáficas cortadas por corpos graníticos de diversas composições. Os corpos migmatíticos são de tamanhos e formas variadas, porém todos alinhados segundo a direção NE, tal como as zonas de cisalhamento presente.

A complexa evolução geotectônica da área tem gerado uma diversidade de interpretações no estudo evolutivo do CMB. No âmbito deste trabalho, apenas as principais características físicas foram apresentadas e maiores detalhes podem ser obtidos nos trabalhos de Campos (2007) e Philipp *et al* (2004).

3.3 CLIMA

De acordo com o Caderno Técnico do Plano Diretor Participativo de Camboriú (Camboriú, 2012), que cita Santos (2001) e Ciram (1999), o clima do município é do tipo subtropical mesotérmico úmido, com verões quentes e sem estação seca bem definida, com temperaturas médias anuais de $19,5^{\circ}\text{C}$, onde máximas e mínimas já registradas na região foram $39,5$ e $2,6^{\circ}\text{C}$. Conforme apresentado ainda na publicação, a precipitação total anual da região é em média de $1.600,4$ mm.

3.4 PEDOLOGIA

Segundo o mapeamento de solos de Santa Catarina (Figura 12) realizado pela Embrapa (2004), o ponto de estudo e suas proximidades apresentam dois tipos de solos: **Litólito**, do subtipo Ra1 e **Podzol**, subtipo Pa1.

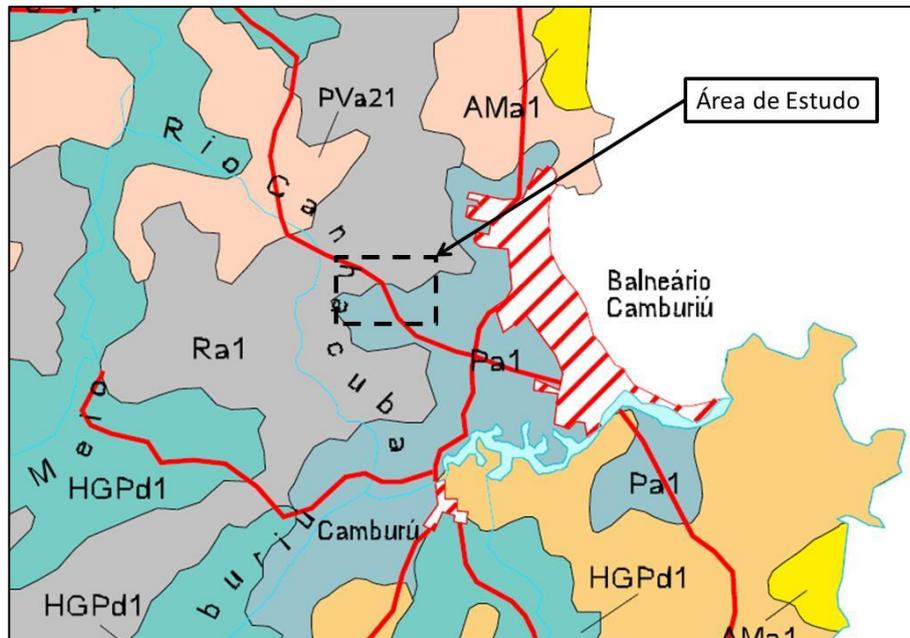


Figura 12. Recorte do Mapa de Solos de Santa Catarina. (Embrapa, 2004 – Modificado)

De acordo com Embrapa (2004) estes solos são caracterizados da seguinte forma:

- **Solos Litólicos Álicos A moderado, textura argilosa (Ra1)** - Associação Solos Litólicos Álicos A moderado, textura argilosa, fase pedregosa, relevo montanhoso e escarpado (substrato rochas do Complexo Metamórfico Brusque) + Cambissolo Álico Tb A moderado, textura argilosa, relevo montanhoso, ambos face floresta tropical/subtropical perenifólia.
- **Podzol Álico hidromórfico A moderado e proeminente, textura arenosa (Pa1)** - Podzol Álico hidromórfico A moderado e proeminente, textura arenosa, fase floresta tropical de restinga, relevo plano.

Os Solos Camissolos, como descritos pela Embrapa (2004), refere-se aos solos minerais, não hidromórficos, com horizonte B incipiente, tanto em suas características físicas quanto na atividade química de argilas. Situado abaixo do horizonte A, ou H turfoso. Apresentando a seguinte sequência de alteração A(H), Bi, C. Este tipo de solos podem se originar em diferentes tipos de rochas e apesar de apresentarem certo grau de evolução, este

não é suficiente para meteorizar por completo os minerais primários mais facilmente alteráveis, como feldspatos, mica, hornblenda, entre outros; não acumulam quantidades significativas de óxidos de ferro, húmus e argila, apresentando B textural ou B espódico (EMBRAPA 2004). Ainda segundo Embrapa (2004), apresentam profundidades variáveis, geralmente possuem drenagem boa a moderada e colorações diversas variando com o tipo de substrato e o clima, distribuem-se em praticamente todo o estado, predominando em relevos ondulados de forte a fracamente ondulado.

Como os dados climáticos e aspectos vegetativos sugerem, espera-se que os solos desta região sejam marcados por processos de alitização (i) e monossilitização (ii).

Alitização: Associação de minerais característica é de óxi-hidróxidos de ferro (goethita) e de alumínio (gibbsite) caso a drenagem dos perfis seja alta suficientemente. (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009)

Monossilitização: mineralogia característica apresenta caolinita, smectita e óxi-hidróxidos de ferro (goethita). (TOLEDO, OLIVEIRA E MELFI, 2009)

3.5 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

O mapeamento geotécnico do município de Camboriú, realizado por Higashi *et al* (2015), é a apresentado na Figura 13. De acordo com este trabalho, a unidade geotécnica correspondente ao local de estudo é a unidade PVx - Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato xisto.

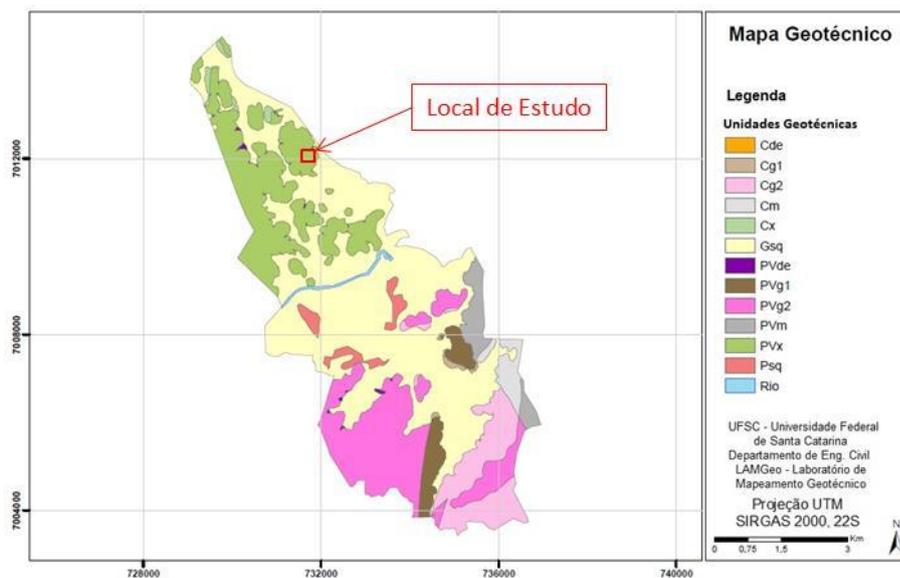


Figura 13. Mapa geotécnico do Município de Camboriú. (Higashi *et al*, 2015 – Modificado)

Segundo Higashi *et al.* (2015), esta unidade apresenta restrição de ocupação moderada por possuir poucas encostas instáveis e localizar-se em baixas declividades, podendo ocorrer no entanto problemas de erodibilidade. Deste modo recomenda-se a proteção superficial dos solos e conservação da cobertura vegetal (HIGASHI *et al.*, 2015). Segundo Higashi *et al.* (2015), apesar da coesão apresentada nestes solos ser reativamente baixa (6 kPa), a mesma é compensada por um alto ângulo de atrito ($37,7^\circ$) associado as baixas declividades, entretanto, caso a ocupação envolva a instalação de taludes de corte, a recomendação é para que o problema seja avaliado de forma detalhada e pontual.

3.6 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

O local de estudo caracteriza-se pela presença de dois taludes artificiais de corte, escavados sob o mesmo maciço, com faces voltadas SE (Talude Norte) e NE (Talude Oeste), com estrutura na forma de bancadas, se interceptam em um ângulo de aproximadamente 90° próximos a uma drenagem natural do terreno. As Figuras 14 e 15 mostram o aspecto geral de ambos os taludes.



Figura 14. Aspecto geral do talude norte, em a) com visada frontal e b) com visada lateral.



Figura 15. Aspecto geral do Talude Oeste, em dois momentos distintos a) durante a escavação das bancadas e b) geometria final.

Próximo a base dos mesmos encontram-se instalados dois barracões industriais, onde aflora material rochoso alterado, identificados como xisto. O maciço rochoso da base encontra-se intensamente fraturado, cortado por fraturas de diversas direções e com foliações metamórficas variáveis. Próximo às discontinuidades observa-se maior grau de alteração, denotada pela coloração marrom avermelhada decorrente dos processos de alteração (Figura 16).



Figura 16. Aspecto do maciço rochoso aflorante próximo ao sopé dos taludes, exposto em virtude a instalação de obras locais.

À medida que se avança em direção às porções superiores do talude nota-se o predomínio de um horizonte C espesso, bastante alterado, porém ainda preservando planos de xistosidade e de fraturamentos. Nas porções superiores, foi identificada apenas visualmente a presença de um horizonte B pouco espesso, tendo sido desconsiderado desta análise em virtude de sua proporção. De modo geral, o horizonte C apresenta-se bastante friável, ocorrendo variações laterais de diferentes graus de alteração, porém de comportamento semelhante. As foliações mais evidentes são de baixo ângulo, mergulhando geralmente para NE e SE, entretanto foliações de alto ângulo também foram observadas. Em algumas porções nota-se a sobreposição destas foliações (Figura 17).

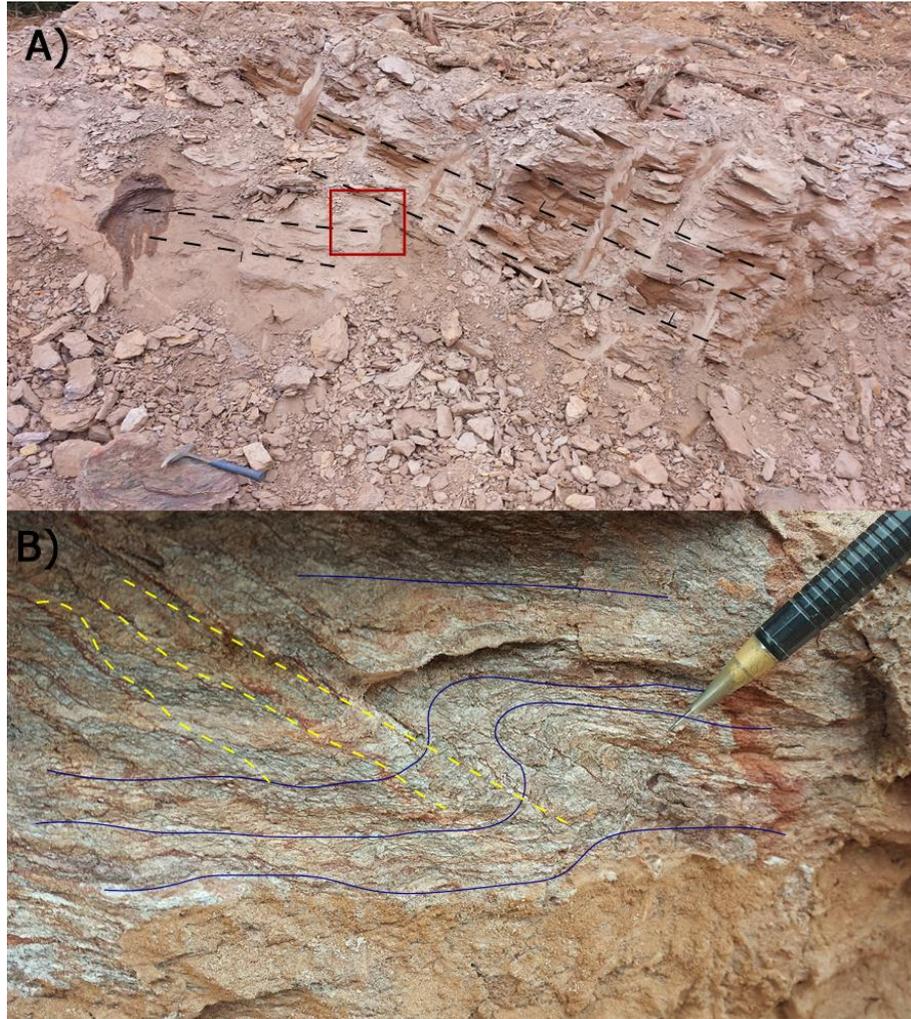


Figura 17. Presença de planos de xistosidade. A) Orientação macroestrutural no maciço e B) detalhe em amostra de mão com destaque para as diferentes orientações observadas.

Ao longo do maciço são observados presença de crenulações associadas a xistosidade (Figura 18) e com ocorrências esparsa de níveis e veios quartzosos (Figura 19) de textura sacaróide.



Figura 18. Crenulações e dobramentos centimétricos a decimétricos.



Figura 19. Veio quartzoso presente no maciço.

Com relação aos aspectos estruturais, observou-se que as discontinuidades (falhas ou fraturas) são presentes em todo o talude sob direções variadas e geralmente com altos ângulos de mergulho. Em alguns casos, o posicionamento destas, torna-se crítico para instabilização de determinadas porções do maciço, ocasionando deslizamento de blocos (Figura 20) e desprendimentos em cunha (Figura 21).



Figura 20. Rupturas planares rasas, com sentido de movimentação indicado pela seta preta.



Figura 21. Desprendimento em cunha, causado pelo afloramento da linha de intersecção de dois planos em uma das vertentes artificiais do maciço.

Também foram observar evidências de prováveis rupturas circulares denotadas pela geometria do talude, ou observadas como fendas de tração. (Figura 22)

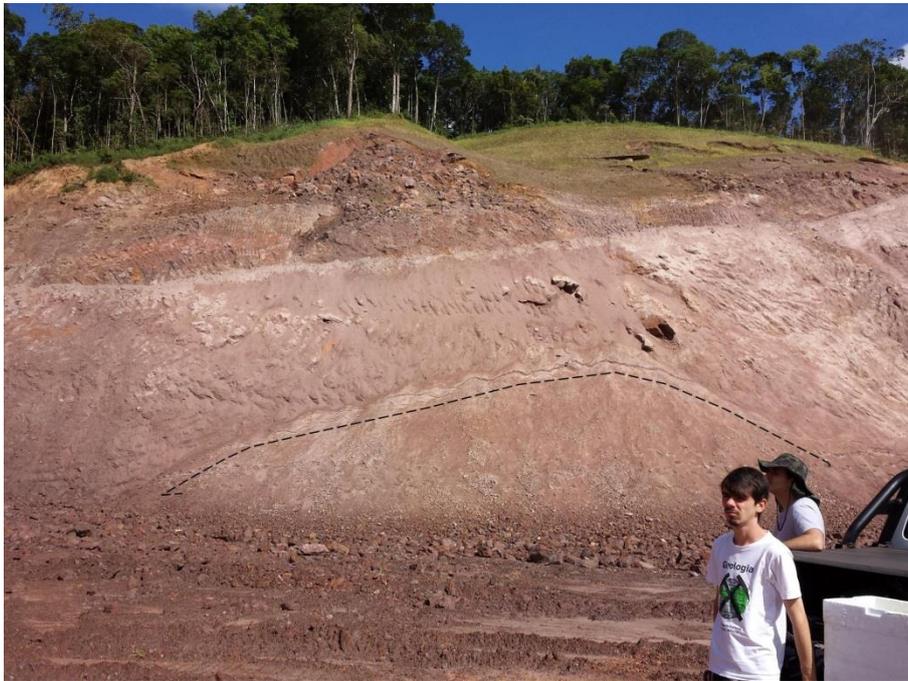


Figura 22. Fenda de tração em estágio inicial de ruptura circular rasa.

4 METODOLOGIA

A fim de avaliar aspectos de estabilidade do talude abordado neste estudo, focando na influência das estruturas reliquias, adotou-se uma abordagem empírica fundamentada em observações de campo, ensaios de laboratório e análise de dados.

4.1 PRÉ-CAMPO

Os trabalhos pré-campo envolveram pesquisa bibliográfica, aquisição e interpretação de dados topográficos e de sondagem SPT, processamento e análise de modelos digitais de terreno, bem como planejamento dos trabalhos de campo.

4.1.1 Aquisição de dados da sondagem SPT e de levantamento topográfico

Os dados de Sondagem SPT (Standard Penetration Test) executados no local de estudo foi fornecido por uma empresa privada, prestadora de serviços. A execução foi realizada de acordo com as normas técnicas NBR 6484 (ABNT, 2001).

De modo geral, o ensaio consiste no registro do número de golpes necessário para se cravar o amostrador no solo com o equipamento padrão. Cada golpe consiste na queda livre de uma massa pesando 65kg de uma altura de 75 cm. Para cada metro de perfil são registrado o número de golpes dos últimos 45 cm, os quais por sua vez dividem-se em 3 segmentos de igual valor (15 cm cada). Deste modo, o índice de resistência a penetração (N) corresponde ao número de golpes necessários para os 30 cm finais. A amostragem ocorre ao longo de toda a extensão do perfil. Todos os detalhes e especificações deste ensaio podem ser obtidos na norma técnica citada.

De maneira semelhante, o levantamento topográfico também foi fornecido para fins de pesquisa por parte de terceiros, e foi apresentado na forma de planta topográfica do terreno, com espaçamento vertical de 1m.

4.2 TRABALHOS DE CAMPO

Os trabalhos de campo foram realizados em três etapas com objetivos distintos, nos dias 20/01, 01/09 e 14/11 de 2016.

- **Etapa I** - Reconhecimento geral e descrição do talude: Foram tomadas notas iniciais sobre acesso e realizadas observações gerais sobre maciço.
- **Etapa II** - Coleta de amostras e tomada de medidas estruturais: A segunda etapa teve como principal objetivo a coleta de amostras e dados estruturais. Foram coletadas 2 blocos indeformados representativos de diferentes graus de intemperismo e obtidos medidas de fraturas e xistosidades. Foi a principal etapa de aquisição de dados.
- **Etapa III** - Verificação e validação: Após a análise e interpretação de todos os dados obtidos, uma terceira etapa foi realizada objetivando validar os resultados e melhor compreender disposição das feições estruturais.

4.2.1 Descrição e Coleta de Dados

Como pré-requisito as demais etapas do trabalho, o talude foi descrito em termos geológicos, pedogenéticos, estruturais e geométricos. Concomitantemente realizou-se o registro fotográfico e anotações em caderneta de campo. A abordagem do talude partiu dos aspectos gerais até gradativamente culminar em graus de detalhe permitidos por inspeções táteis visuais.

4.2.2 Obtenção de dados estruturais

A coleta de dados estruturais e de geometria foi realizada com auxílio de bússola geológica do tipo CLAR, tomando-se nota do sentido e ângulo de mergulho de feições planares. Apesar de uma análise estrutural completa não ter sido o foco deste trabalho, em campo optou-se pelo levantamento de estruturas mais evidentes, tendo em vista sua possível contribuição em processos de instabilidade.

Ao todo foram levantadas 56 medidas estruturais de feições planares, incluindo planos de xistosidade e juntas (falhas ou fraturas) para posterior interpretação em a análise cinemática a fim de prever os tipos potenciais de movimentos.

4.2.3 Coleta de Amostras

Amostras indeformadas são requeridas aos ensaios mecânicos tendo em vista as particularidades envolvidas nestes tipos de solo, o excedente de material oriundo da moldagem dos corpos de prova foi empregado nos ensaios de caracterização.

Como discutido previamente, a coleta de amostras nos solos residuais estão sujeitas a problemas de representatividade, tendo em vista a complexa evolução deste tipo de solos, por isso procurou-se distinguir em inspeção tátil visual os diferentes horizontes que compõem o perfil de alteração e assim planejar a coleta. Optou-se então pela coleta de dois blocos estruturados em horizonte representativo de rocha alterada (Bloco A) e uma coleta em horizonte C residual (Bloco B). A fim de melhor avaliar a resistência dos materiais investigados, tomou-se o cuidado de coletar os blocos em porções não afetadas por falhamentos ou veios. Os blocos indeformados foram cuidadosamente coletados mediante a remoção gradativa de material de suas laterais empregando pá, martelo, facas e espátulas (Figura 23). Os blocos foram então envolvidos em uma primeira camada de papel filme, seguidas de mais duas camadas de ataduras gessadas, e condicionadas em caixas plásticas, acomodados em solo evitando assim impactos e perturbações durante o transporte (Figura 24). Em laboratório os blocos foram mantidos em câmara úmida a fim de evitar a secagem das amostras, mantendo os teores de umidade naturais.



Figura 23. Coleta do Bloco indeformado B, destinado à realização de ensaios mecânicos.



Figura 24. Bloco indeformado envolvido em papel filme e atadura gessada para condicionamento em câmara úmida.

4.3 ENSAIOS LABORATORIAIS

As etapas laboratoriais contemplaram ensaios de caracterização, ensaios mecânicos e análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Os ensaios mecânicos e de caracterização foram executados nas dependências do Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil e as análises de MEV no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC (LCME/UFSC).

4.3.1 Ensaios de caracterização física das amostras

Os ensaios de caracterização realizados para cada bloco de amostra contemplaram: determinação do peso específico dos grãos (i), determinação dos Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP) (ii) e distribuição granulométrica (iii).

A preparação de amostras para os ensaios de caracterização foi realizado de acordo com a norma técnica NBR6457 (ABNT, 1986)

O ensaio para determinação da massa específica dos grãos, foi executado segundo NBR 6508 (ABNT, 1984), com aproximadamente 55 gramas de solo em picnômetro de 500 mL, aplicando-se pressões negativas de 80 mmHg.

Os limites de liquidez e plasticidade foram obtidos segundo a metodologia das normas NBR 6459 e NBR 7180 (ABNT 1984) respectivamente. Para obtenção das

distribuições granulométricas o procedimento adotado obedeceu a norma NBR-7181 (ABNT 1984) e adicionalmente foi realizado procedimento sem defloculante a fim de verificar a presença ou não de estruturas em grumos.

4.3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os corpos de prova (CP) destinados ao ensaio de Cisalhamento Direto foram obtidos com auxílio de moldes metálicos a partir dos blocos indeformados, com medidas compatíveis com a da caixa de ruptura.

Os moldes foram posicionados na orientação desejada, paralelo e perpendicular aos planos de xistosidade, tendo suas arestas biseladas voltadas para o sentido de inserção. O material ao redor é gradativamente removido com auxílio de uma faca à medida que o molde vai sendo cravado, intercalando desbaste e cravação (Figura 25).



Figura 25. Procedimento para moldagem dos corpos de prova destinados ao ensaio de cisalhamento direto. À esquerda CP orientado paralelamente a xistosidade, à direita CP orientado perpendicularmente a xistosidade.

Após o completo preenchimento do molde, separou-se o mesmo do bloco para o acabamento final, tendo as faces desbastadas rente aos limites do molde.

Durante todo o processo foram observadas possíveis perturbações do material a objetivando avaliar a qualidade da amostra obtida. Após a etapa de moldagem, para cada corpo de prova anotou-se o peso, volume e teor de umidade para determinação dos índices físicos.

Os ensaios foram executados de acordo com a normas técnica ASTM D3080 - *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Para o bloco B, representativo do horizonte C, foram moldados corpos de prova paralelo e perpendicularmente aos planos de xistosidade. Adicionalmente, verificou-se o efeito da aplicação de diferentes tensões normais no comportamento da amostra, onde foram realizados rupturas de 18, 33, 78, 138 e

198 kPa. Para o bloco correspondente a rocha alterada (Bloco A), apenas rupturas paralelas a xistosidade foram efetuadas nos estágios de 78,138 e 198 kPa.

Os corpos de prova foram transferidos para a caixa cisalhante, onde foram submetidos ao estágio de consolidação sob condições inundadas. Os tempos de consolidação para as amostras variaram de 8 a 12 horas a fim de favorecer consolidação e saturação apropriados.

Na fase de cisalhamento, o plano de ruptura foi induzido no corpo de prova pelo deslocamento relativo de ambas as partes de caixa. Os deslocamentos verticais, representadas pela variação de altura, são registradas pelo extensômetro de deslocamento vertical e tensão cisalhante pela célula de carga.

Como resultado de cada ensaio obtêm-se a trajetória da tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal. As envoltórias de ruptura foram obtidas a partir da tensão de pico e as equações obtidas de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

A fim de se avaliar a influência da orientação da xistosidade nos corpos de prova, as amostras foram rompidas de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6. Relação dos corpos de prova submetidos ao ensaio de cisalhamento direto

Amostra	Orientação relativa a Xistosidade	Tensão Normal aplicada (kPa)	Velocidade de deslocamento mm/min
A1	Paralela	78	0,0617
A2	Paralela	138	0,0617
A3	Paralela	198	0,0617
B1	Paralela	18	0,307
B2	Paralela	33	0,307
B3	Paralela	78	0,307
B4	Paralela	138	0,307
B5	Paralela	198	0,307
B6	Perpendicular	18	0,307
B7	Perpendicular	33	0,307
B8	Perpendicular	78	0,307
B9	Perpendicular	138	0,307
B10	Perpendicular	198	0,307

A Figura 26 mostra o equipamento padrão empregado nos ensaios de cisalhamento.



Figura 26. Equipamento empregado no ensaio de Cisalhamento

Após o término de cada ensaio os corpos de prova passaram por uma validação, referente ao desenvolvimento da superfície de ruptura. Uma superfície que rompe de encontro a base ou o teto do corpo de prova é descartada. A Figura 27 apresenta um exemplo de uma ruptura inválida e de uma ruptura válida.



Figura 27. Exemplo de superfícies de ruptura inválida (à esquerda) e superfície bem desenvolvida, válida (à direita)

4.3.3 Análise de Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV/ EDS

A análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV) associada a espectroscopia (EDS) teve por objetivo a observação de estruturas a nível microscópico e obtenção de informações sobre a composição dos materiais observados. Deste modo, foram analisadas 10 amostras conforme apresentado na Tabela 7, contemplando amostras indeformadas e amolgadas (após ruptura CD) a fim de verificar as alterações estruturais sofridas pelo solo.

Tabela 7. Amostras destinadas a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), com espectroscopia EDS.

Amostra	Bloco	Condição	Visada
M1	A	Cisalhado paralelamente	Superfície Cisalhada
M2	A	Cisalhado paralelamente	Lateral
M3	A	Indeformado	Superfície Xistosa
M4	A	Indeformado	Lateral
M5	B	Cisalhado paralelamente	Superfície Cisalhada
M6	B	Cisalhado paralelamente	Lateral
M7	B	Cisalhado perpendicularmente	Superfície Cisalhada
M8	B	Cisalhado perpendicularmente	Lateral
M9	B	Indeformado	Superfície Xistosa
M10	B	Indeformado	Lateral

Após o ensaio de cisalhamento direto as amostras foram condicionadas em bandejas metálicas, passando por processo de secagem natural. Amostras na ordem de 1cm³ foram cuidadosamente removidas com auxílio de facas e estiletes segundo as condições apresentadas na Tabela 7. De modo similar obteve-se amostras indeformadas. A Figura 28 ilustra exemplos de orientação das amostras.

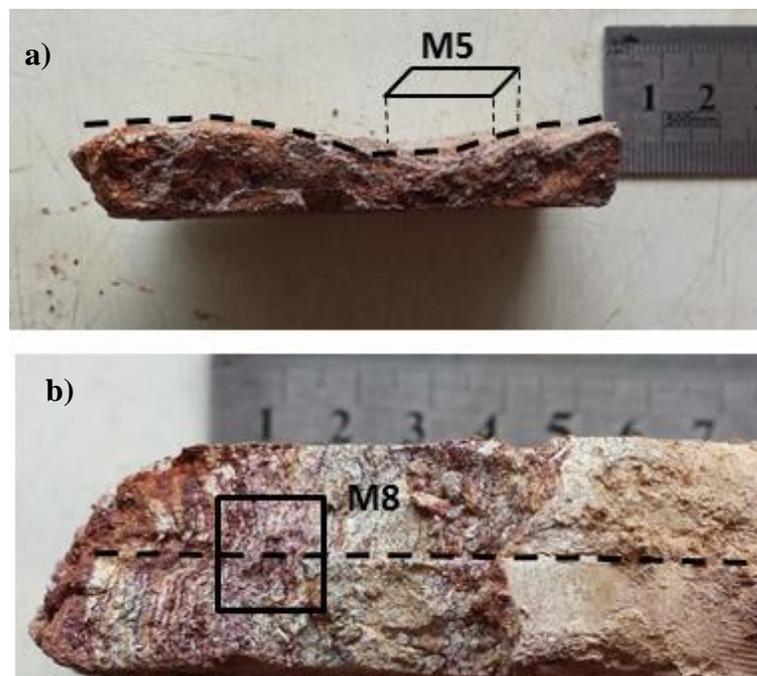


Figura 28. Ilustração exemplificando orientação de amostras destinadas a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), em a) orientado paralelamente e b) perpendicularmente.

Após o preparo, as amostras foram condicionadas em uma caixa de papelão forrada com papel fino a fim de evitar impactos no transporte, tendo em vista a fragilidade do

material, onde foram mantidas por mais uma semana em processo de secagem natural (Figura 29).

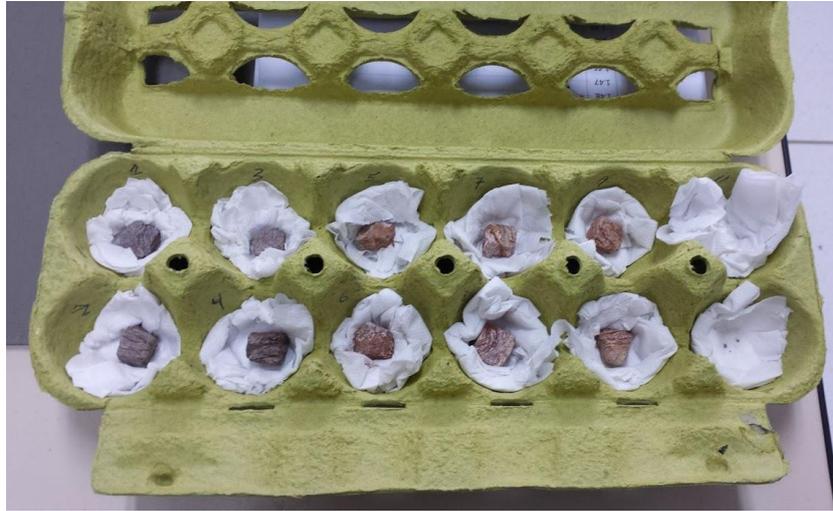


Figura 29. Condicionamento de amostras destinadas ao MEV.

Nas dependências do LACME/UFSC, procedeu-se ao acabamento final das amostras empregando-se lixa e estilete. As amostras foram fixadas com cola prata em uma pequena base metálica (*stub*) (Figura 30). Na sequência as amostras foram submetidas a vácuo e recobertas com uma fina película de ouro, garantindo a condutividade elétrica na superfície do material, tornando o processo de imageamento possível. Os procedimentos adotados seguiram as normas e orientações do laboratório, com metodologia semelhante a adotada por Godoi (2014) e Espíndola (2011).



Figura 30. Amostras fixadas nos *stubs*, prontas para etapa de recobrimento.

O equipamento utilizado foi um microscópio JEOL, modelo JSM 6390LV (Figura 31), com filamento de Tungstênio e resolução de 3 nm do Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC (LCME/UFSC). Foram obtidas imagens com aumentos entre 30 a 800X.

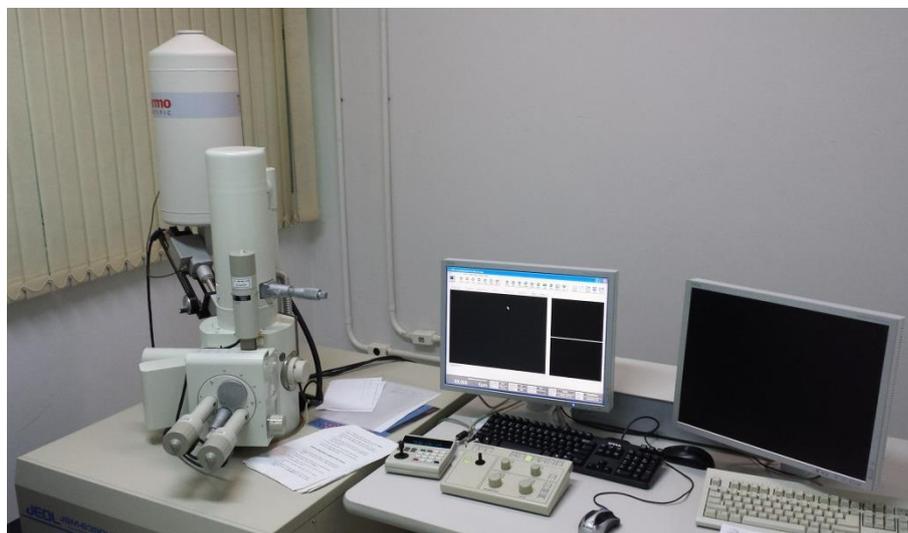


Figura 31. Microscópio eletrônico e estação de trabalho utilizada.

4.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O método básico aplicado na análise de estabilidade foi o de Bishop Simplificado. Como exposto anteriormente, o método considera um estado de equilíbrio limite para as fatias de solo em sua superfície de ruptura, sendo esse limite representado pelo fator de segurança unitário ($FS=1$).

Foram traçados e modelados 4 perfis diferentes dispostos na área de estudo com base nas geometrias atuais e pretéritas. Foram simuladas ainda efeitos da variação do nível piezométrico, buscando-se fatores de segurança próximos unidade. Os parâmetros de entrada derivam dos resultados do ensaio de cisalhamento direto e a geometria foi traçada com base no laudo SPT e MDT disponíveis. Para o cálculo e simulações empregou-se o *Geostudio 2012*, aplicando-se o módulo *Slope/w* v. 8.15

4.4.1 Interpretação de dados estruturais

As 65 medidas foram plotadas em estereograma de ângulos iguais, com auxílio do software *Dips 5.1*, onde foram simulados vertentes com mergulhos para 115 (E25S) e 060 (N60E) a ângulos constante de 45° . Estas orientações foram escolhidas com base na porção

do talude em análise e o ângulo de mergulho corresponde ao ângulo médio das porções entre as bancadas. A título de simplificações, atribui-se o valor constante de 25° para o atrito entre os planos. A metodologia de análise segue as orientações propostas por Goodman (1980) e sua aplicação neste trabalho tem por objetivo meramente ilustrar a ocorrência de potenciais deslocamentos rochosos.

Em linhas gerais a análise divide o estereograma em três porções principais de acordo com a orientação da vertente (Figura 32).

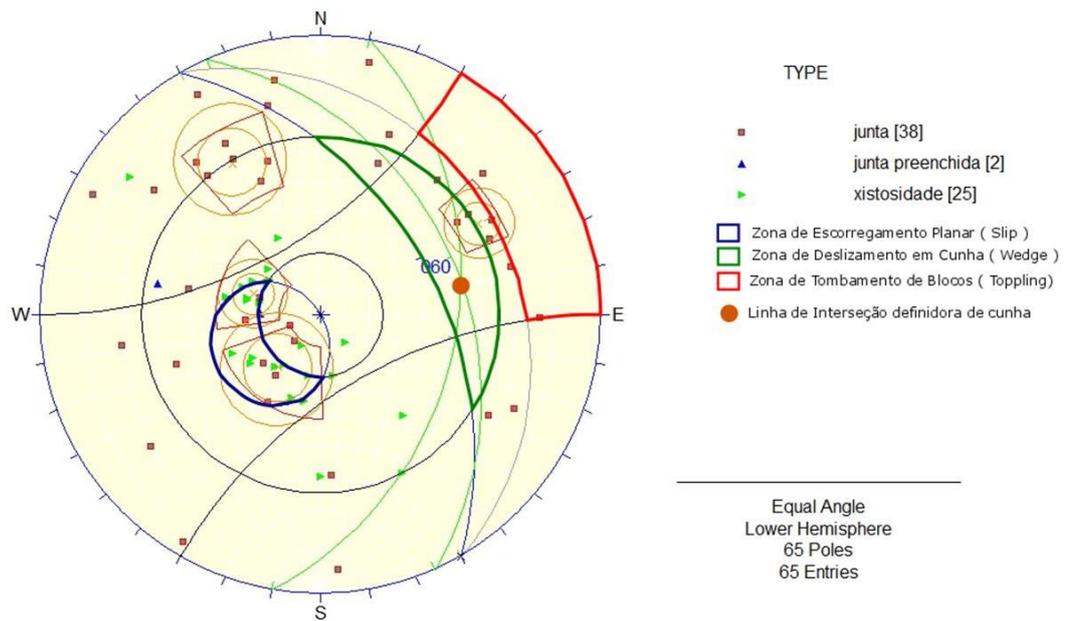


Figura 32. Exemplo de análise cinemática com destaque para diferentes zonas de desprendimento.

Polos Presentes na área azul definem escorregamentos planares, enquanto polos na zona vermelha definem tombamentos de blocos. Já os deslizamentos em cunha são definidos pela interseção de planos na zona verde.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O presente tópico apresenta os resultados obtidos no desenvolvimento deste trabalho, contemplando análise e interpretação de dados adquiridos, resultados de ensaios de caracterização, mecânicos, MEV e de análise cinemática. Adicionalmente abordou-se a análise de estabilidade baseada nos modelos propostos.

5.1 ANÁLISE DA TOPOGRAFIA

A partir das curvas de nível construiu-se um modelo tridimensional do talude aplicando algoritmos específicos implementados no software *Q-GIS*. O procedimento consistiu na rasterização das curvas de nível e posterior interpolação de dados para gerar modelo digital de terreno (MDT) com resolução de 1 metro. Para melhor visualização das feições topográficas, o MDT foi processado aplicando-se efeitos de sombra, cores e sobreposição de camadas apresentado na Figura 33.

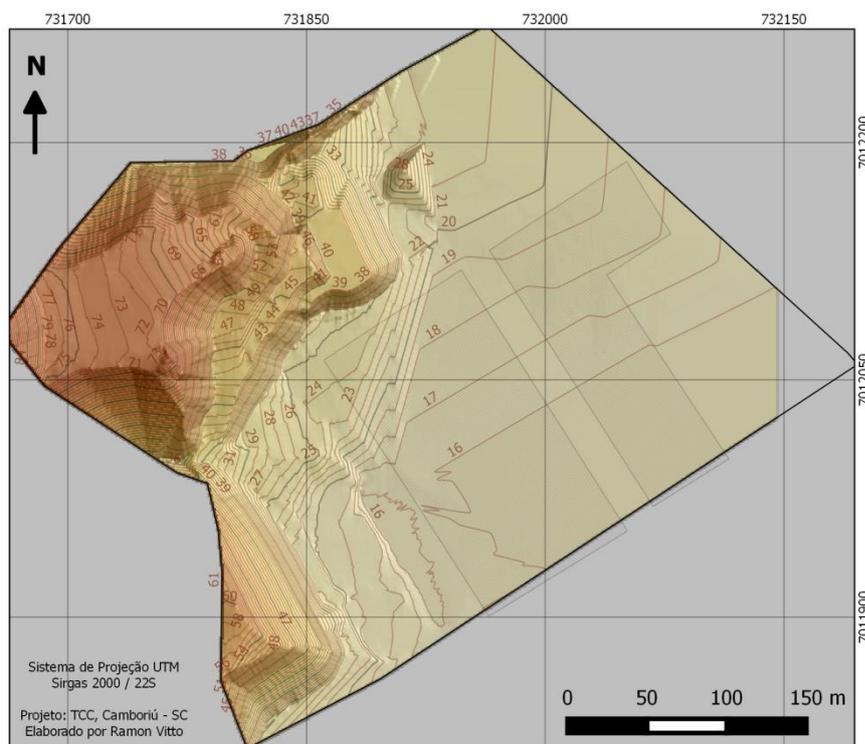


Figura 33. Modelo digital de terreno construído mediante processamento de curvas de nível fornecidas.

Adicionalmente elaborou-se modelo de declividade a fim de melhor representar a geometria do talude. Foram observados inclinações variáveis, com ângulos de até 50° entre as bancadas (Figura 34)

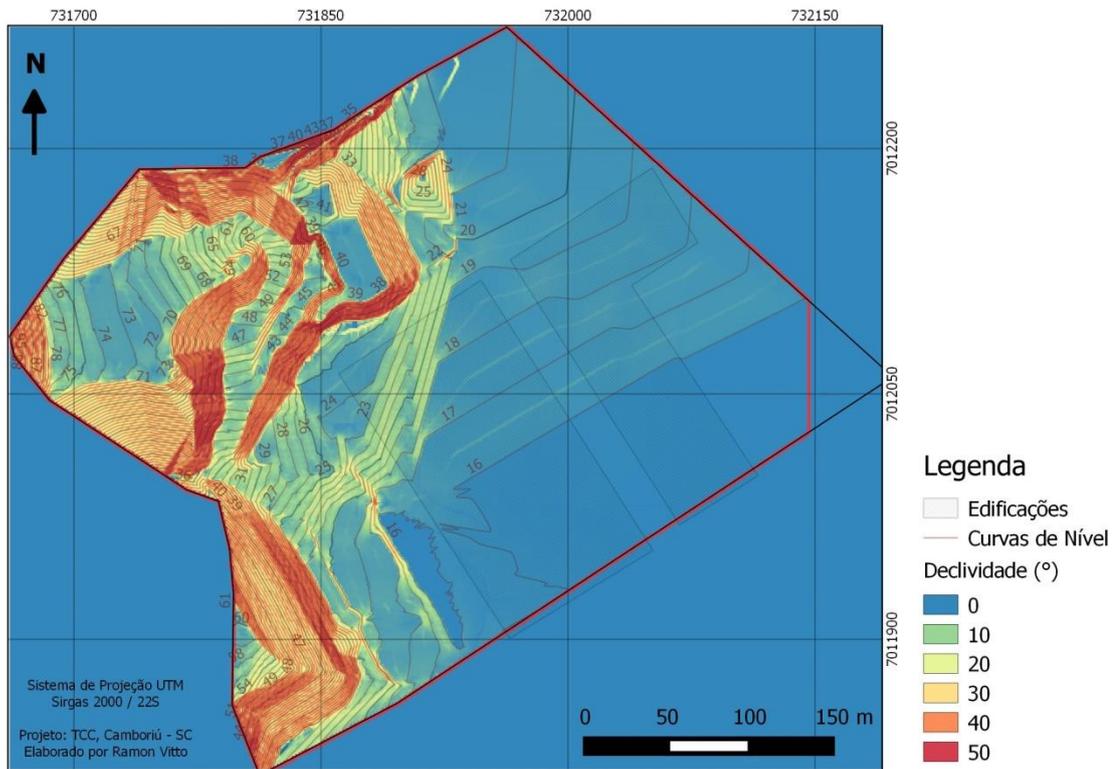


Figura 34. Modelo ode declividade gerado, simbolizando os valores em graus.

Por fim, para efeitos de visualização foi gerado um modelo de superfície tridimensional do talude (Figura 35). A elaboração destes modelos permitiu o traçado e entendimento adequado dos perfis topográficos empregados nos cálculos de estabilidade.

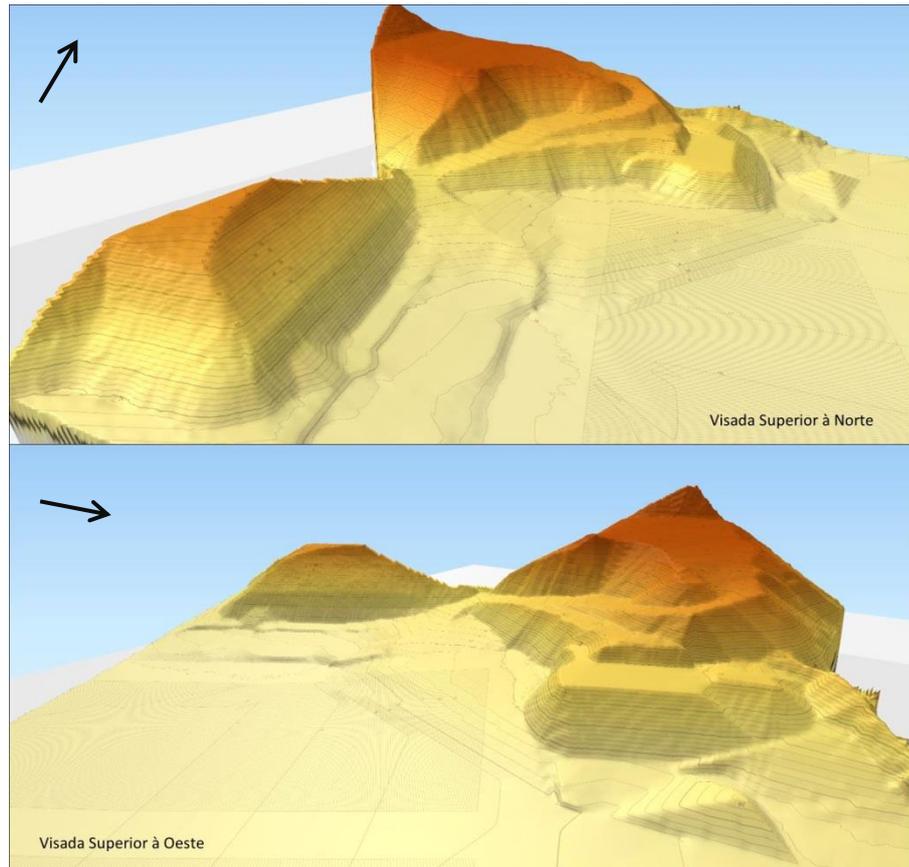


Figura 35. Modelos tridimensionais de superfície do talude investigado, com seta indicando aproximadamente o norte geográfico.

5.2 ESPACIALIZAÇÃO DOS DADOS

A Figura 36 apresenta a localização da coleta dos blocos indeformados, da execução de sondagem SPT e pontos de observações e tomada de medidas estruturais. Destaca-se que devido às quantidades de material desagregado junto à superfície, circulação de veículos e execução de obras, algumas porções do talude não puderam ser efetivamente avaliadas. Apesar de ambos os blocos terem sido coletados em proximidade, buscou-se por materiais representativos dos horizontes avaliados. As variações de medidas estruturais, mesmo em um mesmo ponto, não permitiu que fossem definidos ou identificados tendências locais, associando-se isto ao aspecto essencialmente terroso, optou-se por não plotar as medidas em mapa e sim interpretá-las em estereogramas.

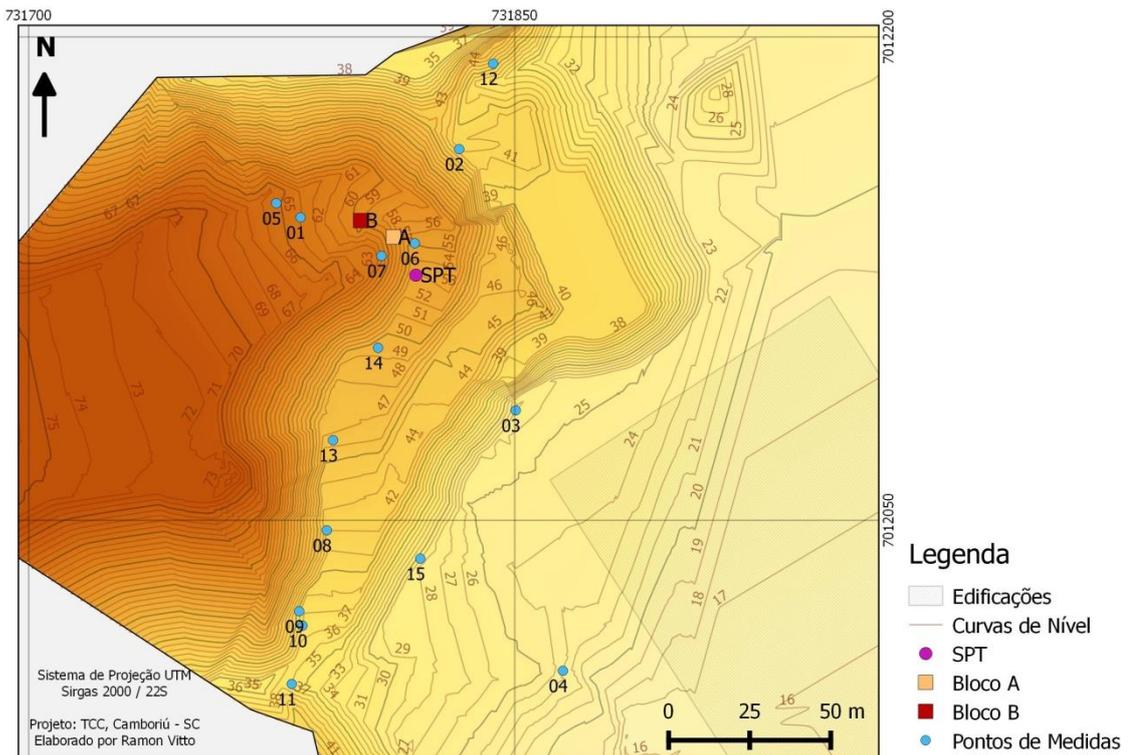


Figura 36. Pontos de amostragem, sondagem SPT e coleta de dados estruturais.

5.3 REINTERPRETAÇÃO DA SONDAÇÃO SPT

Devido a impossibilidade de acesso aos testemunhos, ou a uma descrição adequada dos mesmos, foi realizado uma reinterpretação dos resultados. O resultado fornecido indicou a presença de dois níveis geotécnicos semelhantes neste maciço. A partir da cota de execução (53 m) até uma profundidade de 18,7 m o material foi descrito como um silte fino argiloso de coloração bordô, sendo classificado como duro ($N > 19$), de 18,7 m até 20,18 m foi observado o mesmo tipo de solo, porém com materiais menos alterados descritos como alteração de rocha. A partir de 20,18 m o material foi impenetrável ao trépano de lavagem.

Com base nas observações de campo, associado aos resultados obtidos em laboratório, foi proposta uma reclassificação diferente para os resultados, onde a mudança básica consiste em tratar o material como um solo essencialmente arenoso, recebendo assim classificações em termos de compacidade de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Como observado na reinterpretação dos dados (Figura 37) o menor índice N-SPT obtido foi de 34, indicando solo “compacto”, com a maior parte dos valores acima de 40 indicando material “muito compacto”, atingindo máximos de 88 antes do impenetrável.

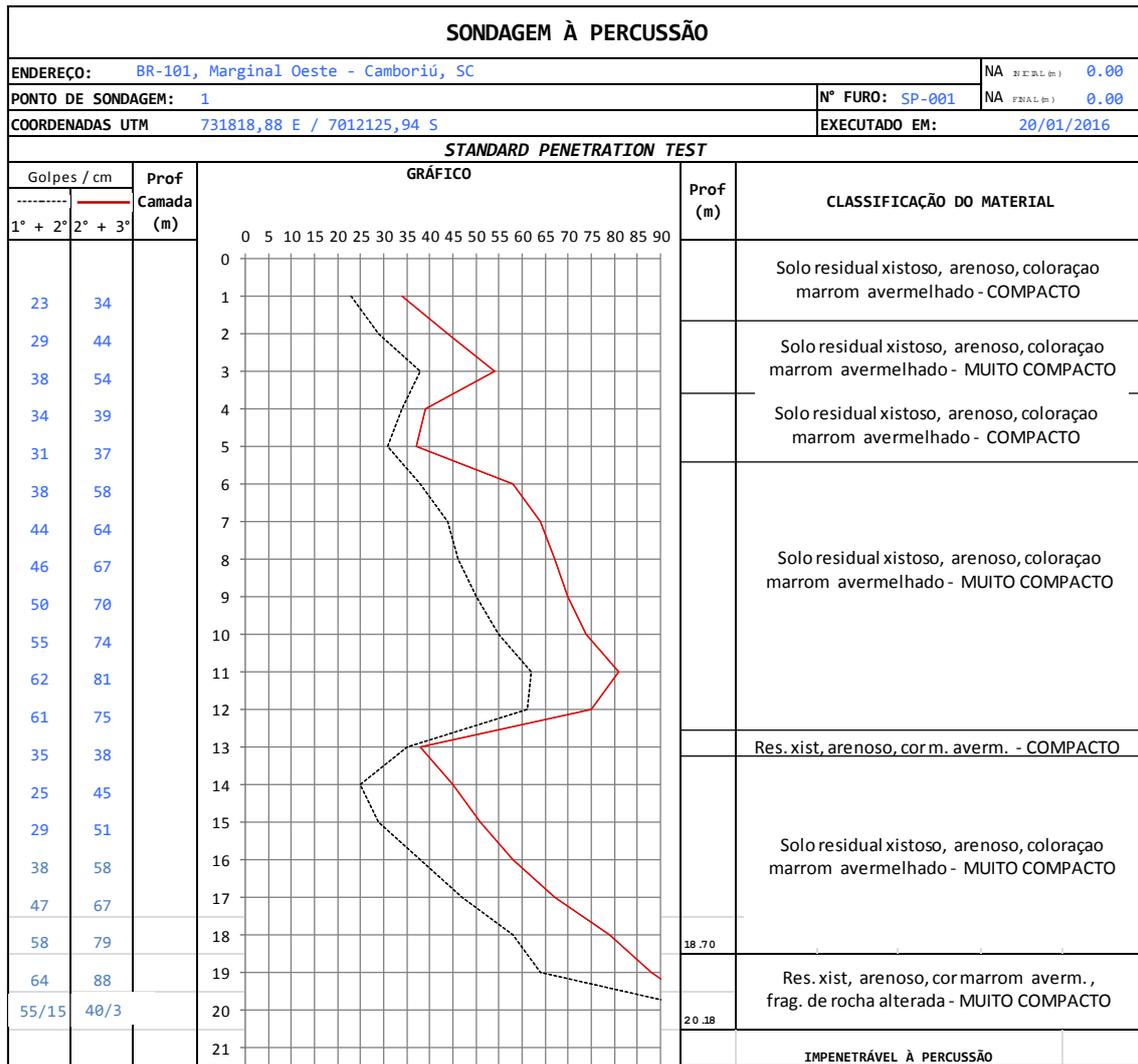


Figura 37. Reinterpretação do resultado da sondagem SPT realizada sobre o talude em análise.

De modo geral, observam-se níveis geotécnicos muito semelhantes, de alta compactidade, intercalados por porções menos resistentes a penetração da sonda SPT. Essas zonas podem estar associada a presença de porções mais alteradas em virtude da presença de estruturas que contribuíram a percolação de água e consequente alteração dos materiais, tornando-os menos resistentes.

5.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram executados para o Bloco A (representativo do horizonte de rocha alterada) e Bloco B (representativo do horizonte residual C xistoso)

5.4.1 Peso Específico dos Sólidos

A Tabela 8 abaixo apresenta os resultados obtidos no ensaio de determinação do peso específico dos sólidos, onde o resultado final é a média de duas determinações válidas expressa em kN/m^3 .

Tabela 8. Resultado do ensaio de determinação do peso específico dos sólidos passantes na peneira de 4,8mm.

Resultados do Ensaio de Determinação do Peso Específico dos Sólidos				
Amostra	Bloco A		Bloco B	
Determinação	I	II	I	II
Peso do Picnômetro (g)	157,29	157,29	156,11	156,11
Peso do solo (g)	55,01	55,02	55,08	55,10
Teor de umidade (%)	0,39	0,39	3,03	3,03
Peso de sólidos (g)	54,80	54,81	53,46	53,48
Peso do Picnômetro + água (g)	651,09	651,05	650,90	650,91
Peso do Picnômetro + água + sólidos (g)	686,06	686,16	685,98	685,93
Densidade relativa dos grãos	2,76	2,78	2,91	2,90
Temperatura água (°C)	20,0	20,0	22,0	22,0
Peso específico da água (g/cm^3)	0,998	0,998	0,998	0,998
Peso específico dos sólidos (kN/m^3)	27,05	27,24	28,46	28,35
Peso específico dos sólidos (kN/m^3)	27,14		28,40	

5.4.2 Granulometria

Os resultados dos ensaios de granulometria são apresentados a seguir na forma de curva granulométrica (Figura 38) e em termos de percentuais de massa correspondente a cada fração (Tabela 9). Os resultados referem-se as amostras A e B, com e sem o uso de defloculante. A Tabela 10 apresenta a classificação das frações de solo de acordo com a NBR 06502 (ABNT, 1995).

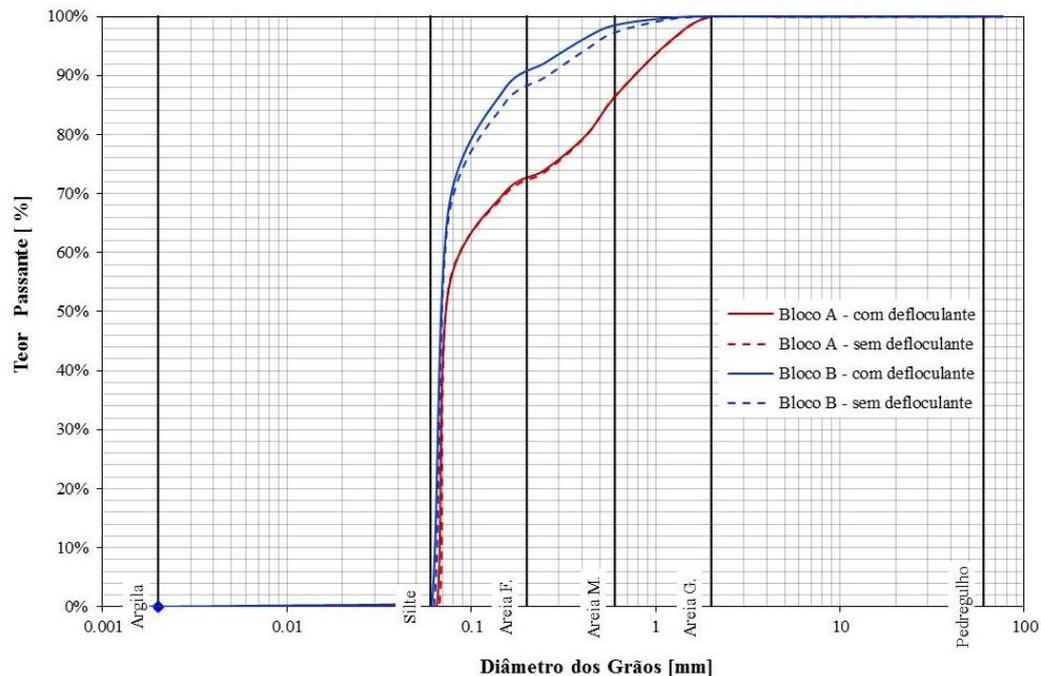


Figura 38. Curvas de distribuição granulométrica, obtidas com e sem o uso de defloculante para cada material.

Tabela 9. Resultados do ensaio de granulometria para os blocos A e B, com e sem adição de defloculante.

Fração	Bloco A		Bloco B	
	Com Def.	Sem Def.	Com Def.	Sem Def.
Argila	0,00%	0,00%	0,04%	0,00%
Silte	0,46%	0,39%	0,49%	0,43%
Areia Fina	69,60%	69,21%	87,04%	84,69%
Areia Média	16,39%	16,92%	10,96%	12,19%
Areia Grossa	13,55%	13,48%	1,47%	2,69%
Pedregulho	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

Tabela 10. Classificação das frações de solo de acordo com a NBR 06502-1995-Rochas e Solos

Fração	Dimensão das Partículas (mm)
Argila	0,000 – 0,002
Silte	0,002 – 0,060
Areia Fina	0,060 – 0,200
Areia Média	0,200 – 0,600
Areia Grossa	0,600 – 2,000
Pedregulho	2,000 – 60,000

Com base na granulometria, observa-se que os materiais investigados são essencialmente arenosos, com predomínio de areia fina, onde quanto maior grau de alteração maior a tendência em direção a areia fina e silte. A análise comparativa com e sem o uso de defloculante não revelou mudanças de distribuição significativa nos materiais, deste modo não se espera a ocorrência de estrutura em “grumos” como observados em solos lateríticos.

5.4.3 Limites de Liquidez e Plasticidade

A tabela 11 apresenta os resultados obtidos na determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) para ambos os blocos. Para a amostra correspondente ao Bloco A (rocha alterada) não foi possível determinar o limite de plasticidade, onde várias tentativas foram executadas com diferentes teores de umidade a fim de se atingir o gabarito padrão descrito pela norma. Esta determinação foi possível apenas para o Bloco B, obtendo-se um Índice de Plasticidade (IP) de 3,05%.

Tabela 11. Resultados dos ensaios de limite de liquidez (LL) e plasticidade (LP)

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Bloco A	24,03	NP	NP
Bloco B	34,42	30,37	3,05

As curvas granulométricas apresentadas indicam para o Bloco A maiores frações de areia grossa e média, sendo esta possivelmente a causa da dificuldade de obtenção de valor de IP para este bloco. O predomínio de grão arenosos garante assim a estes materiais baixos índices de plasticidade.

5.5 CISALHAMENTO DIRETO – RESULTADOS E OBSERVAÇÕES

O presente tópico apresenta os resultados do ensaio de cisalhamento direto obtidos mediante a ruptura de 13 corpos de prova. A distribuição dos CP é apresentada na Tabela 12, juntamente com as características físicas obtidas nos ensaios anteriores.

Tabela 12. Distribuição dos corpos de prova submetidos ao ensaio de cisalhamento direto, com suas respectivas características físicas.

Amostra	Orientação da Xistosidade	σ_{No} (kPa)	w (%)	G_s	γ_n (g/cm ³)	γ_a (g/cm ³)	e_0	n	S (%)
A1	0°	78	4,38	2,71	2,57	2,45	0,13	0,11	93,78
A2	0°	138	4,03	2,71	2,48	2,39	0,16	0,14	70,76
A3	0°	198	4,38	2,71	2,47	2,37	0,17	0,14	72,42
B1	0°	18	22,46	2,84	1,75	1,43	1,02	0,51	63,47
B2	0°	33	22,46	2,84	1,80	1,47	0,97	0,49	67,07
B3	0°	78	25,37	2,84	2,05	1,64	0,77	0,43	95,98
B4	0°	138	25,37	2,84	1,87	1,49	0,94	0,49	77,89
B5	0°	198	25,37	2,84	1,81	1,45	1,00	0,50	73,70
B6	90°	18	22,46	2,84	1,75	1,43	1,02	0,51	63,47
B7	90°	33	22,46	2,84	1,93	1,57	0,84	0,46	77,04
B8	90°	78	24,92	2,84	1,81	1,45	1,00	0,50	72,39
B9	90°	138	24,92	2,84	1,74	1,4	1,07	0,52	67,56
B10	90°	198	24,92	2,84	1,81	1,45	1,00	0,50	72,39

5.5.1 Cisalhamento Direto do Bloco A (Rocha alterada) – Orientado paralelamente aos planos de xistosidade

Os resultados do ensaio de cisalhamento direto para o Bloco A forneceram parâmetros de resistência elevados mesmo com superfícies de ruptura inválidas. Deste modo, os resultados apresentados a seguir tem caráter meramente ilustrativo e muito provavelmente não refletem o comportamento de resistência real deste material. A Figura 39 apresenta o gráfico da envoltória de ruptura obtida com carregamentos de 78, 138 e 198 kPa, onde foram obtidos coesão e ângulo de atrito interno de respectivamente 229,31 kPa e 43,6°.

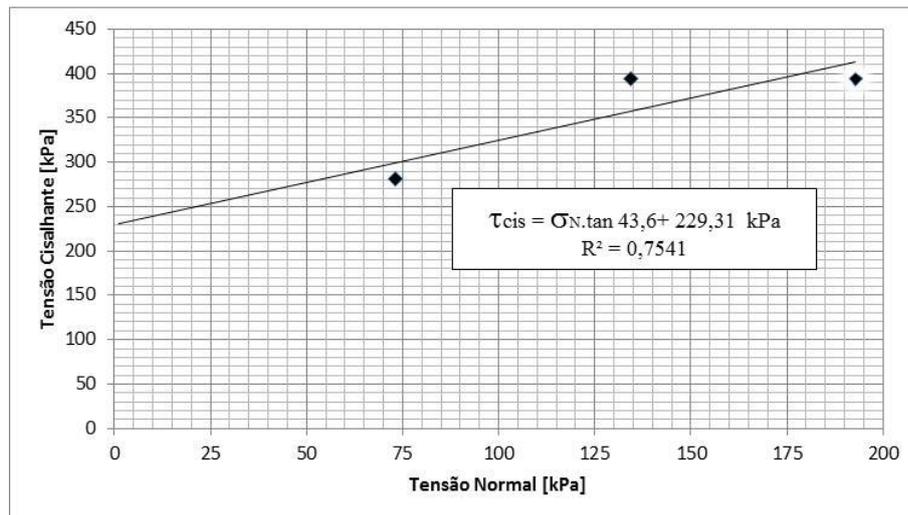


Figura 39. Envoltória de ruptura obtida na orientação paralela aos planos de xistosidade para o Bloco A.

Na Figura 40 pode-se observar o modo como material acomodou a deformação, não gerando uma superfície de ruptura regular. Possivelmente um dos problemas relacionados a ruptura desta amostra refere-se a distribuição não uniforme das tensões cisalhantes uma vez que devido a resistência do material, os dentes da placa dentada não puderam penetrar na amostra.



Figura 40. Corpo de prova do Bloco A, com má formação da superfície de ruptura, orientada paralelamente a xistosidade.

Com base nestas observações, espera-se que o material deste bloco venha a apresentar valores de resistência ainda mais elevados que os obtidos. O ensaio não foi realizado na orientação perpendicular tendo em vista a qualidade dos parâmetros obtidos e as limitações impostas pela célula de carga do equipamento. Deste modo, porções do afloramento com este aspecto, são mais convenientemente avaliados do ponto de vista da mecânica das rochas.

5.5.2 Cisalhamento Direto do Bloco B (Horizonte C) – Orientado paralela e perpendicularmente aos planos de xistosidade

O gráfico da Figura 41 apresenta as envoltórias de rupturas obtidas para as orientações paralela e perpendicular aos planos de xistosidade, construída com aplicação de cargas normais de 18, 33, 78, 138 e 198 kPa.

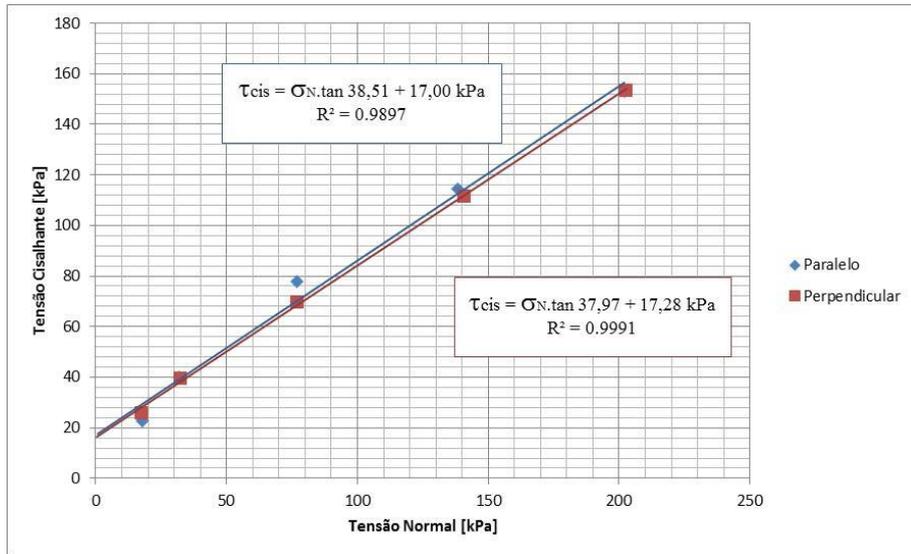


Figura 41. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 18 a 198 kPa para o Bloco B.

Como pode-se observar, os parâmetros de resistência obtidos para as duas orientações foram muito semelhantes, ao contrário do esperado. Com o objetivo de melhor avaliar o comportamento dos corpos de prova inicialmente agrupou-se os dados em grupos de 3 do seguinte modo: G1 (18,33 e 78 kPa); G2 (33,78, 138 kPa); G3 (78, 138 e 198 kPa). Estes agrupamentos são apresentados nas Figuras 42, 43 e 44.

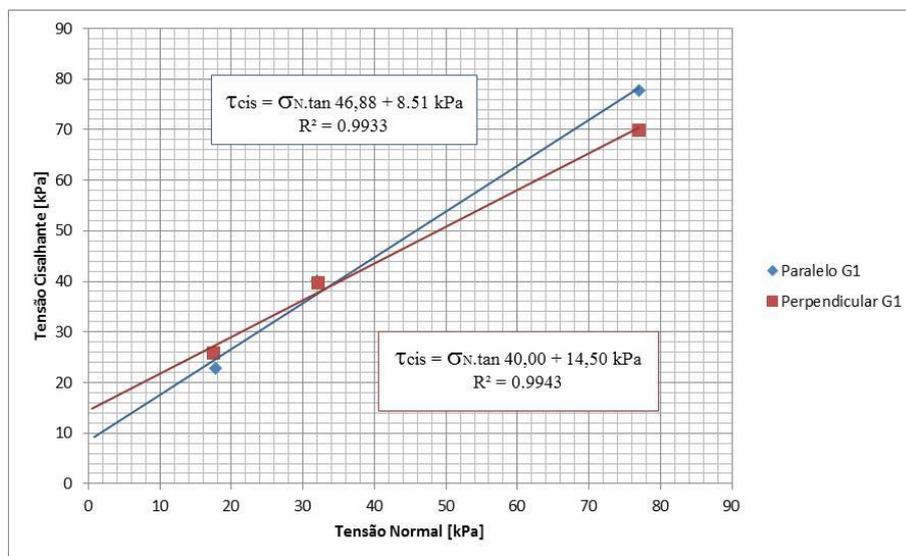


Figura 42. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 18 a 78 kPa para o Bloco B.

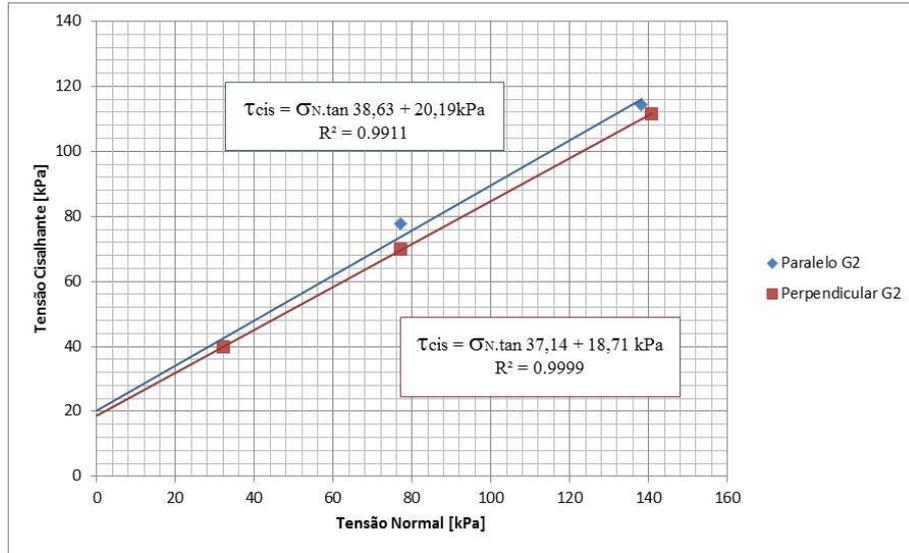


Figura 43. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 33 a 138 kPa para o Bloco B.

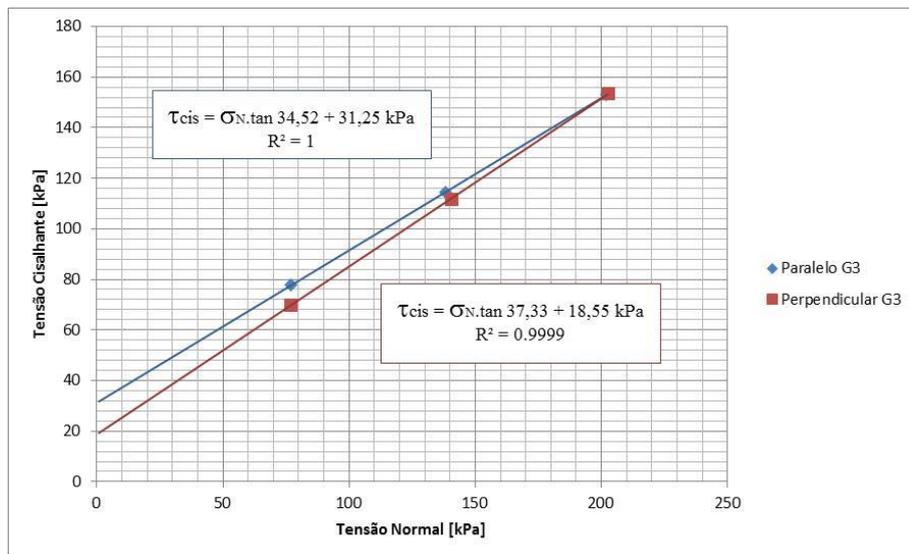


Figura 44. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 78 a 198 kPa para o Bloco B.

Comparando-se os gráficos dos agrupamentos com o da Figura 41, observa-se que os resultados da orientação perpendicular apresentaram uma colinearidade de pontos muito melhor, representado pelos valores de regressões lineares mais elevados. Por outro lado, os resultados dos ensaios paralelos apresentaram menor colinearidade, tendendo a curvatura, com maior ângulo de atrito para tensões menos elevadas (Figura 45).

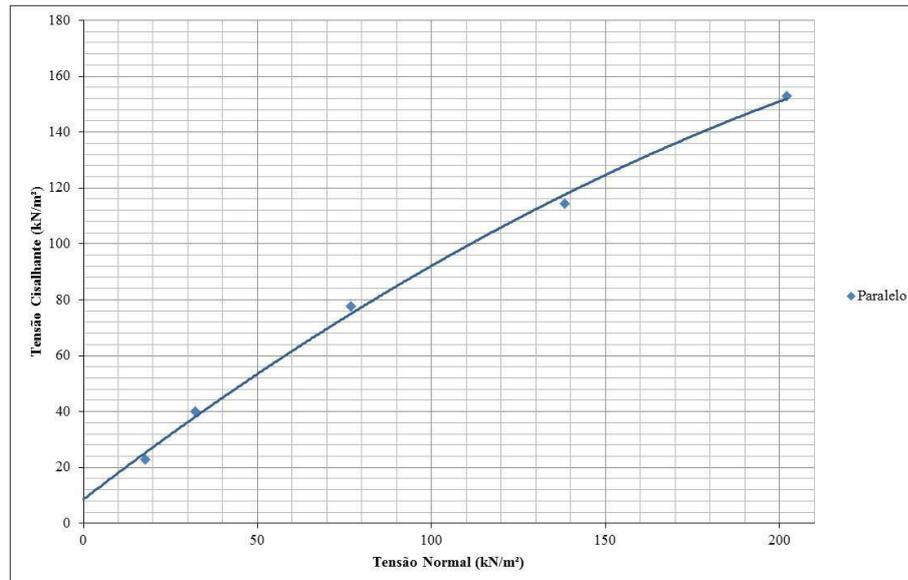


Figura 45. Envoltória de ruptura de orientação paralela, indicando variações dos valores de ângulo de atrito.

Este efeito pode ser explicado devido à presença de rugosidade e ondulações presentes na superfície de ruptura paralela, obedecendo possivelmente o critério de Ruptura de Patton (1966), que demonstra a influência de ondulações em superfícies de descontinuidade (Sá, 2010). A figura 46, mostra o efeito de dilatância devido a estas ondulações, pois quando na ruptura paralela, em cargas mais baixas, a superfície de ruptura fica mais fortemente condicionada a superfície xistosa. Como exposto por Sá (2010, p 31), “após o incremento da tensão normal e do deslocamento, com o cisalhamento das rugosidades, o ângulo de atrito diminuirá de forma progressiva até chegar ao ϕ_b (ângulo de atrito básico ou residual)”. Já para cargas mais elevadas a resistência do material é excedida e as asperezas do material tendem a se quebrar (Sá, 2010). Neste caso observou-se que sob cargas mais altas, a influência da xistosidade tornar-se-ia praticamente irrelevante na ruptura e o material tenderia a comporta-se como uma massa mecanicamente isotrópica.

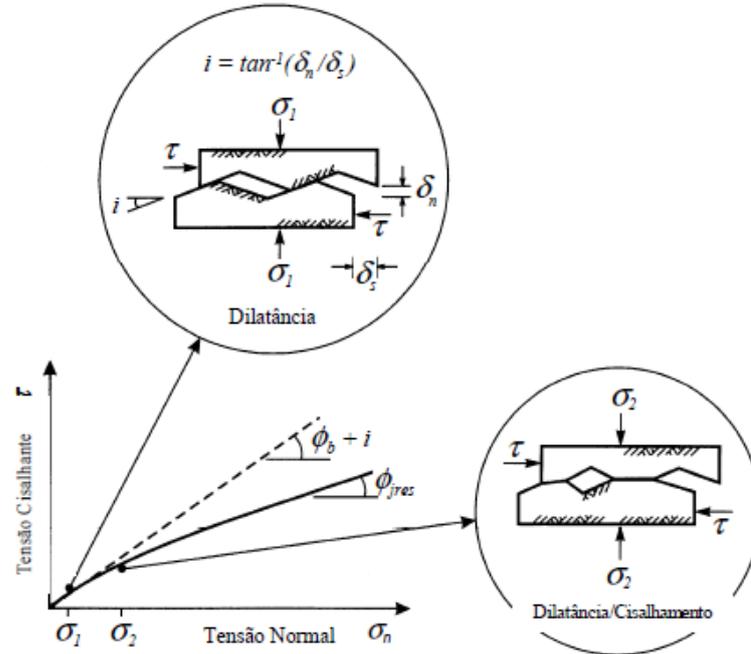


Figura 46. Influência da rugosidade e ondulações sob a envoltória de ruptura.

Apesar desta análise não ter revelado diferenças marcantes no comportamento geomecânico frente a orientação dos planos de xistosidade, observa-se que superfícies de xistosidade podem apresentar comportamentos distintos de acordo com profundidade ou cargas vigentes.

Deste modo, com o intuito de avaliar de forma mais precisa o comportamento geral desconsiderou-se os pontos correspondentes as cargas de 18 kPa, obtendo-se envoltórias de ruptura aproximadamente paralelas (ϕ semelhantes), seguindo o critério de Mohr-Coulomb, com uma pequena diferença dos valores de coesão, com maior valor de c para orientação paralela. (Figura 47)

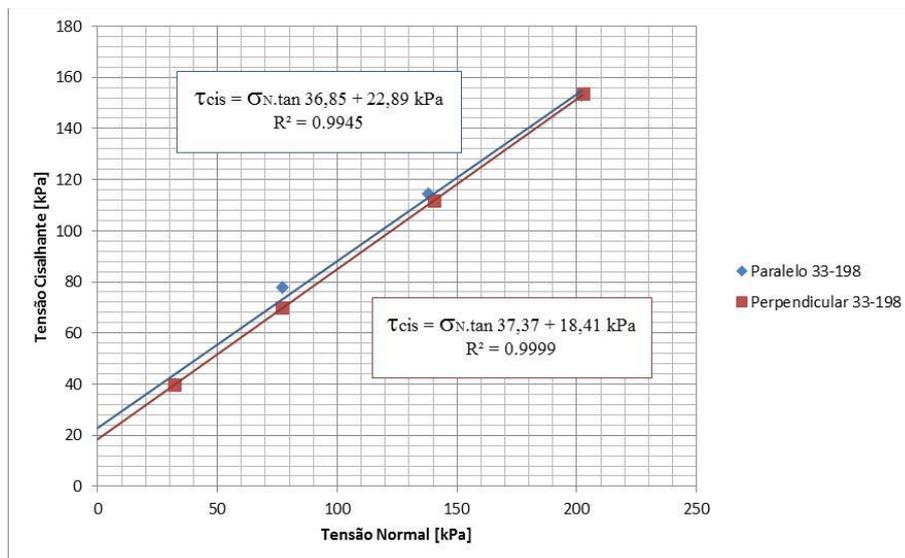


Figura 47. Envoltórias de ruptura obtidas mediante orientação paralela e perpendicular da xistosidade com cargas de 33 a 198 kPa para o Bloco B.

Diferentemente do esperado, esta aparente isotropia frente à resistência cisalhante pode ser justificada devido a presença de dois componentes principais: (1) Por um lado a magnitude do intemperismo pode ter sido responsável por tornar a estrutura de foliação irrelevante ao cisalhamento, quando comparando orientações paralelas e perpendiculares; (2) Possível sobreposição de estruturas xistosa secundária, não perceptível durante o processo de moldagem associada as irregularidades presentes. Por fim, a Tabela 13 apresenta os diferentes parâmetros obtidos nesta análise, com destaque para os valores considerados representativos.

Tabela 13. Resumo dos parâmetros derivados de diferentes agrupamentos dos dados CD do Bloco B

Parâmetro	Orientação	18-198	G1	G2	G3	33-198
ϕ (°)	Paralelo	38,51	46,88	38,63	34,52	36,85
c (kPa)	Paralelo	17,00	8,51	20,19	31,25	22,89
ϕ (°)	Perpendicular	37,97	40,00	37,14	37,33	37,37
c (kPa)	Perpendicular	17,28	14,50	18,71	18,55	18,41

5.6 ESTIMATIVA DE PERMEABILIDADE

Apesar de não terem sido realizados ensaio de permeabilidade, empregou-se a correlação de Chapius (2004) *apud* Espíndola (2016), conforme expressa na Equação 7 a fim de estimar os coeficientes de permeabilidade. Como parâmetros de entrada, aplica-se o diâmetro efetivo (D_{10}) em mm, obtido a partir das curvas de distribuição granulométrica e o índice de vazios.

$$K [\text{cm/s}] = 2,4622 \times \left[D_{10}^2 \times \frac{e^3}{1+e} \right]^{0,7825} \quad (7)$$

Os valores de D_{10} obtidos pra os blocos A e B são respectivamente 0,068 e 0,063 mm, já os índices de vazios médios obtidos são de 0,153 e 0,963. Deste modo a permeabilidade obtida para as amostras A e B é de aproximadamente $4,0 \times 10^{-4}$ e $1,76 \times 10^{-2}$ cm/s

Deve-se considerar que esta correção aplica-se a materiais granulares, especialmente areias e pode representar condições irreais para os solos residuais, sobretudo relacionados a estrutura interna e falta de conexão entre poros. Devido a estes fatores espera-se que os resultados reais sejam muito inferiores aos obtidos pela presente correlação;

5.7 RESULTADOS MEV/EDS

Este tópico apresenta uma seleção de imagens baseada em observações úteis a interpretação dos resultados e entendimento do arranjo tridimensional das partículas.

Assim como os ensaios de cisalhamento, as imagens foram obtidas paralela e perpendicularmente aos planos de xistosidade. Na Figura 48, observam-se amostras do Bloco A, em seu estado natural (anterior ao cisalhamento) em aumentos de 30 a 500X.

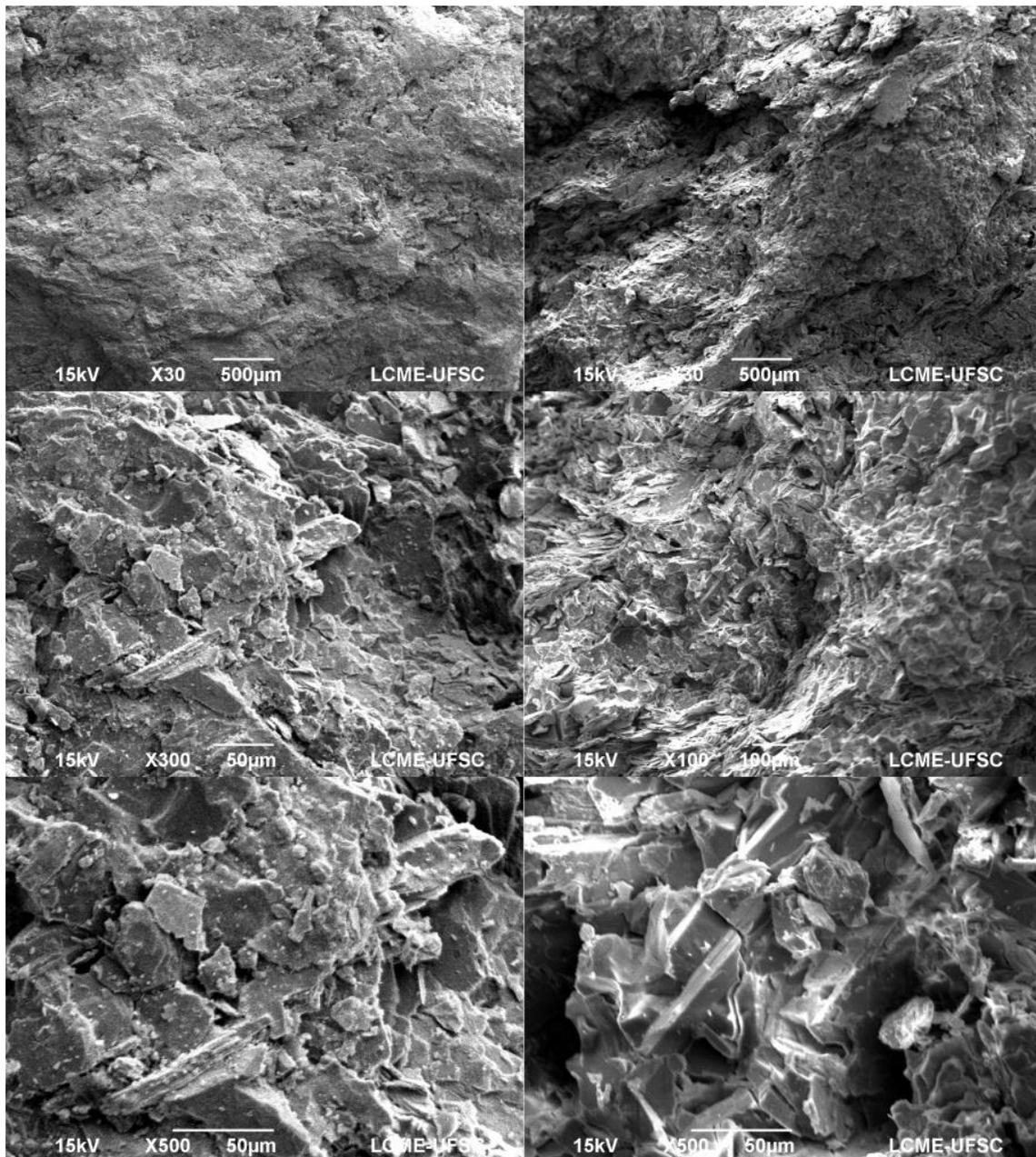


Figura 48. Imagens de MEV para amostra indeformada do Bloco A, com visada frontal a superfície xistosa (coluna da esquerda) e com visada lateral a superfície xistosa (coluna da direita).

A principal observação refere-se ao arranjo típico dos minerais lamelares em empilhamento. Na coluna da esquerda, fica destacada a seção basal enquanto que na da esquerda, a visão lateral permite a visualizar o empacotamento das lamelas. As arestas dos minerais micáceos apresentam-se em formato irregulares em decorrência dos processos intempéricos.

De maneira semelhante, a Figura 49 apresenta as imagens para o Bloco B, em seu estado natural. Nestas percebe-se claramente a presença de massas menos estruturadas e processos de alteração mais intensa denotada pela escassez de cristais bem formados.

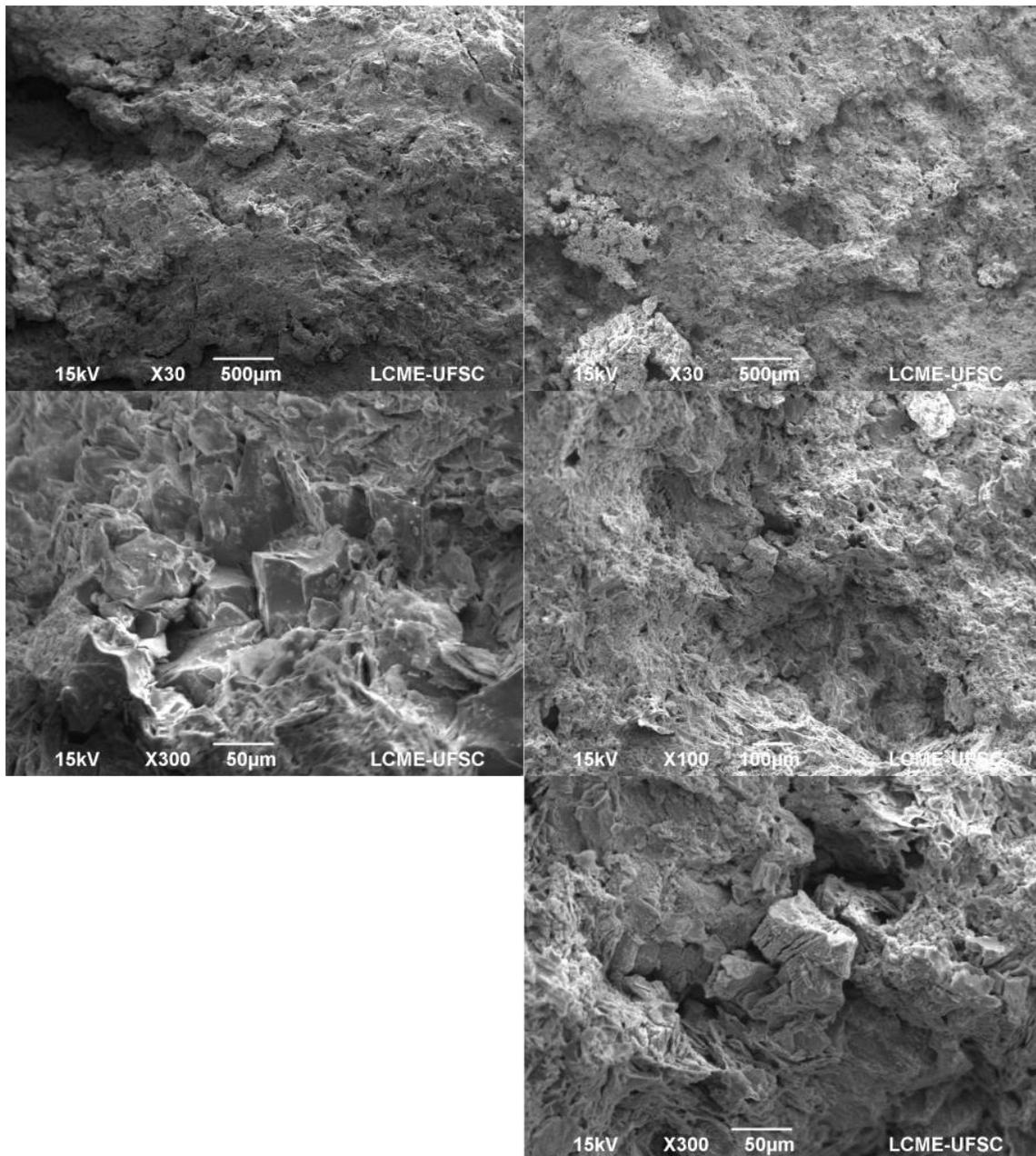


Figura 49. Imagens de MEV para amostra indeformada do Bloco B, com visada frontal a superfície xistosa (coluna da esquerda) e com visada lateral a superfície xistosa (coluna da direita).

O contato entre minerais granulares e lamelares pode ser nitidamente notado na Figura 50, onde se observam agrupamentos de lamelas orientadas em empilhamento nas adjacências dos minerais granulares.

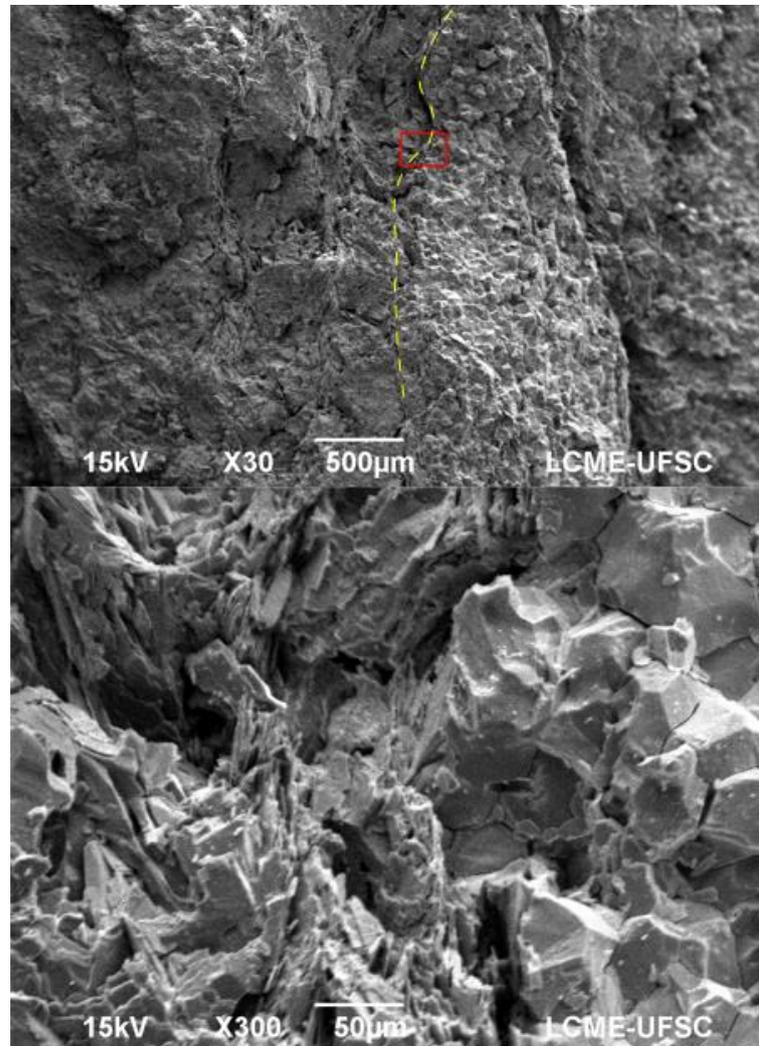


Figura 50. Imagens de MEV mostrando o contato a relação de contato entre níveis granulares e lamelares. Onde a foto inferior mostra o detalhe delimitado no polígono vermelho.

Devido a problemas de representatividade não foi possível observar alterações evidentes oriundas do amolgamento das amostras decorrentes do ensaio de cisalhamento direto, por isso optou-se por omitir grande parte das imagens obtidas, focando apenas nas estruturas de interesse.

Com relação aos aspectos composicionais, obtidos via espectroscopia EDS observou-se uma composição essencialmente aluminossilicática, com teores menores de cálcio, potássio, manganês, magnésio e ferro. A Figura 51 e Tabela 14 apresentam um exemplo de resultado padrão observadas nas amostras analisadas.

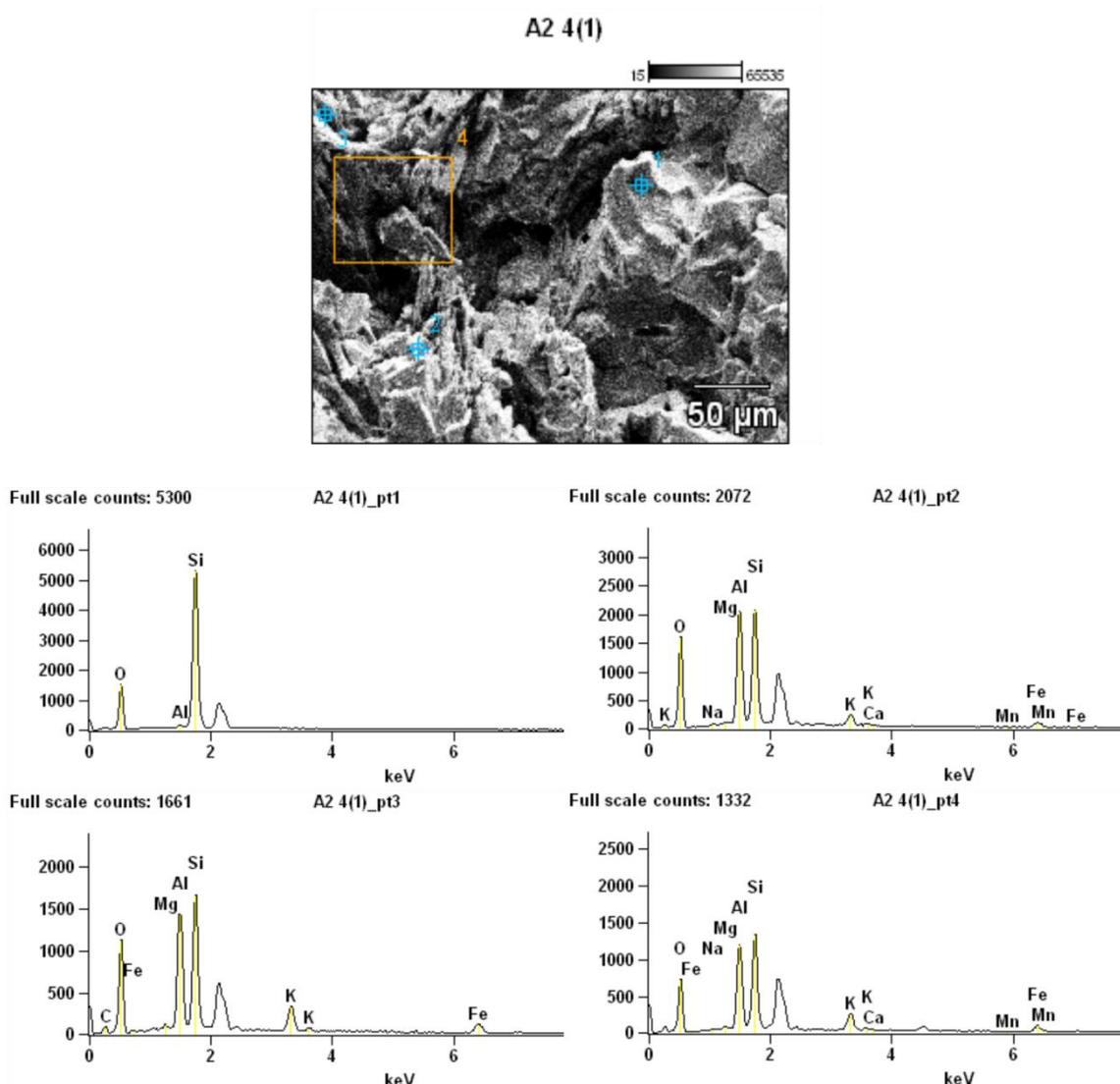


Figura 51. Exemplo de resultado padrão obtido nas análises de EDS, correspondente ao Bloco A.

Tabela 14. Resultados de EDS apresentados em % atômica, correspondente ao Bloco A apresentado na Figura 48.

	O	Na	Mg	Al	Si	K	Ca	Mn	Fe
A2_4_pt1	48,43			0,10	51,46				
A2_4_pt2	46,32	0,27	0,06	18,19	24,49	4,07	0,40	0,46	5,75
A2_4_pt3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A2_4_pt4	40,55	0,30	0,26	17,49	25,45	7,94	0,20	0,00	7,82

Uma das imagens revelou presença de mineral com elevados teores de ferro que associado às características visuais e a suspeita destes nas amostras de mão levam a crer tratar-se do mineral granada. A Figura 52 e Tabela 15 apresentam a análise de EDS na qual este material foi detectado.

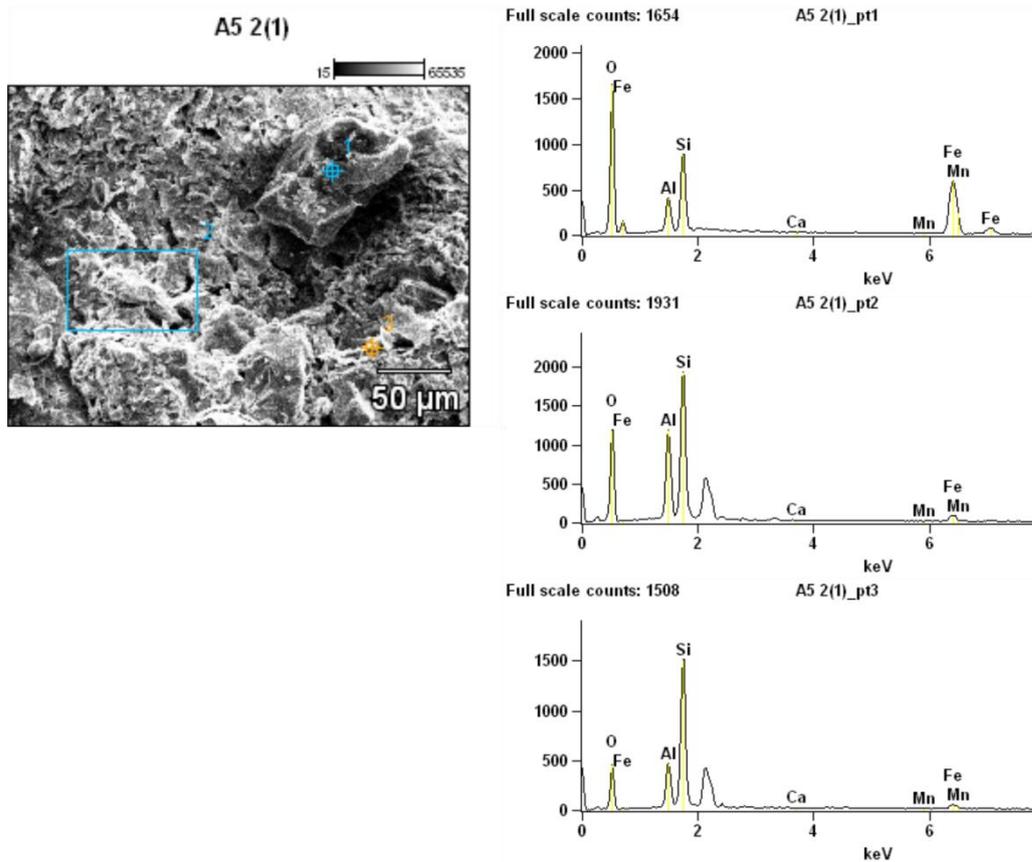


Figura 52. Resultado de espectroscopia EDS, obtida em amostra do Bloco B, com destaque a presença de mineral granular com elevada composição de Fe

Tabela 15. Resultados de EDS apresentados em % atômica, correspondente ao Bloco B apresentado na Figura 50

	O	Na	Mg	Al	Si	K	Ca	Mn	Fe
A5_2_pt1	59,93	0,13	0,00	4,42	9,72	0,00	0,05	0,23	25,52
A5_2_pt2	60,64	0,00	0,00	11,42	23,39	0,51	0,09	0,03	3,92
A5_2_pt3	50,53	-	-	8,83	36,25	-	0,00	0,00	4,59

5.8 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Devido às características observadas, optou-se pelo desenvolvimento de uma dupla análise, abordando por um lado aspectos clássicos da mecânica de solos, com base na determinação de fatores de segurança e por outro com foco na disposição das macro estruturas planares.

5.8.1 Estabilidade do maciço terroso com base em modelo simplificado da mecânica de solos

Para obtenção de modelos de estabilidade, traçou-se 4 perfis de interesse sobre o maciço em estudo, conforme apresentado na Figura 53.

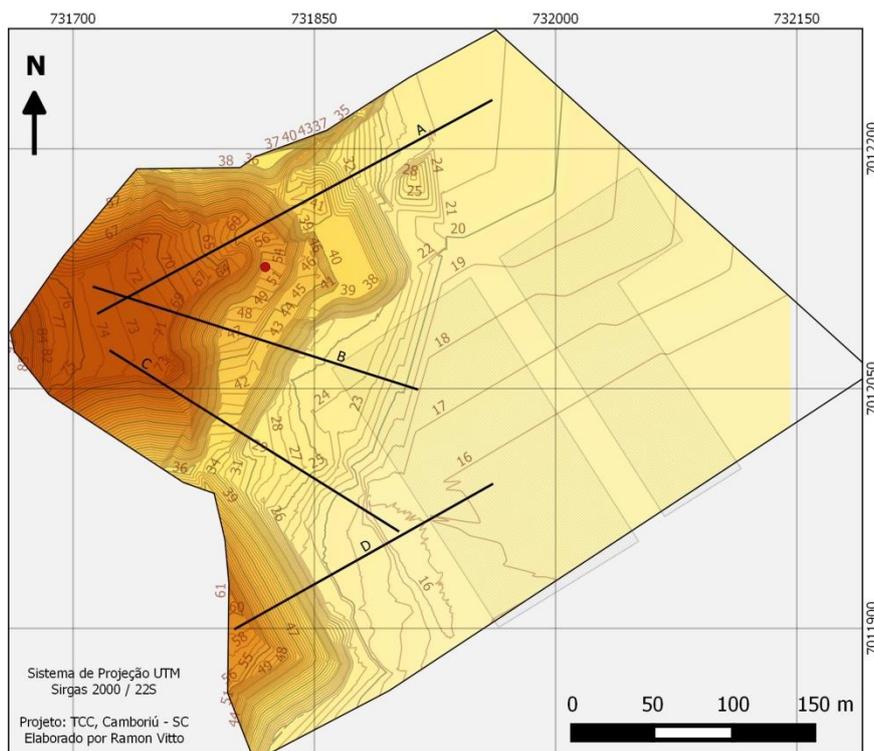


Figura 53. Localização dos perfis base para os modelos de estabilidade apresentados

Adicionalmente, para que fosse possível a proposição de modelos foram adotadas as seguintes diretrizes:

- Os taludes foram setorizados em dois materiais distintos sendo estes: Horizonte C de xisto residual e Xisto Alterado;
- Os parâmetros de resistência de entrada para estes materiais derivam do ensaio de cisalhamento direto. Atribuindo-se os parâmetros do Bloco A ao Xisto alterado e os do Bloco B ao Horizonte C de Xisto Residual. Neste, foram considerados os menores parâmetros obtidos com as envoltórias de 33 a 198 kPa. Os parâmetros de entrada são apresentados na Tabela 16.
- A geometria do talude foi obtida com base nos modelos digitais de terreno (MDT) em dois cenários distintos: o primeiro antes das obras atuais (obtidas pelo MDT da SDS-SC, pelo sistema SIG-SC) e posterior a intervenção atual (MDT elaborado com base nas curvas de nível);
- Para modelo hidrológico considerou-se comportamento hidrostático, atribuindo-se níveis piezométricos que desenvolvessem fatores de segurança próximos unidade. Ressalta-se que o nível d'água não foi observado no ensaio SPT;
- A profundidade do nível geotécnico inferior (Xisto alterado) foi interpretada como sendo a mesma do impenetrável ao trépano de lavagem SPT (aprox. 20m) e sua geometria reconstituída com base na feição original do talude.

Tabela 16. Parâmetros de entrada dos materiais modelados.

Material	c (kPa)	ϕ (°)	γ_n (kN/m³)
Horizonte C de xisto residual (Bloco B)	18,41	36,85	17,97
Xisto alterado (Bloco A)	229,31	43,6	25,10

5.8.1.1 Modelos de Estabilidade - Perfil A

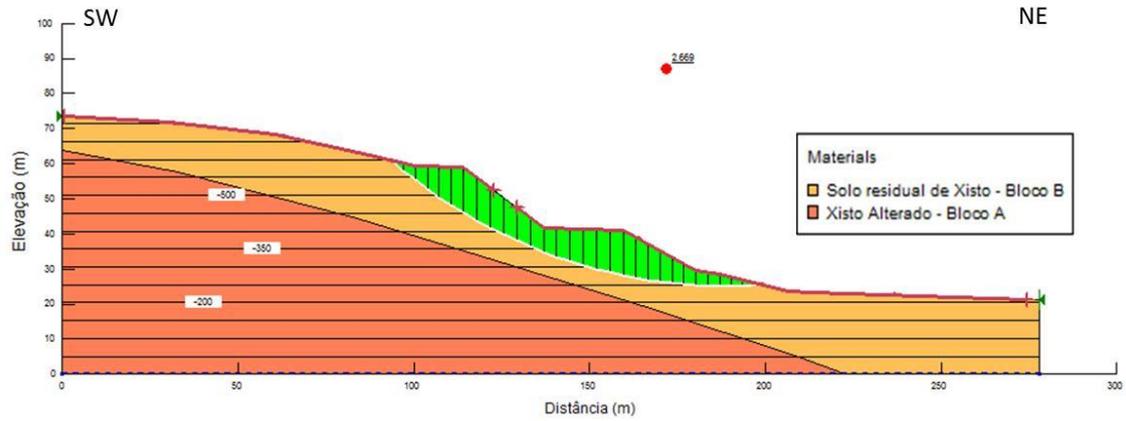


Figura 54. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil A, em condição atual, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 2,669$)

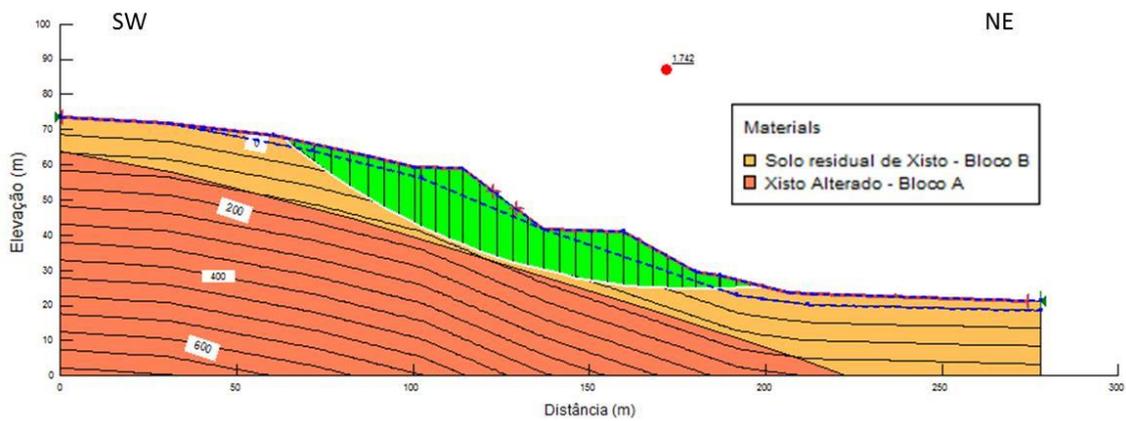


Figura 55. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil A, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície. ($F_s = 1,742$)

5.8.1.2 Modelos de Estabilidade - Perfil B

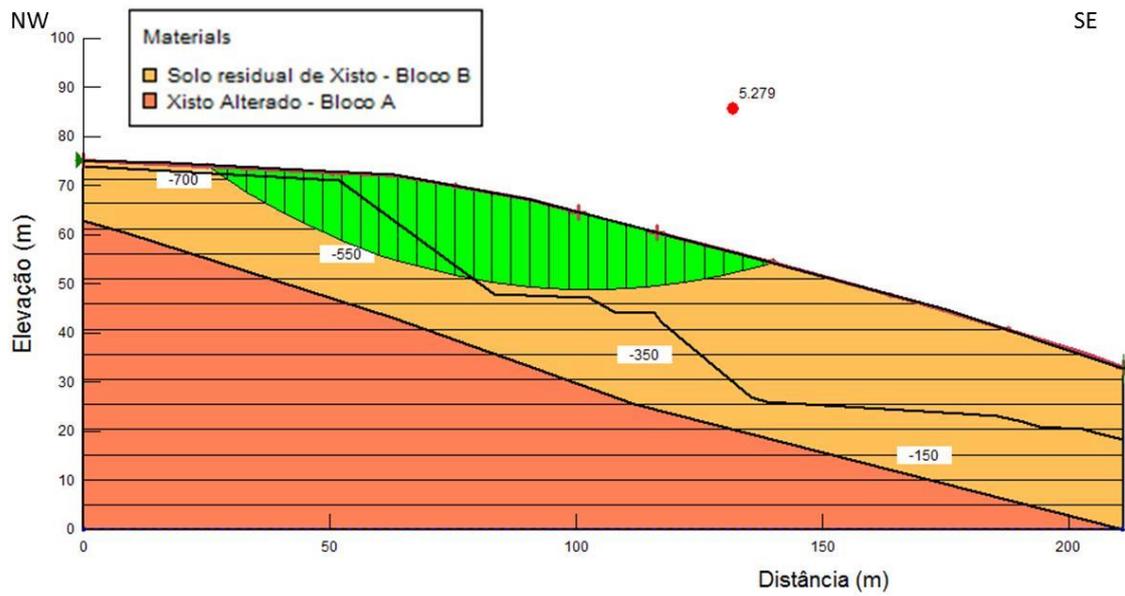


Figura 56. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. (Fs = 5,279)

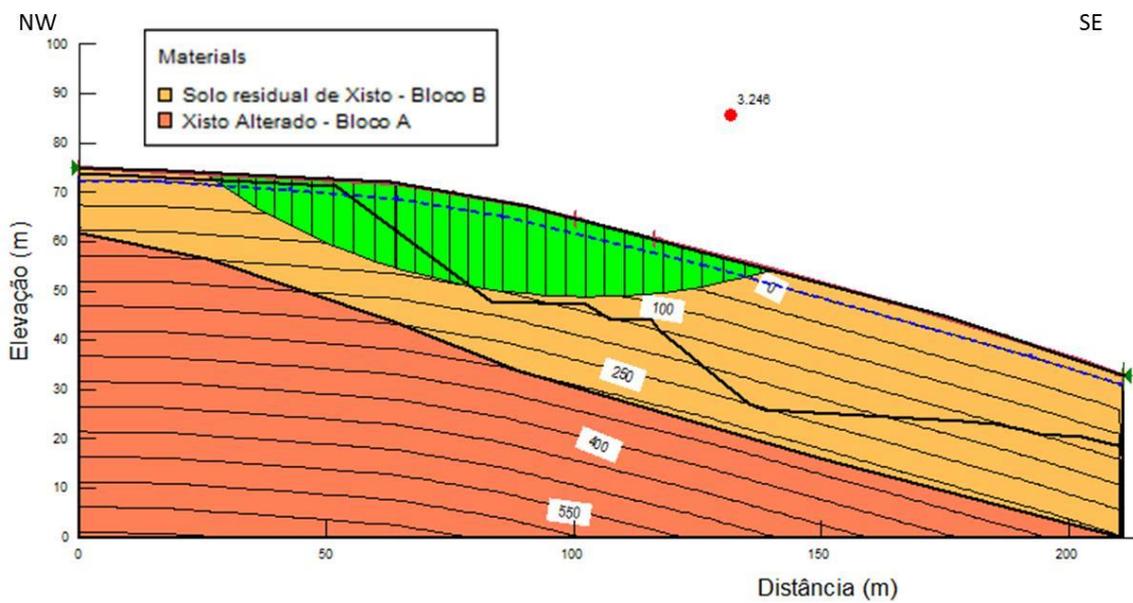


Figura 57. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. (Fs = 3,245)

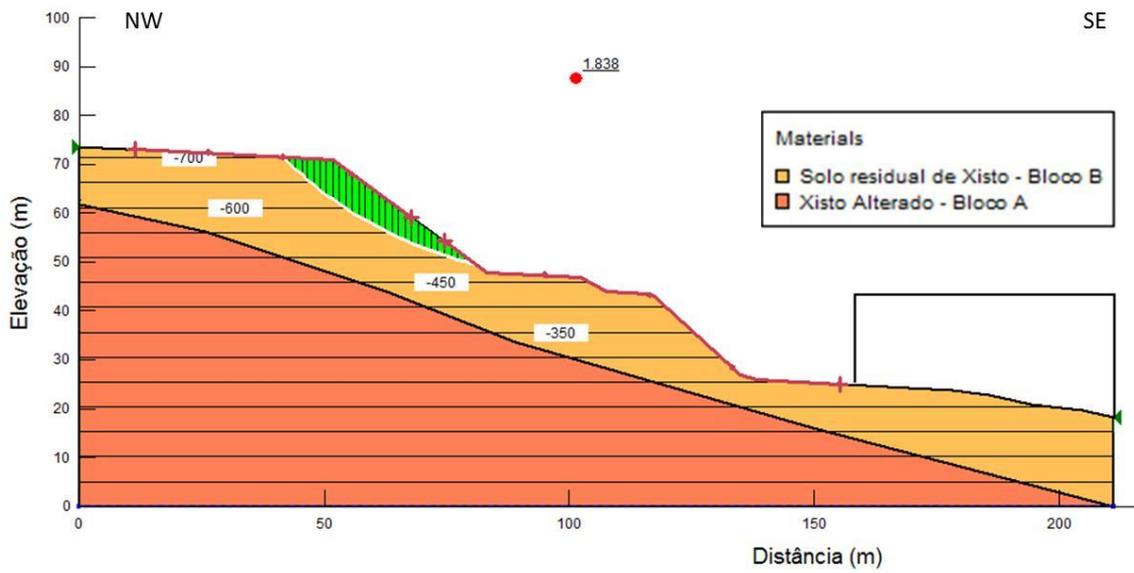


Figura 58. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 1,838$)

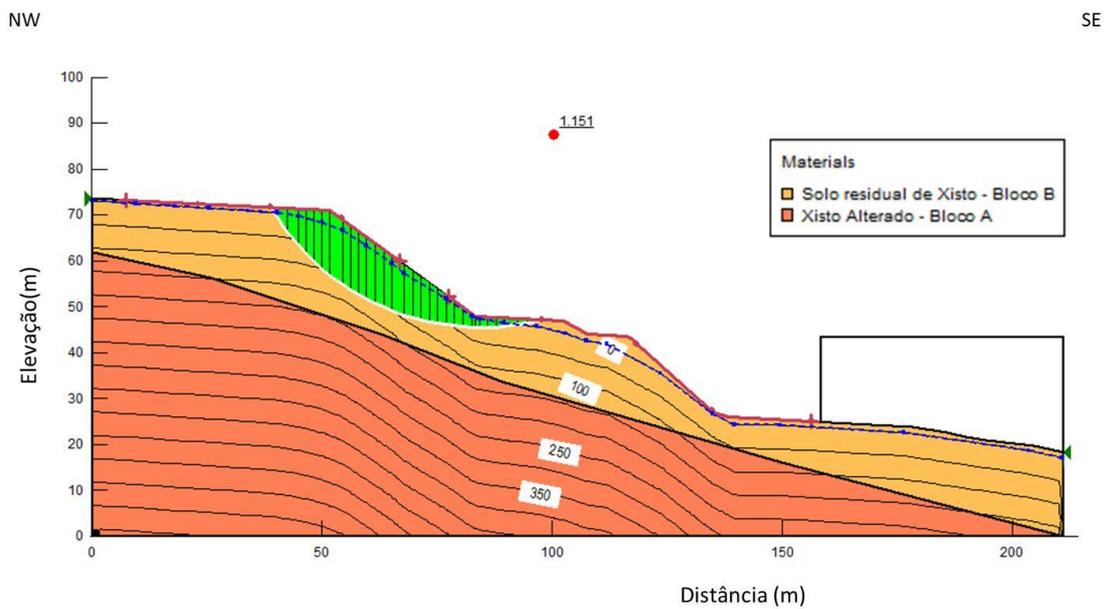


Figura 59. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície. ($F_s = 1,151$)

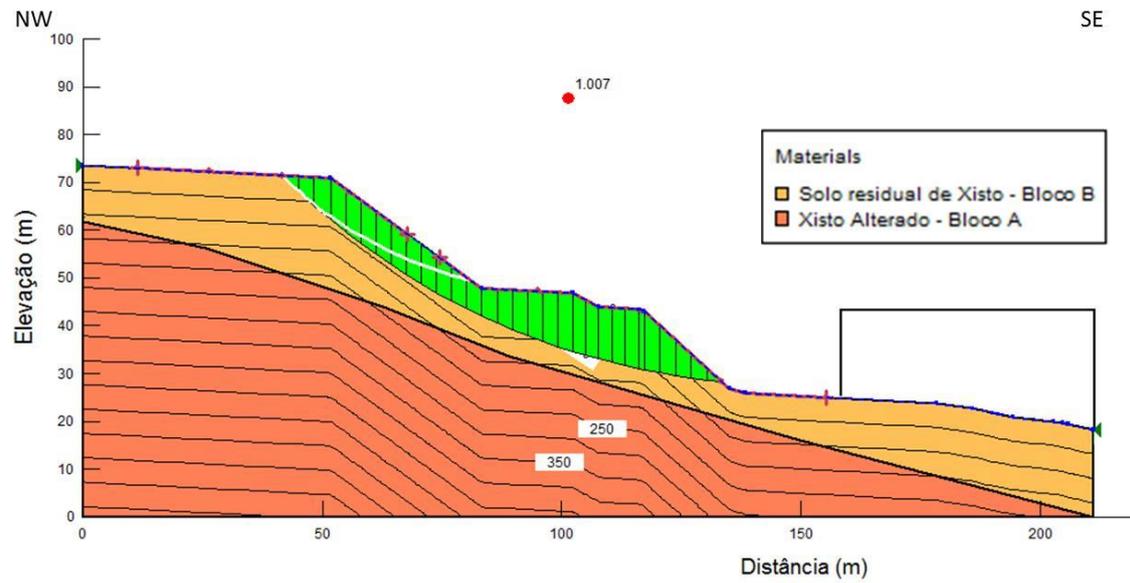


Figura 60. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil B, em condição atual, com perfil completamente saturado. ($F_s = 1,007$)

5.8.1.3 Modelos de Estabilidade - Perfil C

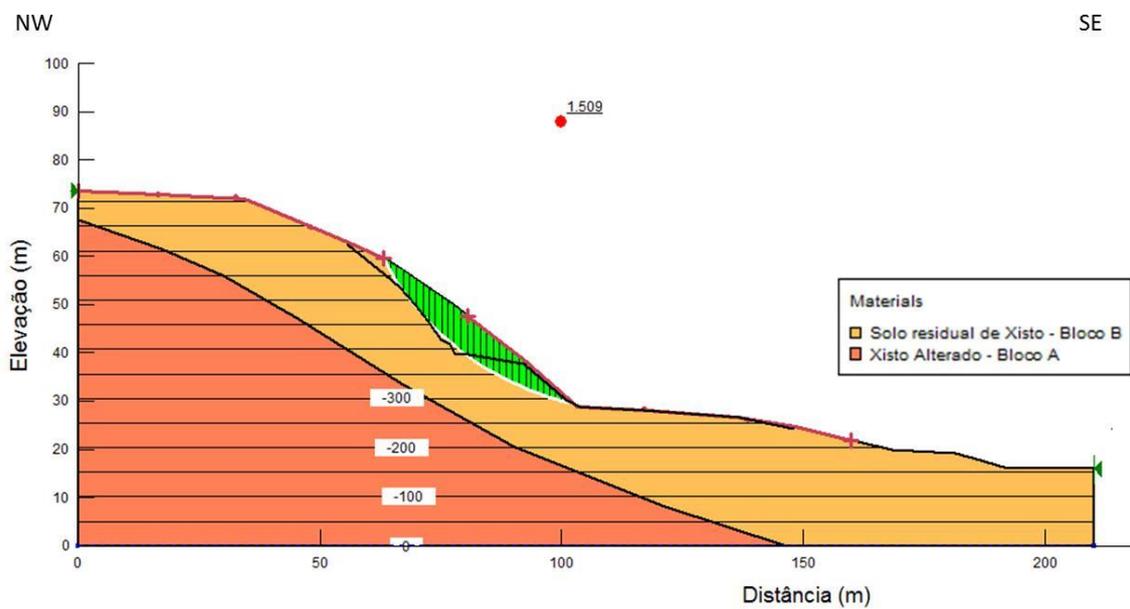


Figura 61. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 1,509$)

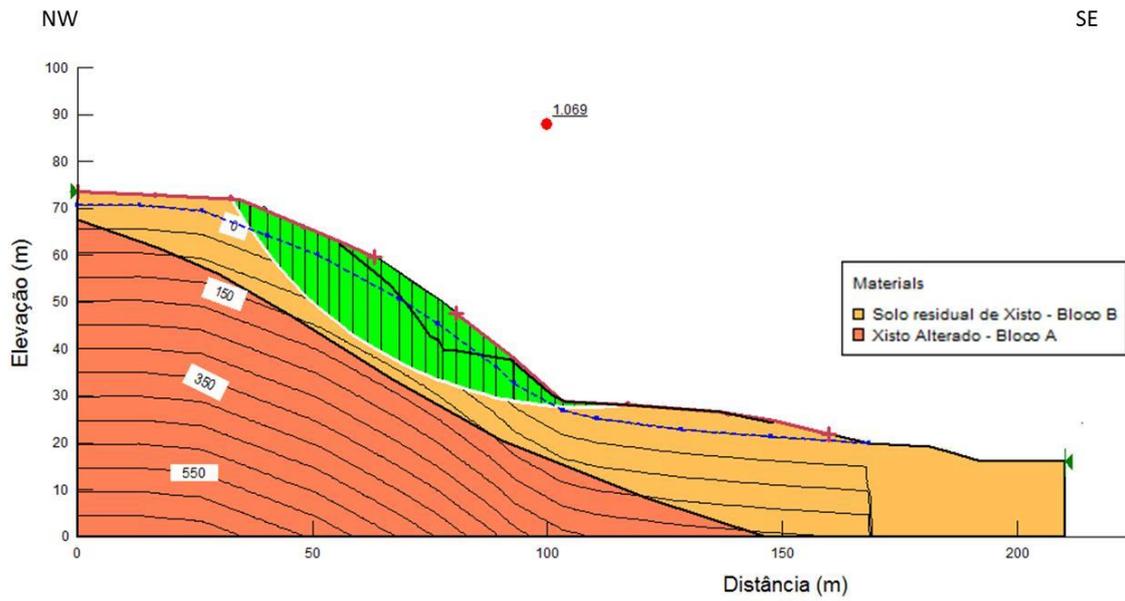


Figura 62. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. ($F_s = 1,069$)

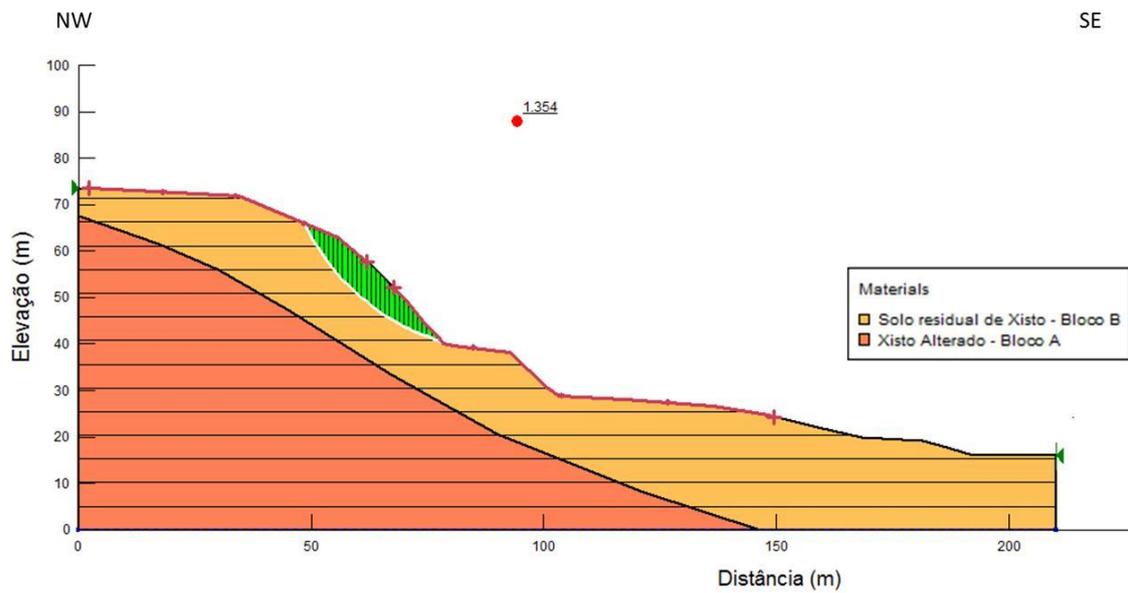


Figura 63. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição atual, sem influência do nível piezométrico ($F_s = 1,354$).

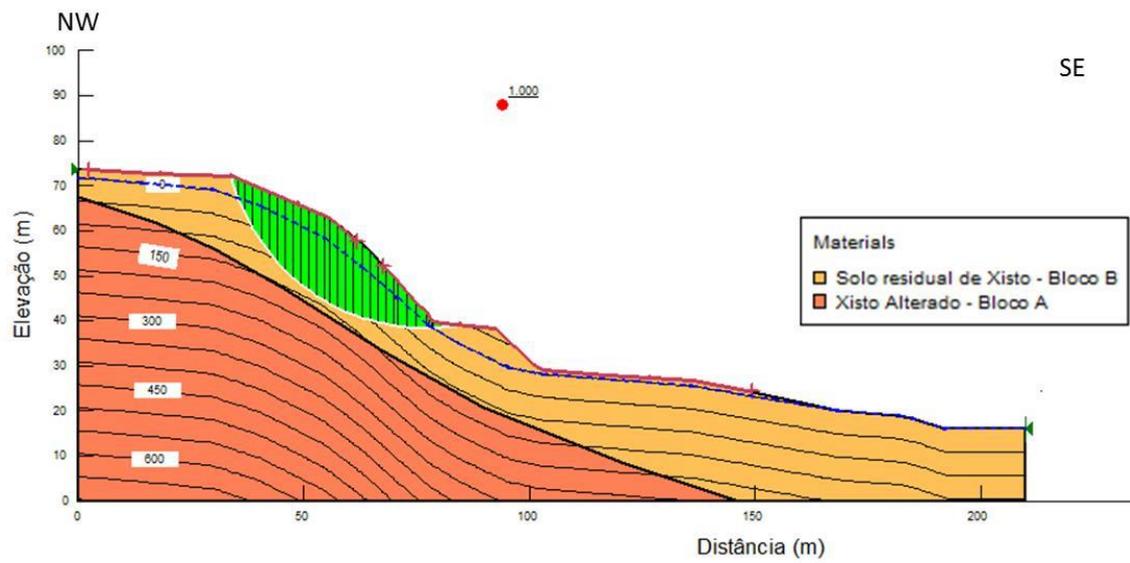


Figura 64. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil C, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície ($F_s = 1,000$)

5.8.1.4 Modelos de Estabilidade - Perfil D

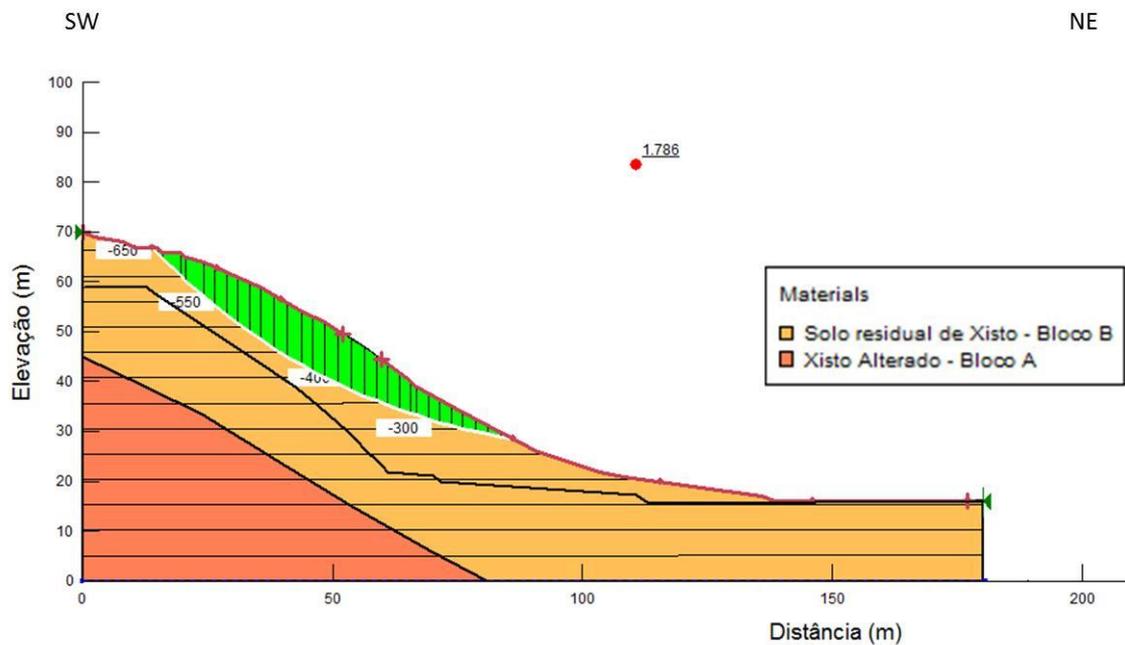


Figura 65. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição pretérita, sem influência do nível piezométrico. ($F_s = 1,786$)

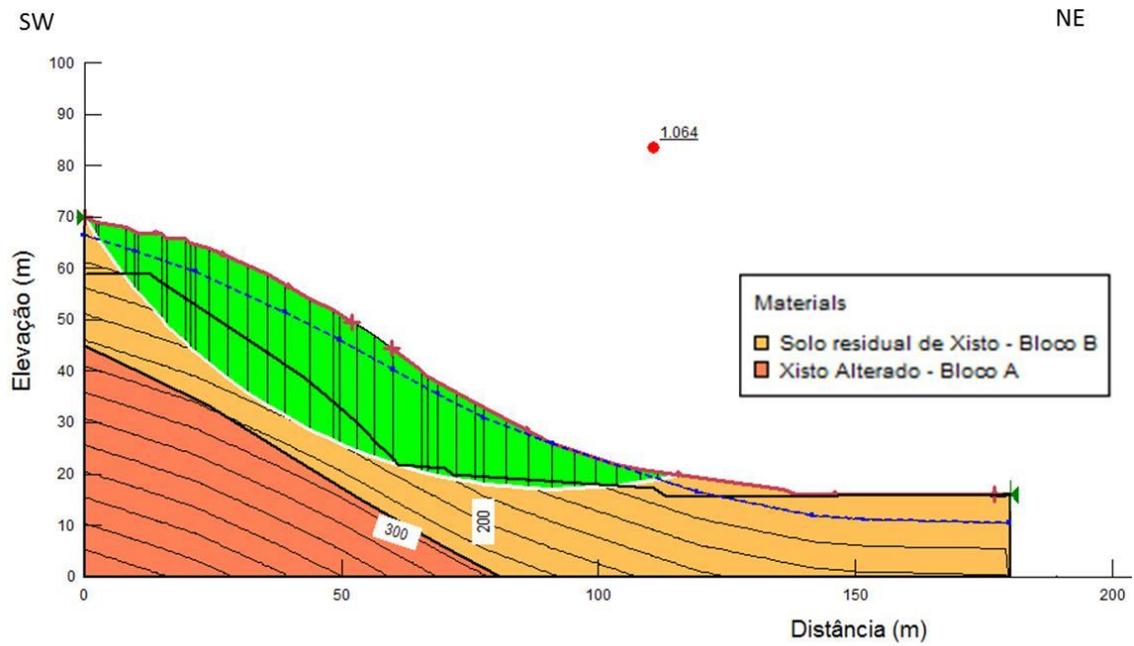


Figura 66. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição pretérita, com nível piezométrico próximo a superfície. ($F_s = 1,064$)

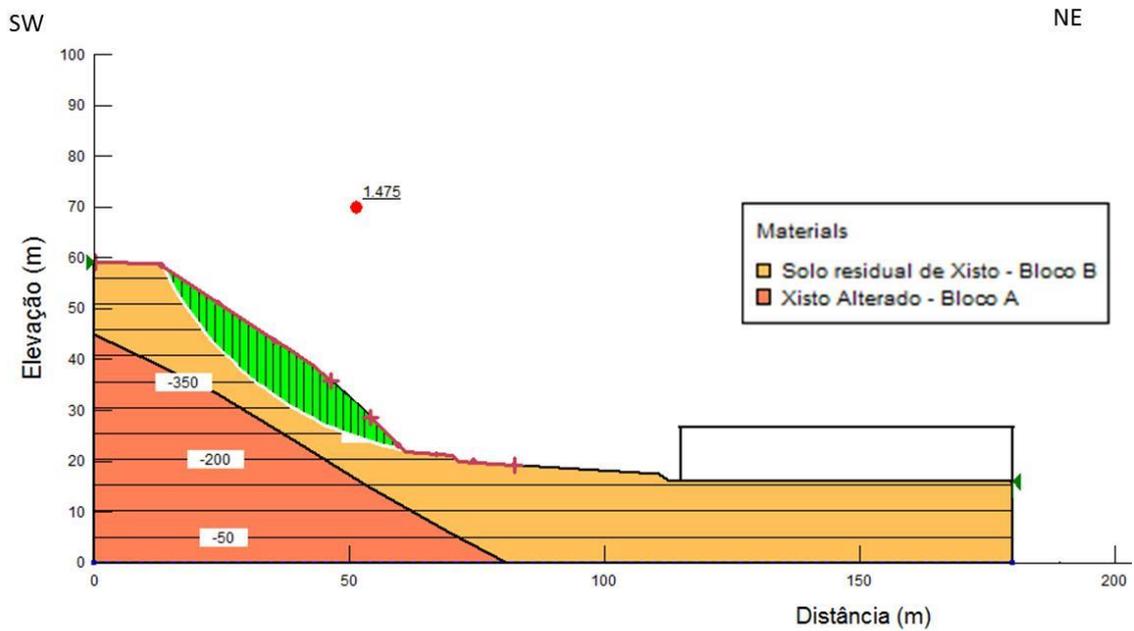


Figura 67. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição atual, sem influência do nível piezométrico ($F_s = 1,475$).

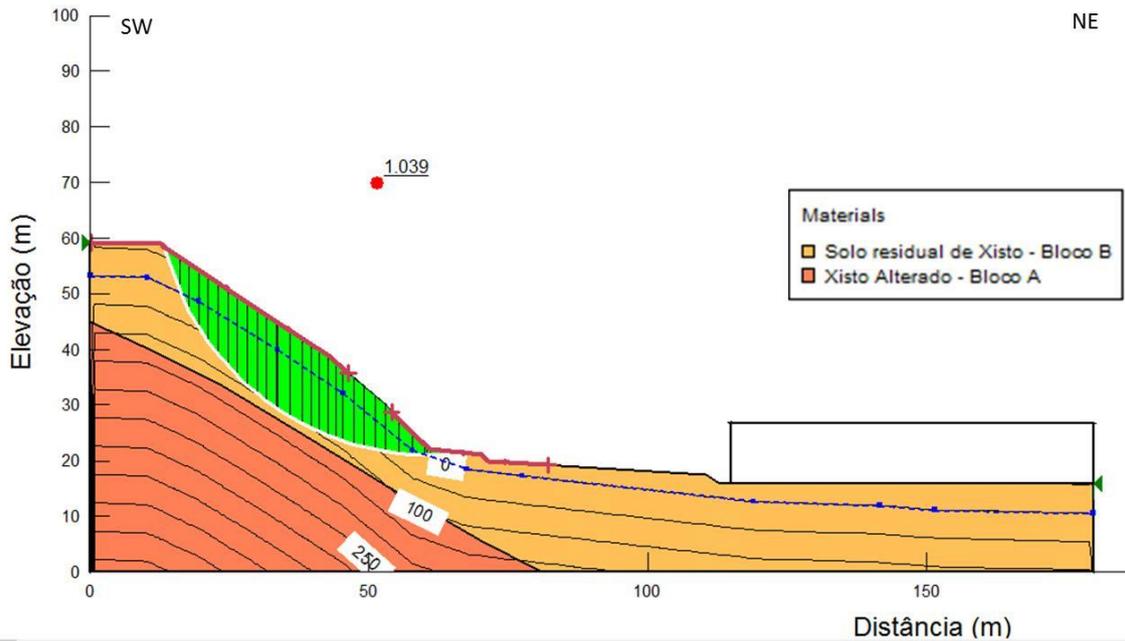


Figura 68. Modelo de estabilidade desenvolvido no perfil D, em condição atual, com nível piezométrico próximo a superfície ($F_s = 1,039$).

5.8.2 Análise cinemática e interpretação dos dados estruturais

A Tabela 17 apresenta o conjunto das 65 medidas de dados estruturais levantados em campo. De modo geral observou-se que as superfícies de contato variam de planas a levemente onduladas, com contatos lisos, porém em alguns casos com rugosidade mais acentuada, não sendo raro o preenchimento de finas camadas de material secundário nos espaços vazios. Tais características associadas à orientação favorável ressaltam a necessidade da análise cinemática.

Tabela 17. Dados do levantamento estrutural de campo

Orientação dos planos de xistosidade		Orientação das juntas (falhas ou fraturas)	
Sentido de Mergulho	Ângulo de Mergulho	Sentido de Mergulho	Ângulo de Mergulho
116	30	296	75
101	38	52	75
110	33	31	87
66	38	156	55
57	32	69	13
55	34	151	84
0	60	101	51
11	35	271	76
126	80	236	61
333	65	169	81
101	25	44	15
19	35	191	85

124	25	201	69
319	15	246	67
11	25	166	75
321	50	71	57
131	28	201	60
151	35	81	72
36	25	49	30
101	30	36	30
121	25	31	40
103	30	229	75
349	25	221	65
41	28	236	65
31	15	301	70
		151	65
		356	85
		141	70
		256	70
		141	65
		118	85
		127	73
		151	70
		86	30
		161	60
		241	70
		106	25
		356	60
		91	24
		101	61

Os estereogramas apresentados na Figura 69 mostram a dispersão dos polos dos planos. Esta distribuição revelou a presença de duas famílias de planos de xistosidade, com mergulhos para SE e NE a baixos ângulos, porém ocorrem também xistosidades de alto ângulo. Por sua vez as juntas apresentam-se com orientações variadas, geralmente de altos ângulos. Dentre estas, foram individualizadas duas famílias de juntas por sua ocorrência destacada, apresentando mergulhos de altos ângulos para SE e SW.

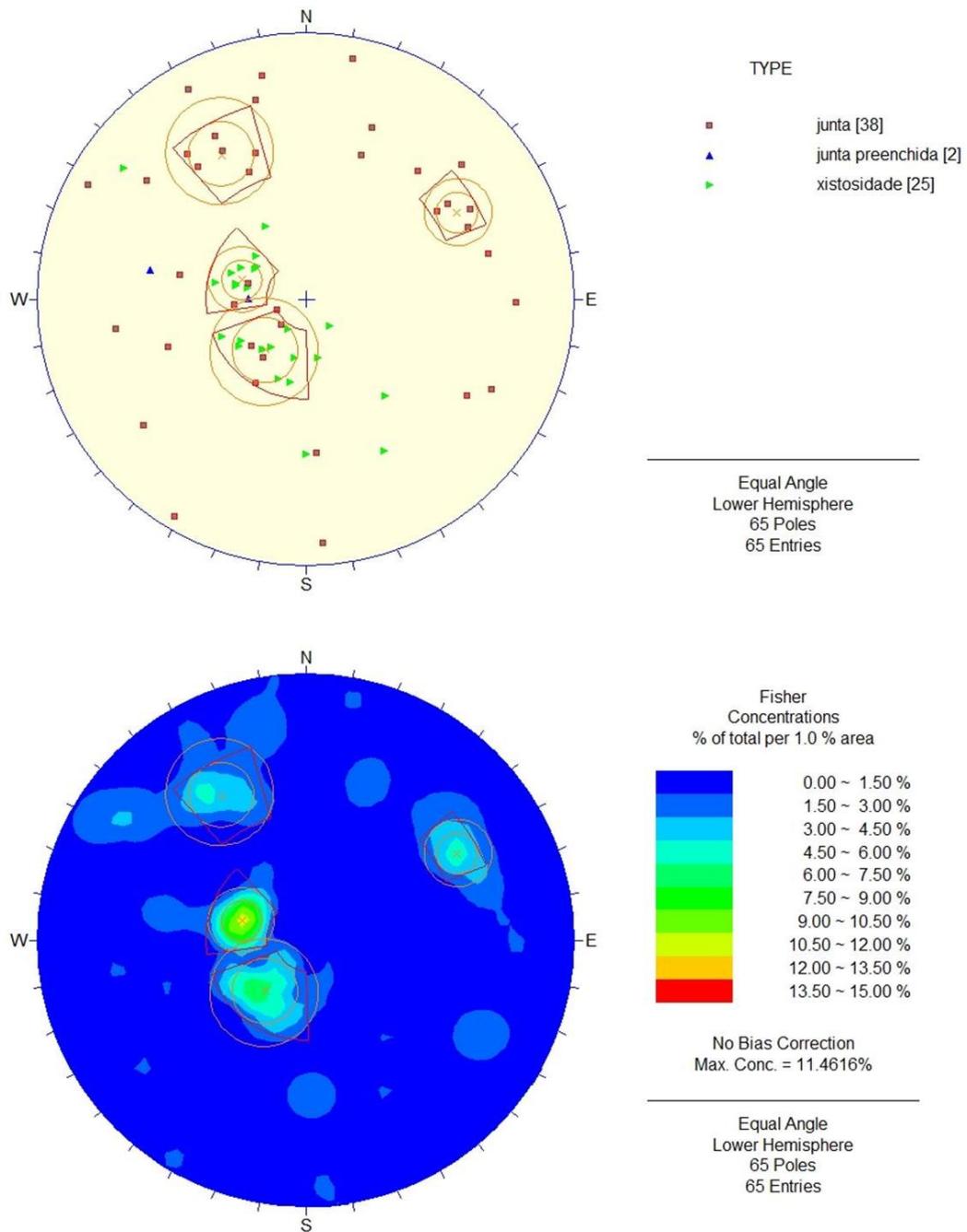


Figura 69. Estereogramas estruturais de dados planares por representação de polos e de dispersão.

A análise cinemática foi realizada de acordo com a orientação geral das principais vertentes deste maciço, ou seja, com mergulhos aproximados a 115 - E25S (correspondente aos perfis B e C) e a 060 - N60E (correspondente aos perfis A e D).

A Figura 70 e 71 apresentam os estereogramas de análise cinemática para a vertente orientada a 115°.

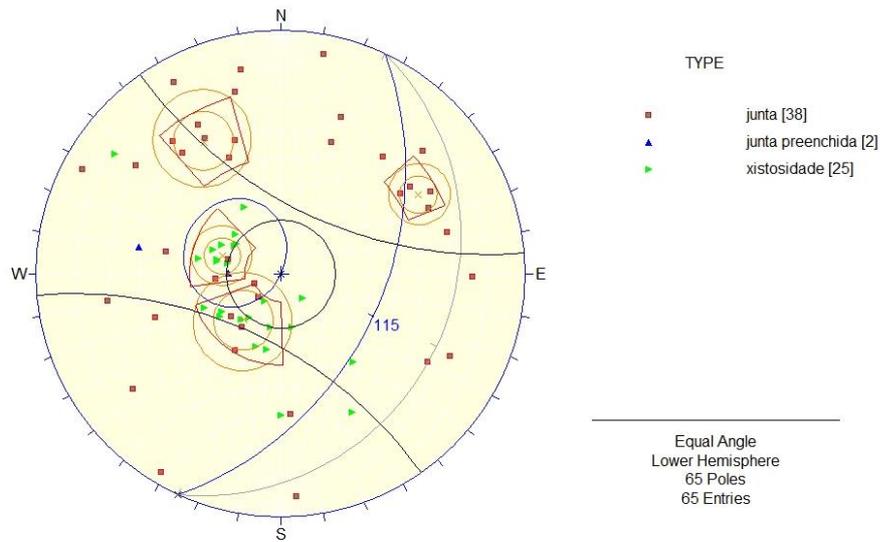


Figura 70. Análise cinemática quanto a movimentos planares e de tombamento para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.

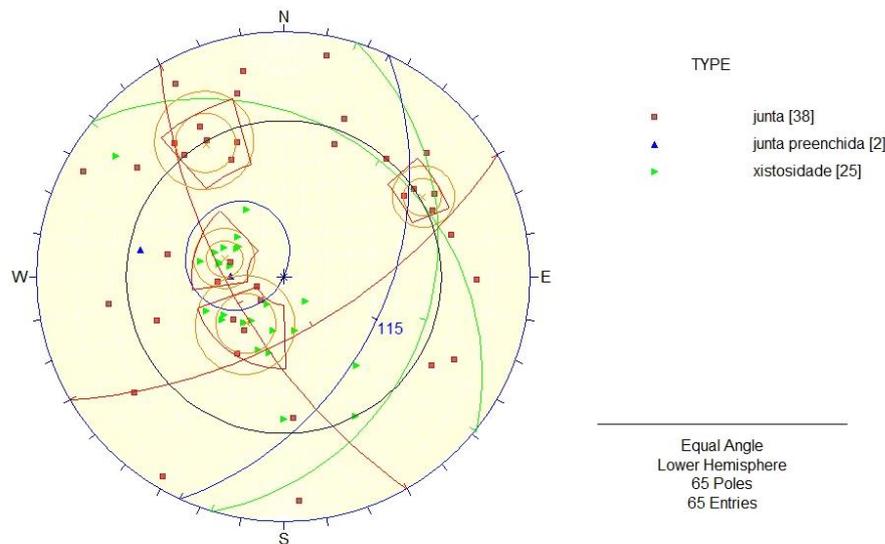


Figura 71. Análise cinemática quanto a deslizamento em cunha para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.

Esta análise revela alta probabilidade de ocorrência de escorregamento planar, dada a grande área dos círculos de variância presentes nesta zona de movimentação. Fisicamente significa que a presença de planos, paralelamente orientados a encosta interceptam esta a ângulos maiores do que o ângulo de atrito estipulado. Por sua vez a ocorrência de tombamentos nesta face é improvável. Apesar de não ter ocorrido interseção dos principais *sets* de orientação na região do deslocamento em cunha, o mesmo é esperado haja vista a grande dispersão e orientações variadas das fraturas.

A Figura 72 e 73 apresentam os estereogramas de análise cinemática para a vertente orientada a 060°.

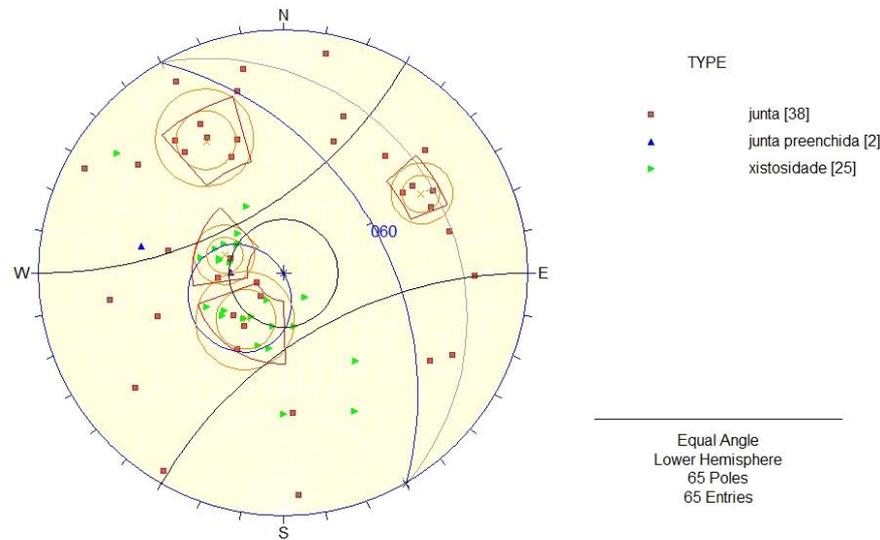


Figura 72. Análise cinemática quanto a movimentos planares e de tombamento para vertente orientada a 60°, representativa dos perfis B e C.

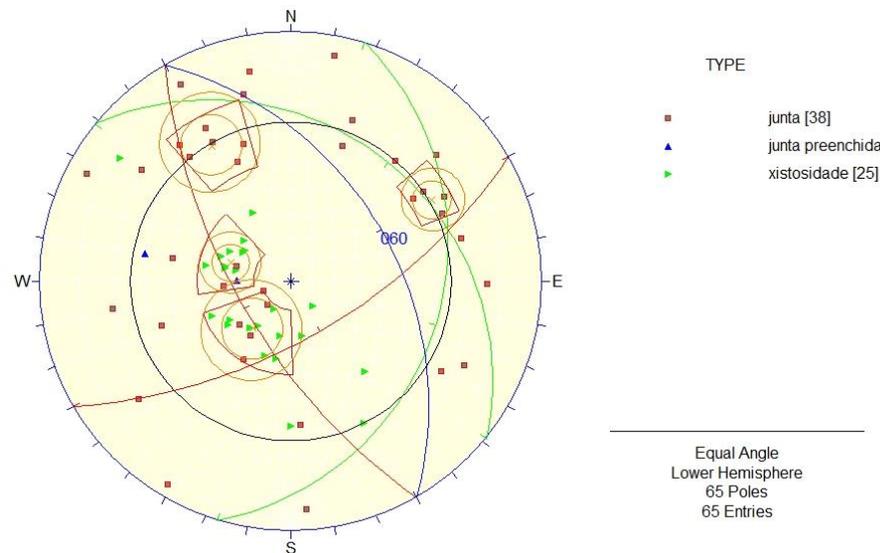


Figura 73. Análise cinemática quanto a deslizamento em cunha para vertente orientada a 115°, representativa dos perfis B e C.

Semelhantemente a análise do perfil anterior, esta orientação de vertente apresenta probabilidades ainda maiores na ocorrência de escorregamentos planares, pois abrange ambas as famílias de xistosidade com orientação favorável a este tipo de rompimento. Apesar das médias não produzirem interseções válidas, para formação de cunhas, ocorrem interseções individuais não mostradas na Figura 73.

Visualmente foi identificado que o maior potencial a ocorrência de escorregamentos planares ocorre em vertentes com mergulhos de aproximadamente 45° entre os sentidos de

130 (E40S) à 10 (N10E). Tombamentos neste maciço são pouco prováveis e seria esperado em vertentes voltadas para 330 (N30W) o que não ocorre na porção do maciço estudada. Já deslizamentos em cunhas parecem estar associados à diversidade de orientações estruturais presentes na área, o que favorece também rupturas circulares.

5.8.3 Observações referentes aos modelos desenvolvidos

Quando abordado o maciço terroso como um meio homogêneo, limitado pelos horizontes de alteração teóricos estabelecidos e desconsiderando o intrincado sistema macro estrutural presente, observa-se que condições críticas a estabilidade estão associadas às vertentes de alta declividade, situação esta favorecida pela alteração da geometria dos taludes em consequência a instalação de obras no local e a elevação de níveis piezométricos, que podem ocorrer após período prolongado de chuvas acarretando no desenvolvimento de poropressões elevadas. Nos modelos propostos apenas o perfil A parece não apresentar risco acentuado, devido a suavidade de sua vertente, mesmo sob condições próximas a saturação. Já os perfis B, C e D estão sujeitos a instabilização com a simples elevação do nível freático. Somando-se a influência de estruturas neste comportamento, espera-se uma redução considerável nos fatores de segurança devido às altas probabilidades de ocorrência de deslizamentos planares, onde a percolação de águas tem papel extremamente importante.

5.8.4 Validação de modelos

Na terceira etapa de campo, realizada no dia 14/11/2016, foi possível, validar parte da proposta de estabilidade apresentada. Onde as obras de escavação do talude ocasionaram ruptura de acordo com o modelo previsto. A Figura 74 apresenta um comparativo da situação da primeira visita de reconhecimento com a situação atual.

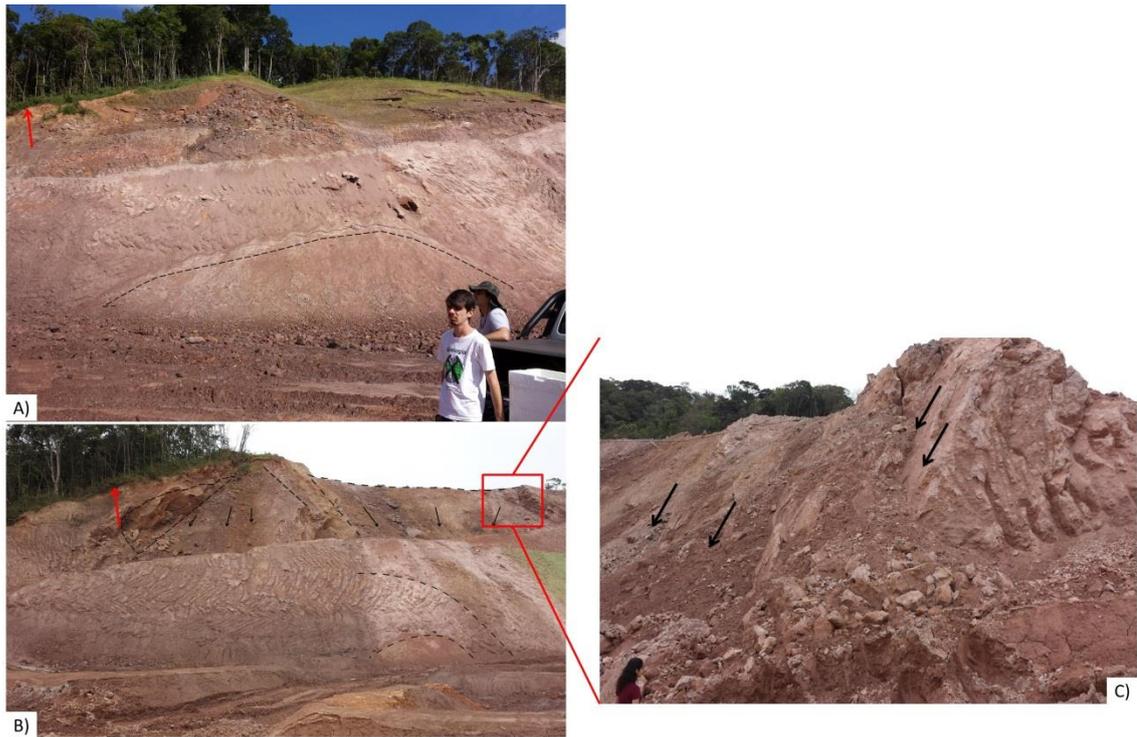


Figura 74. Ruptura circular com componente estrutural reportada no talude norte, de face voltada para SE (aprox. 115). A foto A indica situação pretérita em 20/01/2016 e as fotos B e C tiradas em 14/11/2016 revelam os aspectos geral e detalhes da ruptura. A seta vermelha indica referência visual na árvore bifurcada em V para fins de comparação.

Foram observadas novas rupturas, com características mistas, parte circular e parte planar ou em cunha. A associação das características do solo com estruturas reliquias fornece provavelmente fatores de segurança abaixo daqueles obtidos nos modelos de estabilidade. Considerando-se a provável percolação de águas nestas discontinuidades, com diminuição dos ângulos de atrito e aumento de propressões, deslizamentos são esperados em toda a vertente.

6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÃO

Este trabalho avaliou o comportamento geomecânico do horizonte C de um solo residual de xisto frente ao ensaio de cisalhamento direto. Complementarmente investigou-se o arranjo microestrutural das partículas buscando evidências sobre seu comportamento. Os resultados indicam que a orientação dos planos de xistosidade não seria um fator de anisotropia a ser considerado na porção do talude investigada, dado o grau de alteração vigente, que em grande parte alterou a estruturação interna do material, e também as próprias irregularidades relacionadas à origem da rocha mãe. Apesar de ambas as orientações fornecerem parâmetros semelhantes, amostras paralelas apresentam comportamento distinto sob baixas tensões normais. Para este talude em particular, outras estruturas presentes, tais como falhas e fraturas seriam mais relevantes na avaliação da estabilidade.

Verificou-se que condições de instabilidade estão associadas à mudança de geometria original do talude, decorrentes da escavação para implementação de obras no local. Os modelos investigados ao longo de perfis mostram que apenas as altas declividades não são o único fator de risco, porém quando associadas à elevação do nível piezométrico, com consequente aumento das poropressões, essas porções tendem a se tornar instáveis, fornecendo fatores de segurança próximos a unidade. Entretanto, a possível presença de porções mais resistentes, denotadas como impenetrável ao SPT, forçam rompimentos não tão profundos, mas que devido a as proporções do talude geram o desprendimentos de volumes consideráveis de material.

Verificou-se grande potencial a rompimentos planares associado às feições planares de maior escala, que somado a dispersão de orientações favorece a formação de cunhas e rompimentos circulares, levando a deslizamentos de mecanismos mistos.

Apesar dos dados de permeabilidade estimados através das curvas granulométrica sugerirem valores de condutividade na ordem de 10^{-2} cm/s , considera-se que estes valores seriam reais para solos essencialmente granulométricos. Neste sentido, a presença de falhamentos e fraturas no maciço podem atuar como canais preferencias para condução de água que apesar de auxiliarem na drenagem do solo, podem desenvolver poropressões locais elevadas e diminuição do atrito, causando o desprendimento de grandes blocos.

6.1.1 Recomendações Técnicas

Com base nos dados laboratoriais, modelos propostos e características gerais do talude recomenda-se que as seguintes medidas sejam adotadas a fim de elevar os fatores de segurança locais:

- Instalação de drenos no maciço a fim de evitar o desenvolvimento de porpressões elevadas, que podem ocorrer especialmente após um período prolongado de chuvas;
- Instalar calhas de drenagem superficial, minimizando impactos de erosão devido ao elevado potencial de erodibilidade observa neste material;
- Suavizar a geometria em porções críticas, como no caso do perfil C;

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo em vista a proposta deste trabalho de conclusão de curso, associada às limitações de tempo e recursos vigentes, considera-se que este tenha lançado uma visão apenas preliminar sobre os principais fatores influentes na análise de estabilidade, que, no entanto fornecem diretrizes valiosas para o aprofundamento e compreensão de estudos futuros uma vez que as linhas de pesquisa dentro deste tema são amplas e englobam os mais diversos aspectos. A seguir são apresentadas algumas sugestões a fim de tonar tais estudos mais completos.

Com relação à investigação dos aspectos mineralógico/composicional sugere-se a confecção de lâminas delgadas a fim de avaliar o arranjo mineral com base na microscopia ótica convencional. Adicionalmente estudos de Raio-X contribuiriam na identificação dos argilominerais presentes, fornecendo informações valiosas sobre os tipos e processos intempéricos envolvidos na origem deste material; Deste modo a associação de inspeções táteis visuais, microscopia convencional, MEV/EDS, e a análise de Raio-X cobririam de maneira completa os aspetos mineralógicos envolvidos, sobretudo com relação a evolução do perfil de alteração e natureza do preenchimento da falhas;

Em termos de ensaios mecânicos uma série de ensaios podem ser realizados visando complementar ou até mesmo validar os resultados obtidos. Entre estes sugere-se:

Ring Shear Test: para avaliar resistência residual ao cisalhamento, sobretudo relacionado a superfícies do tipo *slickensides*;

Teste Oedométrico: Para avaliar grau de cimentação envolvidos no material investigado;

Ensaio de Compressão Simples: Como indicativos preliminares do grau de estruturação das amostras, comparando-se estado indeformado e amolgado;

Ensaio de Cisalhamento Triaxial: Para se obter dados mais completos, sobretudo referentes a aspectos de deformabilidade relacionados a acomodação das deformações;

Ensaio em amostras reconstituídas: Amostras reconstituídas com índice de vazios semelhantes aos de campo podem contribuir no entendimento da influência de microestruturas;

A realização de ensaios de condutividade hidráulica, também com foco no comportamento anisotrópico contribui no sentido de prover melhores resultados no cálculo dos fatores de segurança e na obtenção de modelos mais precisos.

Destaca-se ainda que uma avaliação geológica detalhada no talude e do contexto no qual ele está inserido a fim de compreender a evolução do pedológica do maciço como um todo, fornecendo assim, informações mais detalhadas para análise de estabilidade. Para isso sugere-se o mapeamento dos diferentes graus de alteração e a descrição detalhada de estruturas e coleta de medidas. Por apresentar heterogeneidades laterais o mapeamento destas pode fornecer modelos mais precisos e confiáveis.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo – ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13600: Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C**. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 33 p. 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. São Paulo, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT: Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Belo Horizonte, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM: 3080 - *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, West Conshohocken, PA 2003.
- BASEI, Miguel Angelo Stipp. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. 1985. 218 f. Tese (Doutorado) – Pós graduação em geologia geral e de aplicação, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.
- BERNARDES, Juliana de Azevedo. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss**. 2003. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- BISHOP, A.W. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. **Géotechnique**.1955, v.5, pp.7-17
- BOEHL, Pedro Eugênio Gomes. **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da grande Florianópolis**. 2011. 228 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Programa de Pós Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- CAMBORIÚ. Secretaria Municipal de Planejamento Urbano. **Caderno técnico leitura da cidade: 1º Revisão do plano diretor de desenvolvimento territorial o município de Camboriú/SC – LEI 10/07 (2012)**. Disponível em: <http://www.cidadedecamboriu.sc.gov.br/extranet/arquivos/plano_diretor/leitura_tecnica_parte_01_1342552158112.pdf>. Acesso em: 04 maio 2016.

CAMPOS, Roberto Sacks de. **Petrografia e geoquímica das rochas metavulcânicas máficas e ultramáficas do Complexo Metamórfico Brusque, Região da Serra da Miséria, Itapema, SC.** 2007. 84 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos:** e suas aplicações. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. v.1, 234 p. ISBN 9788521605591.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos:** e suas aplicações. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. v.2, 498 p. ISBN 9788521605256.

CNPS/EMBRAPA. **Mapa de Solos de Santa Catarina, escala 1:250000. Unidade de Planejamento Regional Meio Oeste Catarinense UPR 2.** 2001.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014. Tradução: EZ2Translate, Revisão técnica: Leonardo R. Miranda.

EMBRAPA. **Solos do Estado de Santa Catarina.** Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento, n.46. Rio de Janeiro, 2004. 726p. ISSN 1678-0892

ESPÍNDOLA, Murilo da Silva. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis.** Universidade Federal de Santa Catarina, 2011.

ESPÍNDOLA, Murilo da Silva. **Ensaio triaxiais de grande escala em amostras de enrocamentos da UHE Machadinho.** 2016. 443 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

FIORI, Alberto Pio; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas:** aplicações na estabilidade de taludes . 2. ed. rev. ampl. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2009. 602 p. (Série pesquisa ; n. 129). ISBN 9788573352122.

FLORISBAL, Luana Moreira. **Petrogênese de granitos sintectônicos em ambiente pós colisional do Escudo Catarinense:** estudo integrado de geologia estrutural, geoquímica elemental e isotópica Sr-Nd-Pb e geocronologia U-Pb em zircão. 2011. 153 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós Graduação em Mineralogia e Petrologia, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FUTAI M.M.; CECÍLIO JR M.O.; ABRAMENTO M.; **Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo.** In: Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo, 2012 Cap. 7.

GODOI, Cesar Schmidt. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss:** Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina. 2014. Não paginado Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2014.

GOODMAN, Richard E.; **Introduction to Rock Mechanics.** Toronto: John Wiley, 1980. p 254-287

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação.** 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 1983. 194 p.

HARTMANN, Léo Afraneo et al. Prolonged Paleoproterozoic magmatic participation in the Neoproterozoic Dom Feliciano belt, Santa Catarina, Brazil, based on zircon U–Pb SHRIMP geochronology. **Journal Of South American Earth Sciences**, [s.l.], v. 16, n. 6, p.477-492, dez. 2003.

HEIDEMANN, Marcelo. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José - SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. 298 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis *et al.* **Mapeamento geotécnico da área de expansão urbana do município de Camboriú**. [s.l]: [s.n], 2015. 40 p

LOPES, Angela Pacheco. **Geologia do Complexo Camboriú - Santa Catarina**. 2008. 118 p. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

MACCARINI, Marciano. **“Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil”**.Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, London. 1987.

MARTINI, Amós. **Geologia estrutural e petrologia do granito Corre Mar, região de Balneário Camboriú, SC**. 2011. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

PANDOLFO, C.; BRAGA, H.J.; SILVA JÚNIOR, V.P.; MASSIGNAN, A.M.; PEREIRA, E.S.; THOMÉ, V.M.R; VALCI, F.V. **Atlas climatológico do Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: Epagri, 2002. CD-ROM

PARIZZI, Maria Giovana. *et al.* Processos de movimentos de massa em Belo Horizonte, **Geografias Artigos Científicos**, Belo Horizonte, v.7, n.1, p. 58-87, jan-jun., 2011.

PETERNELL, M. *et al.* Macro and microstructures as indicators of the development of syntectonic granitoids and host rocks in the Camboriú region, Santa Catarina, Brazil. **Journal of South American Earth Sciences** 29, 738-750.

PHILIPP, Ruy Paulo *et al.* U-Th-Pb EMPA geochronology of polygenetic monazites of the metapelitic gnaisses of Camboriú Complex, SC, Southern Brazil: evidences for the collisional and post collisional events in Dom Feliciano Belt, In: **Simpósio 45 Anos de Geocronologia no Brasil**, São Paulo: Boletim de Resumos Expandidos, p. 289-291.

PHILIPP, Ruy Paulo *et al.* Caracterização litológica e evolução metamórfica da porção leste do Complexo Metamórfico Brusque, Santa Catarina. **Revista Brasileira de Geociências**, Porto Alegre, v. 34, n. 1, p.21-34, mar. 2004.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p. ISBN 9788586238512.

SILVA, L.C.; McNAUGHTON, N.J.; FLETCHER, I.R.; SHIRIMP U/Pb zircon geochronology of the Neoproterozoic crustal granitoids (Southern Brazil): a case for discrimination of emplacement and inherited ages. **Lithos** 82, 503-525.

STRAUSS, Marcos. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**.1998. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em

Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

TOLEDO, M Cristina Motta de; OLIVEIRA, Sonia Maria Barros de; MELFI, Adolpho José. Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese. In: TEIXEIRA, Wilson *et al.* **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. Cap. 8. p. 210-239.

WILDNER, W.; CAMOZZATO, E.; TONIOLO, J.A.; BINOTTO, R.B.; IGLESIAS, C.M.F.; LAUX, J.H. **Mapa geológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2014. Escala 1:500.000. Programa Geologia do Brasil. Subprograma de Cartografia Geológica Regional.