

PEDRO EUGÊNIO GOMES BOEHL

**ALGUMAS OBSERVAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES
GEOTÉCNICAS DE SOLOS ESTRUTURADOS DERIVADOS DE
GRANITO DA GRANDE FLORIANÓPOLIS**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil.

Orientador:

Marciano Maccarini, Ph.D.

**Florianópolis – SC
Novembro de 2011**

Catálogo na fonte pela Biblioteca Universitária
da
Universidade Federal de Santa Catarina

B671a Boehl, Pedro Eugênio Gomes

Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis [dissertação] / Pedro Eugênio Gomes Boehl ; orientador, Marciano Maccarini. - Florianópolis, SC, 2011. 228 p.: il., grafs., tabs., mapas

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia civil. 2. Solos - Florianópolis (SC). 3. Granito - Florianópolis (SC). 4. Cisalhamento. 5. Anisotropia. I. Maccarini, Marciano. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 624

**ALGUMAS OBSERVAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES
GEOTÉCNICAS DE SOLOS ESTRUTURADOS DERIVADOS DE
GRANITO DA GRANDE FLORIANÓPOLIS**

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

Florianópolis, 4 de novembro de 2011.

Prof. Roberto Pinto, Dr.
Coordenador do PPGEC – UFSC

Comissão Examinadora:

Prof. Marciano Maccarini, PhD.
Orientador – ECV/UFSC

Prof. Paulo Teixeira da Cruz, Dr.
USP

Prof. Antônio Fortunato Marcon, Dr.
ECV/UFSC

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
ECV/UFSC

The mere formulation of a problem is far more often essential than its solution, which may be merely a matter of mathematical or experimental skill.

To raise new questions, a new possibility, to regard old problems from a new angle requires creative, imagination and marks real advances in science.

Albert Einstein, 1925.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, família, colegas e servidores da UFSC, UFRGS, PUCRS e CIENTEC em geral.

Em especial à minha família, esposa Kelly e filha Maria Natália Mezzomo Boehl, pelo amor, compreensão e apoio incondicional. Para meus pais, Maria e Sylvio Boehl pela vida, pelas incontáveis ajudas, pelos exemplos passados e pelo esforço realizado para minha educação.

Com gratidão ao Professor Marciano Maccarini, orientador desta dissertação, pelo sólido conhecimento passado sobre física dos solos, e suas aplicações no laboratório de mecânica dos solos, ao longo desta longa trajetória de mestrando e professor substituto, pelas idéias e participações efetivas na pesquisa, realização dos ensaios e principalmente pela compreensão.

À professora Isabel Covollo, pela inicialização e conceitos fundamentais passados em mecânica dos solos aplicada à engenharia de fundações. A boa vontade do Professor Ivo Martorano, pelo conhecimento passado sobre mecânica do não contínuo, fruto dos inúmeros debates, sobre o estado de tensões e deformações dos materiais, onde por sua vez, nasceram idéias que muito influenciaram minha formação. Ao colega Doutorando Rodrigo Hummes, igualmente participante dos debates, a quem devo também agradecer, pelo exemplo e pelo produtivo convívio acadêmico. Professor Paulo Cruz, pelos sólidos conhecimentos passados em solos e rochas, principalmente durante a realização do Curso de Especialização em Barragens nesta universidade. Ao Professor Antonio Fortunato Marcon por tamanho auxílio e apoio. Ao geólogo Victor Hugo Teixeira. A Banca de Professores pela boa vontade e colaboração. Ao engenheiro Cezar Godói, pelo apoio nos ensaios de laboratório. Á Sávio Vieira pela colaboração no levantamento dos dados topográficos. Em especial a boa vontade e incontáveis ajudas da secretária geral Marinea Vieira, sem a qual não seria possível a realização do trabalho, e, principalmente à Professora Janaíde Cavalcanti, por acreditar que era possível, e a todos os funcionários do PPGEC em geral. Aos moradores do Município de São Pedro de Alcântara pelo acolhimento, em especial à Secretaria de Educação e Cultura, em nome de Rosângela Laurentino, pelo apoio material.

Por fim agradeço ao meu país Brasil, e CAPES, pelas bolsas de estudo científico e apoio financeiro concedidas para realização da pesquisa.

RESUMO

BOEHL, P.E.G. Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da grande Florianópolis. Florianópolis, 2011. PPGEC/UFSC.

Neste trabalho apresentam-se algumas considerações sobre o comportamento geo-mecânico de alguns solos naturalmente estruturados, devido às cimentações entre partículas. Estes solos são de origem residual, oriundos de rocha mãe do clã granítico (granito), comuns na região da grande Florianópolis. O objetivo principal do trabalho é estudar o comportamento geo-mecânico das cimentações entre partículas, utilizando para isso, o ensaio de compressão diametral (*Brazilian test*).

A campanha laboratorial de ensaios envolveu 27 amostras naturalmente estruturadas da região da Grande Florianópolis, com valores de índice de plasticidade variando na faixa de 0 a 54%. Inicialmente, mediu-se a perda de massa do solo por imersão em água, para se conhecer melhor a natureza das ligações entre as partículas, além da caracterização dos mesmos. Das 27 amostras iniciais, apenas 7 permaneceram com o arcabouço sólido inalterado após a realização da Perda de Massa por Imersão em água (PMI). Para estas amostras que permaneceram intactas mediu-se a tração indireta sob condições pós-inundadas e naturais (6 amostras). Para se medir o valor dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, realizaram-se ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas (7 amostras) nas condições inundadas, em dois planos ortogonais entre si, concomitantemente analisando a anisotropia e heterogeneidade. Para complementar realizou-se expansões nos solos, submetendo o arcabouço sólido a presença de água, nos mesmos planos submetidos ao cisalhamento, em amostras estruturadas e desestruturadas.

Foram identificados alguns fatores que alteram as cimentações entre partículas, como os desconfinamentos, amostragem e o intemperismo. Existem fortes indícios de o intercepto coesivo (4,48 a 20,8 kPa) ser anisotrópico e maior na direção vertical. Diminuir enquanto as expansões aumentam. Crescer conjuntamente com o teor de umidade natural e ser vinculado à diferença entre as resistências à tração natural e após inundação. O ângulo de atrito (26,6 a 41,6°) apresenta-se com comportamento isotrópico, dependente do índice de vazios e da

fração areia. A resistência à tração (2 a 28kPa) possui afinidade com o intercepto coesivo, aumentando conjuntamente com o mesmo. A tendência verificada é da resistência à tração diminuir com o aumento do índice de vazios. As expansões apresentam-se maiores e mais lentas na direção horizontal do que na vertical, sendo que as estruturadas são bem menores do que as desestruturadas.

As observações demonstram existir indícios de que as cimentações são maiores na direção vertical do que na horizontal, portanto são mais preservadas, proporcionando estruturação do arcabouço sólido neta direção. Apesar do aspecto táctil-visual heterogêneo dos solos em estudo, estes se apresentaram com comportamento bem mais isotrópico do que se esperava.

Palavra-chave: solos residuais e cimentações entre partículas; resistência ao cisalhamento e resistência à tração; anisotropia e heterogeneidade.

ABSTRACT

BOEHL, P.E.G. Some observations on the geotechnical properties of soils derived from structured granite of Florianópolis. Florianópolis, 2011. PPGEC / UFSC.

This paper presents some considerations on the geo-mechanical behavior of some naturally structured soils due to cementations between particles. These soils are of residual origin, coming from the clan granitic bedrock (granite), common in the region of Florianópolis. The main objective of the work is to study the behavior of the geo-mechanical cementations between particles, making use of the diametral compression test (Brazilian test).

The campaign laboratory involved 27 test samples of naturally structured region of Florianópolis, with values of plasticity index varying in the range 0 to 54%. Initially, we measured the mass loss from the soil by water immersion, to better understand the nature of links between the particles, and characterizing them. Of the 27 initial samples, only seven (7) remained unchanged with the solid framework after the loss of mass by immersion in water (PMI). For these samples that remained intact was measured traction indirect post-flooded conditions and natural (6 samples). To measure the value of shear strength parameters were carried out direct shear tests on soil samples structured (7 samples) in flooded conditions, in two planes orthogonal to each other, simultaneously analyzing the anisotropy and heterogeneity. To complement expansions took place in soils by subjecting solid framework the presence of water in the plans submitted to shear samples instructed and unstructured.

We identified some factors that change the cementations between particles, such as unconfined, sampling and weathering. There are strong indications that the cohesive intercept (4.48 to 20.8 kPa) is anisotropic and larger in the vertical direction. Decrease while the expansions increase. Growing together with the natural moisture content and be linked to the difference between the tensile and after natural flooding. The friction angle (from 26.6 to 41.6 °) appears with isotropic behavior, dependent on the void ratio and sand fraction. The tensile strength (2 to 28kPa) has an affinity with the cohesive intercept, increasing along with it. The trend is tensile strength decrease with the increase in void ratio. The expansions are presented larger and slower in the horizontal

direction than vertical, and the structures are much smaller than the unstructured.

The observations demonstrate the existence of evidence that cementations are larger in the vertical direction than horizontally, so they are better preserved, providing the framework structure solid. Although the tactile-visual aspect of heterogeneous soils under study, they presented with much more isotropic behavior than expected.

Keyword: residual soils and cementations between particles, shear strength and tensile strength, anisotropy and heterogeneity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – A importância e a inter-relação das cimentações entre partículas e ramos específicos de estudo da geotécnica. Fonte: Adaptado de Prietto (1986).....	33
Figura 2 – Interação geofísica Fonte: Adaptado de Atkinson (1996)...	36
Figura 3 – Ciclo da água. Fonte: Teixeira et al., (2001).....	36
Figura 4 – O conceito de Mecânica newtoniana. Fonte: Adaptado de Atkinson (1996).....	38
Figura 5 – Hipótese teórica do arcabouço sólido para os solos residuais.....	38
Figura 6 - O tipo e a intensidade do intemperismo. Fonte: Teixeira et al. (2001).....	41
Figura 7 – Intensidade do intemperismo, pluviosidade e a produção de minerais secundários. Fonte: Teixeira et al. (2001).....	42
Figura 8 - O papel do clima. Fonte: Teixeira et al. (2001).....	43
Figura 9 – Comparação entre algumas proposições de perfis de intemperismos típicos do Brasil. Fonte: Pastore (1992).....	47
Figura 10 – Perfil possível de solos tropicais. Fonte: Cruz (1996).....	50
Figura 11 – Relação entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios de um solo residual de granito. Fonte: Lumb (1962).....	52
Figura 12 – Comparações entre a densidade das partículas de feldspato e a quebra das mesmas. Fonte: Matsuo e Nishida (1968).....	53
Figura 13 - Principais propriedades físicas em relação à profundidade para um solo residual de gnaisse das zonas I e III. Fonte: Maccarini (1987).....	55
Figura 14 - Propriedades físicas de um perfil de solo residual variando conforme a profundidade. Fonte: Vargas (1971) e Maccarini, (1992).....	56
Figura 15 - Comportamento de variação da deformação com o tempo. Fonte: Ferreira e Xavier Ferreira (2009).....	59
Figura 16 – Gráficos obtidos de deformações volumétricas sobre diversas condições amostrais. Fonte: Ferreira e Xavier Ferreira (2009).....	60
Figura17 – Modelo teórico do comportamento mecânico dos solos residuais estruturados, por cimentações entre partículas, mostrando os principais agentes intervenientes e os mecanismos de mobilização da resistência ao cisalhamento.....	63

Figura 18 – Microfotografia (a) da ligação entre partículas de pedregulho e areia (circulado em vermelho), por um agente cimentante, de um solo do deserto do Irã. Fonte: Haeri e Hamidi (2003).....	65
Figura 19 – Microfotografia de alguns tipos de cimentações (circuladas em vermelho) em partículas granulares. Em (a) cimentações devidas à calcita, em (b) devidas à gipsita, e em (c), artificial devido ao cimento portland. Fonte: Ismail, Joer, Sim e Randolph (2002).....	66
Figura 20 – Argila siltosa estruturada, porosa e sensitiva. Fonte: Adaptado de Casagrande (1932).....	67
Figura 21 – Associações mais comuns entre partículas formando a microestrutura, muito comum entre os argilo-minerais e materiais cimentados. Fonte: Collins e MCGown (1974).....	68
Figura 22 – Modelos estruturais de solos tropicais. Fonte: Cruz, (1996).....	69
Figura 23 – Tipos de associações entre partículas e entre grupos de partículas, formando a macroestrutura e a microestrutura. Fonte: Adaptado de Collins e MCGown (1974).....	70
Figura 24 – Potencial de contribuição dos mecanismos de estruturas (bonding) para os solos (obs: 7psi= 1kPa). Fonte: Ingles (1962).....	71
Figura 25 - Mudanças ocorridas no perfil de intemperismo. Fonte: Sandroni (1977), Maccarini (1993) e Reis (2007).....	72
Figura 26 – Comportamento estruturado com formação de resistência ao cisalhamento de pico e quebra das cimentações. Fonte: Atkinson (1991).....	73
Figura 27 – Os três grupos característicos de Schmertmann e Osterberg (1960). Fonte: Maccarini (1992).....	74
Figura 28 – Medidas de laboratório e campo da diferença entre a pressão no ar e na água, em função da pressão na água. Fonte: Cruz (1996).....	78
Figura 29 – Envoltória estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados. Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).....	79
Figura 30 – Estudos sobre a tensão de pré-adensamento virtual em um solo residual de gnaiss. Fonte: Maccarini (1987).....	80
Figura 31 - Comparação entre o mesmo solo em condições estruturadas e desestruturadas no espaço tensões efetivas e índice de vazios (σ', e). Fonte: Adaptado de Leroueil e Vaughan (1990).....	84
Figura 32 - Modelo idealizado por Coop e Atkinson (1993): a) Trajetória de tensões; b) Espaço tensão-deformação. Fonte: Coop e Atkinson (1993).....	85
Figura 33 – Variação da resistência à compressão uniaxial de filito com a inclinação dos planos de foliação (Sabatakakis; Tsiambaos, 1983, apud	

Papadopoulos; Marinos, 1991, in Pastore (1992). Fonte: Cruz (1996).....	90
Figura 34 – Visualização de coleta de amostra de bloco indeformado do solo A2SPA.....	93
Figura 35 – Amostragem de blocos indeformados dos solos A1 (esquerda) e região de amostragem dos solos A2, A8 e A9 (direita).....	94
Figura 36 – Conceito de estruturação verdadeira. Fonte: Atkinson, (1996).....	95
Figura 37 – Localização geográfica das regiões exploradas 1, 2, 3, 4 e 5, circunscritas em vermelho. Fonte: Adaptado de GOOGLE, junho de 2010 (www.google.com.br).....	97
Figura 38 – Figura retirada e adaptado do Mapa geológico de Santa Catarina na escala de 1:500:000, de 1986, Ministério de Minas e Energia, 11º Distrito Regional do DNPM. Fonte: Adaptado do Mapa de Santa Catarina, 1:500:000, MME-DNPM (1986).....	98
Figura 39 – Mapa de cadastro geotécnico do município de Florianópolis sem escala. Fonte: Santos (1997).....	99
Figura 40 – Imagem de satélite da região de São Pedro de Alcântara, e suas formações graníticas. Fonte: GOOGLE, dezembro de 2009 (www.google.com.br).....	100
Figura 41 – Visualização da encosta antes do deslizamento. Fonte: DESCHAMPS (2005).....	101
Figura 42 – Visualização da encosta, algumas horas antes do deslizamento ocorrer. Fonte: DESCHAMPS (2005).....	102
Figura 43 – Visualização do volume parcial deslizado da encosta. Fonte: DESCHAMPS (2005)	102
Figura 44 – Imagem de satélite do talude de pesquisa. Fonte: GOOGLE, dezembro de 2009 (www.google.com.br).....	103
Figura 45 – Croqui demonstrativo dos serviços de campo e amostragens, no talude de São Pedro de Alcântara, visão frontal.....	104
Figura 46 – Região de amostragens dos solos A1, A2 e A3, provenientes do horizonte C.....	105
Figura 47 – Região onde foram retiradas as amostra A3 e A14, horizonte C.....	105
Figura 48 – Foto do solo A1. Pode-se observar a distribuição dos planos aleatórios pela massa de solo bem acentuados.....	107
Figura 49 – Fotos do solo A18, horizonte C.....	107
Figura 50 – Fotos: a) Solo A20; b) Solo A23; c) Solo A24.....	109

Figura 51 – Foto do solo A21 (solo central) comparado com os solos A20 e A22. Pode-se observar a distribuição dos planos aleatórios pela massa de solo, que enfraquecem em relação ao solo A20.....	110
Figura 52 – Fotos dos solos A2 e A19.....	111
Figura 53 – Foto: Solo A9.....	112
Figura 54 – Visualização do domínio dos solos semelhantes ao solo A2, sobre o perfil residual do talude e, em geral por toda a região de São Pedro de Alcântara, vista lateral.....	113
Figura 55 – Visualização do domínio: vista superior central.....	113
Figura 56 – Visualização do domínio: vista superior esquerda.....	114
Figura 57 – Visualização do domínio: vista frontal.....	114
Figura 58 - Visualização da área predominada pelos solos A3, A14 e semelhantes, ao entorno da rocha mãe.....	115
Figura 59 – Solo A10 (direita) comparado ao solo A9 (esquerda).....	116
Figura 60 – Solo A11 (amostras utilizadas na compressão diametral).....	117
Figura 61 – Solo A22 (esquerda), comparado com outros solos (amostras utilizadas na compressão diametral).....	118
Figura 62 – Local de amostragem do solo A5, que corresponde à amostra 02 da figura.....	119
Figura 63 – Vista lateral esquerda da encosta, onde se observa matacões, afloramentos do granito e grande quantidade de materiais granulares.....	121
Figura 64 – Vista da última banquetta do taludamento realizado na encosta, antes da colocação do sistema de drenagem, observando-se a presença de material aparentemente de natureza coesiva.....	122
Figura 65 – Solo A12 em detalhe.....	123
Figura 66 – Afloramentos de rochas mostrando suas semelhanças: a) Rocha mãe do ponto 4; b) Rocha granítica denominada Granito Ilha, ponto 3; c) Rocha mãe encontrada na encosta de São Pedro de Alcântara, região 1.....	124
Figura 67 – Coleta da amostra do solo A13, observando-se uma matriz granular, grosseira e rígida.	125
Figura 68 – Solo A13 à direita. Comparou-se o solo A13 com o solo A12 à esquerda.....	126
Figura 69 – Visão geral das escavações e da construção da estrutura de contenção.....	127
Figura 70 – Local de amostragem do solo A4, pertencente ao horizonte B, coberto por lona preta na Figura 69.....	127
Figura 71 – Local de amostragem, dos solos A6, A7 A15, pertencentes ao horizonte C.....	128

Figura 72 – Afloramento da rocha mãe.....	128
Figura 73 – Solo A4 à esquerda, e solo A15 à direita.	129
Figura 74 – Fluxograma resumido do método experimental.....	131
Figura 75 - Padrão de moldagem dos corpos de prova: à esquerda (a) o torno e a direita (b) o molde (bercinho padrão).....	133
Figura 76 - Visualização das amostras submetidas ao ensaio de perda de massa por imersão durante 48 horas. A esquerda selecionada (A1SPA), e a direita rejeitada (A3SPA).....	136
Figura 77 – Recipiente coletor: A) Recipiente coletor montado; B) vista superior, com amostras imersas.....	137
Figura 78 – Recipientes coletores montados. Vista de topo (esquerda) e lateral (direita).....	137
Figura 79 - Visualização do ensaio de expansão proposto. Equipamentos para o ensaio estruturado em (a); croqui esquemático do ensaio; ensaio desestruturado em (c).....	139
Figura 80 – Expansão dos solos estruturados nas condições naturais e estruturadas, visão geral.....	141
Figura 81 – Visualização por regiões ampliadas da Figura 80.....	142
Figura 82 – Expansão dos solos reconstituídos às condições naturais (desestruturadas), visão geral.....	143
Figura 83 – Visualização por regiões ampliadas da Figura 82.....	144
Figura 84 – Estado físico de cisalhamento direto. Fonte: ATKINSON, 1990.....	146
Figura 85 – Croqui demonstrativo dos planos cisalhados horizontal e vertical e das expansões.....	147
Figura 86 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A1.....	148
Figura 87 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A1.....	148
Figura 88 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A2.....	149
Figura 89 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A2.....	149
Figura 90 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A11.....	150

Figura 91 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A11.....	150
Figura 92 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A18.....	151
Figura 93 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A18.....	151
Figura 94 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A20.....	152
Figura 95 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A20.....	152
Figura 96 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A21.....	153
Figura 97 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A21.....	153
Figura 98 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A22.....	154
Figura 99 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A22.....	154
Figura 100 – Curvas tensões-deformações para os solos estudados, obtidas no ensaio de cisalhamento direto.....	156
Figura 101 – Ilustração do estado físico à que o corpo de prova cilíndrico fica submetido, durante o ensaio de compressão diametral.....	157
Figura 102 – Ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro (brazilian test).....	159
Figura 103 – Visualização das superfícies de ruptura, vista superior (A1, A11, A21 e A22).....	160
Figura 104 – Vista de topo das superfícies de ruptura com os corpos de prova abertos (A1, A11, A21 e A22).....	161
Figura 105 – Visualização das superfícies de ruptura dos corpos de prova para os solos A20, A18 e A2, vista superior.....	161

Figura 106 – Visualização das superfícies de ruptura dos corpos de prova para os solos A20, A18 e A2, vista de topo.....	162
Figura 107 - Vista de topo das superfícies de ruptura com os corpos de prova abertos (A20, A1 e A2).....	162
Figura 108 – Visualização das superfícies de ruptura e da amostra A1, depois da imersão em água por 48horas, vista superior.....	163
Figura 109 – Visualização das superfícies de ruptura e da amostra A1, mantida em imersão durante 48horas, vista lateral.....	163
Figura 110 – Visualização da superfície de ruptura para a amostra A11.....	164
Figura 111 – Vista de topo, das superfícies de ruptura do solo A18, e da amostra inundada (A18), depois da imersão por 48horas.....	164
Figura 112 – Visualização das superfícies de ruptura, vista lateral (A18).....	165
Figura 113 – Visualização dos corpos de prova abertos, mostrando a presença de plano de fraqueza no corpo de prova A18, e ausência nos demais.....	165
Figura 114 – Corpos de prova abertos (A1).....	166
Figura 115 – Corpo de prova A11.....	166
Figura 116 – Visualização da amostra e dos corpos de prova da amostra A20 vista de topo.....	167
Figura 117 – Visualização da superfície de ruptura ao longo do corpo de prova, vista lateral (A20).....	167
Figura 118 – Corpos de prova abertos, mostrando ausência de planos de fraqueza (A20).....	168
Figura 119 – Amostra A2, que desagregou durante a imersão, apesar de ter sido selecionada.....	168
Figura 120 – Visualização das superfícies de ruptura (A20, A21, A22).....	169
Figura 121 – Visualização da superfície de ruptura ao longo dos corpos de prova A20, A21 e A22, vista lateral.....	169
Figura 122 – Corpos de prova abertos, onde se pode visualizar um possível plano de fraqueza (esquerda) no corpo de prova A20, e nos demais ausência de planos de fraqueza (A21 e A22).....	170
Figura 123 – Análise do grau de saturação natural em função do teor de umidade natural.....	174
Figura 124 - Análise dos limites de Atterberg na carta de Casagrande (1936).....	175
Figura 125 – Análise do índice de vazios natural em função do peso específico seco natural.	175

Figura 126 – Análise da inter-relação entre os interceptos coesivos horizontal e vertical, obtidos no ensaio de cisalhamento direto.....	176
Figura 127 – Análise do intercepto coesivo horizontal em função da expansão vertical estruturada.	177
Figura 128 – Análise do intercepto coesivo vertical em função da expansão horizontal estruturada.	178
Figura 129 – Análise do intercepto coesivo horizontal em função da expansão horizontal estruturada.	178
Figura 130 – Análise do intercepto coesivo vertical em função da expansão vertical estruturada.	179
Figura 131 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais obtidos nas condições inundadas em função do teor de umidade natural.	180
Figura 132 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais em função do índice de vazios natural.	181
Figura 133 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais em função do grau de saturação natural.	182
Figura 134 – O intercepto coesivo vertical em função dos limites de Atterberg.	183
Figura 135 – O intercepto coesivo horizontal em função dos limites de Atterberg.	184
Figura 136 – Análise da correlação entre os ângulos de atrito interno horizontal e vertical do solo, obtidos através do ensaio de cisalhamento direto.	185
Figura 137 – O ângulo de atrito interno horizontal e vertical em função do índice de vazios natural.	186
Figura 138 – Análise do ângulo de atrito interno dos solos em função das frações granulométricas da areia.....	187
Figura 139 – O intercepto coesivo horizontal em função da resistência à tração após a inundação.....	188
Figura 140 – O intercepto coesivo vertical em função da resistência à tração após a inundação.....	188
Figura 141 – O intercepto coesivo horizontal em função da resistência à tração natural.....	189
Figura 142 – O intercepto coesivo vertical em função da resistência à tração natural.....	189
Figura 143 – Análise da diferença entre a resistência à tração nas condições naturais e a resistência à tração nas condições após inundação em função dos interceptos coesivos.....	190
Figura 144 – Análise das resistências à tração em função do índice de vazios dos valores obtidos neste trabalho, conjuntamente com outras pesquisas.....	191

Figura 145 – Análise das resistências à tração em função das expansões horizontais.....	192
Figura 146 – Análise das resistências à tração em função das expansões verticais.....	193
Figura 147 – Análise da diferença entre a resistência á tração natural e após a inundação em função das expansões.....	193
Figura 148 – Análise das expansões nas direções horizontal e vertical obtidas para os solos estruturados.....	194
Figura 149 – Análise das variações de tempo para obtenção das expansões nos planos vertical e horizontal (estruturadas).....	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Composição mineralógica das rochas do clã granítico analisadas nas regiões metropolitanas de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (SC). Fonte: Bevilaqua (2004).....	35
Tabela 2 - Síntese de granulometrias dos solos residuais e da constituição mineralógica da rocha mãe, obtidas por Santos (1991); Bastos (1998). Fonte: Bevilaqua (2004).....	52
Tabela 3 – Índices físicos de amostras indeformadas do horizonte B e C, de solos residuais de granito, das regiões metropolitanas de Porto Alegre e Florianópolis. Fonte: Bevilaqua (2004).....	54
Tabela 4 – Síntese dos resultados dos parâmetros de resistência dos horizontes B, transição BC e C de solos residuais de granito das regiões metropolitanas de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS). Fonte: Higashi (2006).....	75
Tabela 5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento típico de solos do sul do Brasil, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre condições naturais e inundadas. Fonte: Covolo (1996).....	76
Tabela 6 – Síntese dos resultados dos parâmetros de resistência, granulometria e erodibilidade de solos residuais do horizonte C, cambisolos de granito das regiões de Tubarão (SC) Fonte: Higashi (2006).....	76
Tabela 7 - Síntese das propriedades de compressibilidade para solos residuais oriundos de granitos da região de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS), por Santos (1997); Bevilaqua (2004); Davison Dias (1987) e Bastos (1991). Fonte: Higashi (2006).....	81
Tabela 8 – Parâmetro indicativo da geometria das linhas de quebra das cimentações e a resistência à tração para alguns solos. Fonte: Maccarini (1993).....	82
Tabela 9 – Índice de vazios inicial, intercepto coesivo e ângulo de atrito interno. Fonte: Maccarini (1980).....	87
Tabela 10 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual de gnaiss. Fonte: Costa Filho; De Campos (1991).....	87
Tabela 11 – Valores de coesão e ângulo de atrito em ensaios de cisalhamento direto de solos saprolíticos com estrutura relíquia (Pastore, 1992). Fonte: Cruz (1996).....	88
Tabela 12 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss. Fonte: Reis (2004).....	88

Tabela 13 - Síntese dos resultados obtidos, comparando as propriedades da massa de solo com um plano de fraqueza composto por material argiloso da própria massa. Fonte: Raimundo (2002).....	89
Tabela 14 – Síntese dos resultados de perda de massa por imersão em água pura (PMI).....	138
Tabela 15 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A1, sob as condições inundadas.....	148
Tabela 16 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A2, sob as condições inundadas.....	149
Tabela 17 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A11, sob as condições inundadas.....	150
Tabela 18 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A18, sob as condições inundadas.....	151
Tabela 19 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A20, sob as condições inundadas.....	152
Tabela 20 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A21, sob as condições inundadas.....	153
Tabela 21 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A22, sob as condições inundadas.....	154
Tabela 22 – Tabela síntese com os valores de resistência à tração para os solos selecionados e ensaiados.....	171
Tabela 23 – Tabela síntese dos resultados. Em azul (acima) estão as amostras selecionadas.....	173

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto latino

Ar – Grau de aeração.....	[%]
c, ch, cv – Intercepto coesivo, interceptos coesivos horizontal e vertical.....	[kPa]
c', ccim, csuc – Parcela do intercepto coesivo efetiva, parcela do intercepto coesivo devido às cimentações entre partículas, parcela do intercepto coesivo devido às tensões capilares.....	[kPa]
fct – Resistência à tração direta.....	[kPa]
fct.f. – Resistência à tração na flexão.....	[kPa]
°C – Graus Celsius.....	[graus]
P, N, C – Carga, carregamento vertical ou perpendicular ao plano cisalhado.....	[kgf ou kN]
s – Segundos.....	[s]
cm, cm ² – centímetros, centímetros cúbicos.....	[cm]
D – Diâmetro.....	[cm]
e, ei, enat – Índice de vazios, índice de vazios inicial e natural.....	[adimensional]
exp, e, eh, ev - Expansões, expansões horizontais, expansões verticais	
est – Estado estruturado.....	[%]
L – Comprimento.....	[cm ou m]
LL – Limite de liquidez.....	[%]
LP – Limite de plasticidade.....	[%]
q' - Tensão desviadora.....	[kPa]
p' - Tensão normal média.....	[kPa]
H – Altura.....	[cm ou m]
IP – Índice de plasticidade.....	[%]
Sr – Grau de saturação.....	[%]
u – Tensão neutra ou poro-pressão.....	[kPa]
ua – Tensão no ar.....	[kPa]
uw – Tensão na água.....	[kPa]
($u_{ar} - u_w$) - Matriz de sucção.....	[kPa]
w, wi ,wnat – Teor de umidade, teor de umidade inicial e teor de umidade natural.....	[%]
Vi – Volume inicial.....	[cm ³]
R ² - Coeficiente de determinação.....	[adimensional]

Coef. Pearsen ,C.Pearson – Coeficiente de Pearson.....[adimensional]

Alfabeto grego

ε – Deformação.....	[%]
$\varepsilon_a, \varepsilon_v$ – Deformação axial.....	[%]
$\varepsilon_r, \varepsilon_r$ – Deformação radial.....	[%]
ΔH_r – Deformação horizontal no instante (durante) da ruptura.....	[%]
ΔV_r – Deformação vertical no instante (durante) da ruptura.....	[%]
ΔV – Variação de volume.....	[%]
$\Delta v_{vm\acute{a}x}$ – Expansão máxima na direção vertical	[%]
$\Delta v_{hm\acute{a}x}$ – Expansão máxima na direção horizontal.....	[%]
Δt – Variação de tempo.....	[s]
$\Delta t_{m\acute{a}x}$ – Tempo decorrido no instante da expansão máximo.....	[s]
ϕ - Ângulo de atrito interno.....	[graus]
ϕ_h, ϕ_v – Ângulo de atrito interno, ângulos de atrito interno horizontal e vertical.....	[graus]
$\phi^o, \phi_{cr}, \phi_{cv}$ – Ângulo de atrito interno efetivo, ângulos de atrito interno críticos.....	[graus]
ϕ^B - Razão de incremento da resistência ao cisalhamento devido à sucção.....	[graus]
γ – Peso específico, deformação cisalhante.....	[kN/m ³]
γ_{nat} – Peso específico natural.....	[kN/m ³]
γ^o, γ_{sat} – Peso específico efetivo e peso específico saturado.....	[kN/m ³]
γ_s – Peso específico seco.....	[kN/m ³]
γ_g – Peso específico das partículas ou dos grãos.....	[kN/m ³]
δ – Densidade, densidade das partículas ou dos grãos... [adimensional]	
σ_t, R_t – Resistência à tração.....	[kPa]
$\sigma_{ti}, \sigma_{tapi}, R_{ti}$ – Resistência à tração nas condições inundadas ou após inundação.....	[kPa]
σ_{tsat} – Resistência à tração nas condições saturadas.....	[kPa]
$\sigma_{nat}, \sigma_{\acute{n}sat}, R_{tnat}$ - Resistência à tração nas condições naturais.....	[kPa]
$\Delta\sigma_t, \Delta R_t$ – Diferença entre a resistência à tração nas condições naturais e a resistência à tração nas condições inundadas.....	[kPa]
σ – Tensão, tensão total.....	[kPa]
σ^o – Tensão efetiva.....	[kPa]
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – Tensão normal principal, maior, intermediária e menor.....	[kPa]

σ_n, σ_N – Tensão normal, resistência à compressão simples, resistência uniaxial.....[kPa]
 σ_r – Tensão normal à superfície cisalhada no instante (durante) da ruptura.....[kPa]
 σ_{cf} – Resistência à compressão simples.....[kPa]
 τ - Tensão cisalhante, resistência ao cisalhamento.....[kPa]
 τ_R - Tensão cisalhante no instante (durante) da ruptura.....[kPa]
 Ψ - Ângulo de dilatação.....[graus]
 λ – Parâmetro de Bishop..... [adimensional]

LISTA DE ABREVIATURAS

Siglas e Acrônimos

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
PMI – Ensaio de perda de massa por imersão em água destilada
PUCRS – Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul
LMS – Laboratório de mecânica dos solos
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSC – Universidade Federal do Estado de Santa Catarina
USP – Universidade de São Paulo
PPGEC - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Nível Superior
CNPQ – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

Termos técnicos

Alfabeto Latino

dest – Estado desestruturado
g - Gramas
kPa – kiloPascals
kN - kiloNewtons
máx. – Refere-se ao valor máximo de alguma variável
min. – Refere-se ao valor mínimo de alguma variável
m, m², m³ – metros, metros quadrados, metros cúbicos
mm, mm³ – milímetros, milímetros cúbicos
psi – libras força por polegada quadrada
r, R – Refere alguma variável ao instante de ruptura
v – Plano vertical
h – Plano horizontal
x, y, z – Coordenadas cartesianas espaciais

Alfabeto grego

Δ – Variação infinitesimal qualquer, diferença entre variáveis ou grandezas

LISTA DE EQUAÇÕES

Equações 1 e 2 – O principio da tensões efetivas de Terzagui (1) e a equação da resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb (2). Fonte: Terzaghi; Peck; Mesri (1996).....78

Equações 3 e 4 – Nova proposição de Bishop (1960) para as tensões efetivas dos solos no estado não saturado (3) e a equação da resistência ao cisalhamento de Bishop para solos não saturados (4). Fonte: Bishop; Alpan; Blight; Donald (1960).....79

Equação 5 – Resistência à tração indireta.....157

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	31
1.1 Apresentação.....	31
1.2 Justificativa.....	32
1.3 Objetivos.....	33
1.4 Organização da dissertação.....	34
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	35
2.1 A natureza geológica e as definições de rochas e solos.....	35
2.2 A formação dos solos e as zonas de intemperismo atmosférico.....	40
2.3 O comportamento físico diferenciado dos solos estruturados por cimentações entre partículas.....	51
2.3.1 As propriedades básicas e os índices físicos.....	51
2.3.1.1 A tendência à expansão dos solos estruturados.....	57
2.3.2 As particularidades das estruturas, os agentes cimentantes e as associações entre partículas.....	61
2.3.3 O comportamento geomecânico.....	73
2.3.4 A anisotropia e a heterogeneidade.....	86
3 MATERIAIS, OBSERVAÇÕES REALIZADAS E MÉTODO EXPERIMENTAL.....	91
3.1 A seleção de materiais e a amostragem.....	91
3.2 O conceito de perda de massa por imersão em água (PMI)..	94
3.3 Os Materiais utilizados na pesquisa.....	96
3.3.1 Os aspectos gerais das condições geoclimáticas das regiões em estudo.....	96
3.3.2 Materiais da região 1 (São Pedro de Alcântara -SPA).....	100
3.3.2.1 Observações de caráter geral sobre a amostra A1.....	106
3.3.2.2 Observações de caráter geral sobre a amostra A18.....	107
3.3.2.3 Observações de caráter geral sobre as amostras A20, A23, A24 e A25.....	108
3.3.2.4 Observações de caráter geral sobre a amostra A21.....	109
3.3.2.5 Observações de caráter geral sobre as amostras A2, A8, A9, A16, A17, A19 e A27.....	110
3.3.2.6 Observações de caráter geral sobre as amostras A3 e A14.....	114
3.3.2.7 Observações de caráter geral sobre a amostra A10.....	116
3.3.2.8 Observações de caráter geral sobre a amostra A11.....	117

3.3.2.9 Observações de caráter geral sobre a amostra A22.....	118
3.3.3 Materiais da região 2 (Colônia Santana).....	119
3.3.4 Materiais da região 3 (Florianópolis primeiro ponto, SC401).....	120
3.3.5 Materiais da região 4 (Florianópolis segundo ponto, SC401).....	124
3.3.6 Materiais da região 5 (Pantanal-Costeira).....	126
3.4 Método experimental.....	130
4 ENSAIOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	134
4.1 Algumas observações de caráter geral realizadas durante os ensaios de caracterização e limites de Atterberg.....	134
4.2 Ensaio de Perda de Massa por Imersão (PMI).....	135
4.3 Ensaio de Expansão dos solos estruturados e desestruturados provocada pela imersão em água destilada.....	138
4.4 Ensaio de cisalhamento direto.....	145
4.5 Ensaio de compressão diametral.....	157
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	172
5.1 Inter-relação entre os valores médios dos índices físicos....	174
5.2 Inter-relação entre os interceptos coesivos vertical e horizontal com as outras variáveis obtidas.....	176
5.3 Análise da correlação entre os ângulos de atrito interno vertical e horizontal com as outras variáveis obtidas.....	185
5.4 Análise da inter-relação entre as resistências à tração medidas no ensaio de compressão diametral com as outras variáveis obtidas.....	187
5.5 Análise da inter-relação entre as variações volumétricas de expansão dos solos e as outras variáveis medidas.....	194
6 CONCLUSÕES.....	197
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	201
REFERÊNCIAS.....	203

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação

O modelo proposto por Karl Terzaghi para a física dos solos saturados, a partir da publicação de “Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage” (1925), se desenvolveu grandemente para os solos sedimentares, compactados e reconstituídos, principalmente devido à concentração dos grandes centros de pesquisa no hemisfério norte onde os solos sedimentares são mais comuns. Por outro lado, muito pouco para os solos residuais estruturados pela presença de cimentações entre partículas, muito comuns no hemisfério sul, menos desenvolvido tecnologicamente. Vargas (1953), pioneiramente destacou que os solos estruturados possuíam um comportamento diferenciado dos solos sedimentares, relacionado à sua formação e estrutura.

Neste trabalho apresentam-se algumas considerações sobre o comportamento geomecânico de alguns solos naturalmente estruturados residuais, oriundos de rocha do clã granítico (granito). Para isto realizou-se uma campanha de ensaios laboratoriais com amostras indeformadas naturalmente estruturadas, perfazendo um total de 27 amostras. Buscou-se medir e avaliar o efeito das cimentações entre as partículas, sobre a estruturação do arcabouço sólido e sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, concomitantemente pesquisar a anisotropia e a heterogeneidade existentes nestes tipos de mantos residuais, objetivando, correlacionar estas variáveis entre si. Para tal, realizaram-se ensaios de cisalhamento direto, compressão diametral, expansões e perda de massa por imersão em água, além da caracterização. Das 27 amostras iniciais, apenas 7 permaneceram com o arcabouço sólido inalterado após a realização da Perda de Massa por Imersão em água (PMI). Para estas amostras que permaneceram intactas realizaram-se ensaios mecânicos: compressão diametral (6 amostras), para medir a tração indireta sob condições pós inundadas e naturais; cisalhamento direto (7 amostras), com amostra inundada, para medir os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

1.2 Justificativa

Frequentemente, nas regiões ao longo da Serra Geral e por toda a região meridional litorânea, que se inicia no Rio Grande do Sul, passando por Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Rio de Janeiro, estendendo-se até o estado do Espírito Santo, observam-se taludes e encostas naturais de solos residuais de granito, com alturas consideravelmente excessivas (>15m), mas que se mantêm estáveis. Estes solos quando utilizados geotecnicamente, apresentam boas condições de resistência mecânica, mas não se comportam bem com a presença da água, apresentando instabilidades quando submetidos a grandes chuvas, como ocorrido na região, em dezembro de 1995, 1996 e no drástico mês de novembro de 2008.

Observa-se uma visível melhoria da resistência ao cisalhamento, compressibilidade e da rigidez destes materiais. Esta melhoria na estabilidade destes solos é atribuída aos agentes cimentantes entre as partículas, que estruturam estes solos, melhorando as suas propriedades mecânicas.

Atualmente, já se conhece muito sobre a formação e geologia destes solos, porém dúvidas ainda existem sobre como reagirá um solo residual estruturado por cimentações entre partículas em termos de deformação e resistência ao cisalhamento e, como será a estabilidade de seu arcabouço sólido com a presença da água.

Apesar dos solos residuais serem menos problemáticos e ainda, que o critério de ruptura usual para solos sedimentares, o critério de Mohr-Coulomb, adapte-se perfeitamente bem a estes, ainda assim, existem carências de métodos que correlacionem às propriedades mecânicas com suas particularidades, consequentes da estruturação ocasionada pelas cimentações entre partículas e aspectos geológicos como a porosidade inicial. Sendo as cimentações entre partículas, um dos principais agentes que governam o comportamento mecânico dos solos cimentados, então é razoável supor que os modelos e mecanismos, utilizados para os solos sedimentares, não sejam suficientes, para prever o comportamento dos solos residuais.

Neste sentido esta pesquisa se justifica, pois além destas diferenças aqui citadas entre os solos sedimentares e residuais, soma-se a isto uma carência em análises e pesquisas sobre solos residuais além de sua grande importância atual como material de construção, devido ao avanço das regiões metropolitanas sobre regiões de formação granítica.

Uma síntese da crescente importância de tais solos está ilustrada na Figura 1.



Figura 1 – A importância e a inter-relação das cimentações entre partículas e ramos específicos de estudo da geotécnica. Fonte: Adaptado de Prietto (1986).

1.3 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo principal determinar a resistência à tração indireta (σ_t) utilizando o ensaio de compressão diametral (BRAZILIAN TEST), em amostras indeformadas, representativas de uma ampla faixa de índice de plasticidade (IP), variando de não plástico até um valor igual a 54%, e sua relação com as propriedades geotécnicas dos solos residuais pesquisados, principalmente com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e as cimentações entre partículas.

Objetiva-se especificamente:

- Avaliar a estabilidade do arcabouço sólido do solo, mediante a realização do ensaio não padronizado de Perda de Massa por Imersão do Solo em água destilada (PMI);
- Avaliar as variações volumétricas do solo estruturado na presença da água, realizando para tal o Ensaio de Expansão do Solo em presença da água destilada;
- Identificar comportamentos anisotrópicos e heterogêneos nas propriedades dos solos pesquisados, analisando conjuntamente os

parâmetros de resistência ao cisalhamento, utilizando o ensaio de cisalhamento direto.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação está dividida em seis capítulos, organizada da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: neste capítulo é apresentada uma introdução ao trabalho, suas justificativas e os objetivos a serem alcançados;

Capítulo 2 – Revisão de Literatura: Apresentam-se os conceitos e os embasamentos teóricos fundamentais, para os solos residuais estruturados. Estes conceitos são relatados sucintamente segundo uma extensa revisão bibliográfica, segundo as principais pesquisas e conclusões realizadas sobre o estado da arte até o momento, relacionada sempre aos parâmetros mecânicos e hidráulicos dos solos residuais e estruturados comparados aos solos sedimentares, com ênfase em especial ao comportamento estruturado ou naturalmente cimentado;

Capítulo 3 – Materiais, Observações Realizadas e Método Experimental: Relata-se o programa experimental, os materiais utilizados, a região de onde estes foram coletados, os critérios adotados e as observações realizadas;

Capítulo 4 – Ensaio realizados e Apresentação dos Resultados: Descrevem-se os ensaios e apresentam-se os resultados obtidos;

Capítulo 5 – Análise dos Resultados: Realiza-se uma análise gráfica e interpretativa das variáveis obtidas com os ensaios realizados, segundo o aspecto do objetivo a ser alcançado;

Capítulo 6 – Conclusões: Descrevem-se as conclusões realizadas durante a análise dos resultados, tentando delinear hipóteses a respeito destas, visando principalmente à estruturação dos solos.

Capítulo 7 – Sugestões para trabalhos futuros: De forma breve traçam-se algumas recomendações para futuras pesquisas.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 A natureza geológica e as definições de rochas e solos

A terra ao longo dos seus 4,5 bilhões de anos caracteriza-se por um complexo ciclo geológico, que apesar de todo o avanço científico de nossos tempos, ainda não é bem conhecido. Muitas vezes estes avanços parecem trazer mais perguntas do que respostas. Pelo que se sabe, o manto terrestre subdivide-se em crosta oceânica e continental, com densidade, temperatura e pressões crescentes da superfície para o interior. Com raio médio de 8000 km, sendo subdividida em núcleo e manto, quimicamente formada por 47% oxigênio (O), 28% silício (Si), 5% ferro (Fe), 20% entre metais alcalinos e outros materiais. Ilustra-se com a Tabela 1, a composição mineralógica média de granitos da região sul do Brasil.

Tabela 1 - Composição mineralógica das rochas do clã granítico analisadas nas regiões metropolitanas de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (SC). Fonte: Bevilaqua (2004).

Amostra	Quartzo (%)	Feldspato Potássio (%)	Plagioclásio	Biotita
Dos Araquães	20 - 25	35 - 40	35 - 40	5 - 10
Cacupé	30 - 35	35 - 40	30 - 35	2
Praia Mole	15 - 20	45 - 50	25 - 30	5
João Paulo	15 - 20	35 - 40	30 - 35	5
Serrinha	30 - 35	35 - 40	25 - 30	2
Córrego Grande	20 - 25	15 - 20	40 - 45	5 - 10
Subida Lagoa	20 - 25	35 - 40	30 - 35	5 - 10
SC - 401	15 - 20	30 - 40	35 - 40	2
g. PG **	40	46	11	3
g. I **	40	10	45	5

** - Bastos (1991)

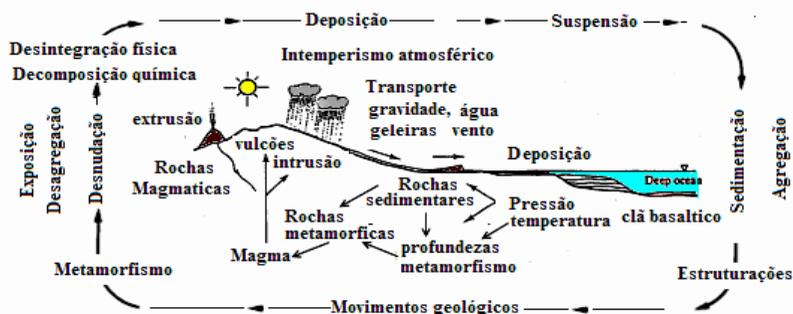
g. PG: Granito Ponta Grossa

g. I: Granito Independência

A terra é constantemente retrabalhada (Figura 2) pela ação conjunta entre a atmosfera, hidrosfera e biosfera, tendo como agentes principais a ação conjunta ocasionada pelo intemperismo atmosférico, vulcanismo, movimentos de placas, magnetismo, diagênese, efeitos estes, governados pela lei da isostasia global (Figuras 2 e 3). Somam-se a isto as radiações, quedas de corpos celestes e grandes mudanças dos níveis oceânicos e climáticos, além da ação humana (GUERRA; GUERRA, 1997).

Acredita-se que as primeiras rochas provavelmente tenham se originado de vulcanismos, ígneas (Figura 2) pertencentes ao clã granítico. As diferenciações entre as rochas se dão exatamente pela natureza química do magma, que tenderá a ser ácido ou básico devido às condições do meio físico a que o magma é submetido quando liberado, intrusivo ou extrusivo, conseqüentemente, pelos posteriores processos de alteração atmosférica, sedimentação e metamorfismo que irão atuar nessa massa rochosa, durante sua vida geológica (BIGARELLA; LEPREVOST; BOLSANELLO, 1985).

Condições atmosféricas, biosféricas e ciclo das águas



Condições geo-físicas

Figura 2 – Interação geofísica. Fonte: Adaptado de Atkinson (1996).

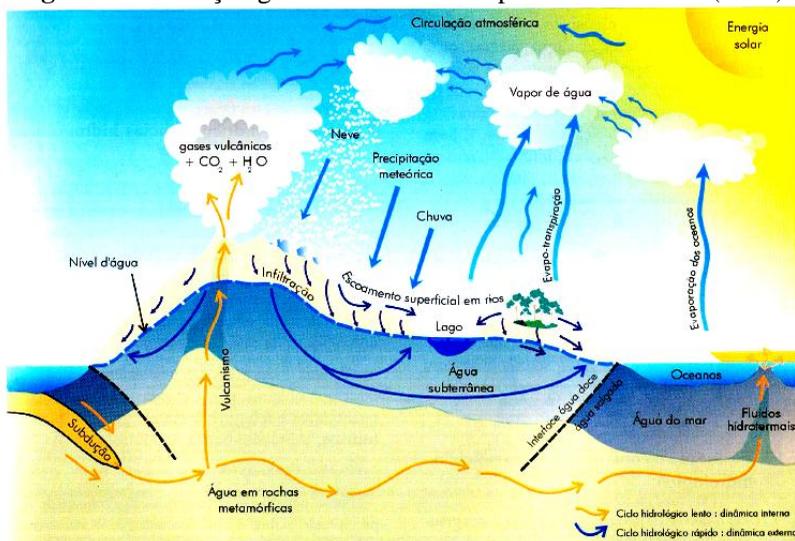


Figura 3 – Ciclo da água. Fonte: Teixeira et al., (2001).

A crosta continental (terrestre) com densidade média de 2,75 g/cm³, de uma forma geral divide-se em uma camada basáltico-metamórfica interna coberta por uma camada granítico-metamórfica mais a superfície, associadas às rochas sedimentares, que por sua vez são recobertas por material decomposto de origem sedimentar ou residual de interesse geotécnico. Estas massas sofrem ação dos processos de pedogênese, sedimentação e metamorfismo constantemente, conforme ilustrado nas Figuras 2 e 3. Também é muito comum que a camada basáltica continental aflore na superfície, sem a presença do granito, como ocorre no planalto sul-americano de formação mesozóica. A crosta oceânica é bem menos complexa, sendo coberta por sedimentos, sobre um assoalho basáltico metamórfico, apresentando composição mineralógica mais uniforme e estrutura disposta em camadas, enquanto que a composição químico-mineralógica da crosta continental é muito mais variada, estruturada e complexa (TEIXEIRA et al., 2001).

As rochas, conjuntamente com os solos, que são o produto da ação do intemperismo atmosférico sobre estas, constituem a crosta terrestre. Esta interação pode ser observada simultaneamente nas Figuras 2 e 3 (MACIEL FILHO, 1994).

A definição de solos depende do ponto de vista e do interesse, portanto possui sentido amplo. Para o engenheiro civil e muitas vezes para o geólogo, se define os solos como o produto remoto ou imediato da alteração das rochas, portanto, da ação conjunta, da decomposição química e da desintegração física, causada pelos agentes físico-químicos, geológicos e biológicos de alteração e transporte atmosféricos, consequentemente do remanejamento e da organização das camadas superiores da crosta terrestre e por fim da ação do homem. Poderão ser naturais ou artificiais. Os solos podem ser escavados com o uso de pá, picareta ou escavadeiras, não sendo necessário, portanto o uso de explosivos. Segundo Terzaghi, Peck e Mesri (1996) o solo é um agregado natural de partículas minerais que pode ser separado por meios suaves, tais como agitação em água. Rocha, ao contrário, é um agregado de minerais ligados por fortes e permanentes forças, que em geral, para ser desagregado, é necessário o uso de ferramentas especiais e explosivos. Rocha é o material resultante da associação heterogênea de minerais que, por diferentes motivos geoclimáticos, acabam ficando intimamente unidos, constituídos principalmente de bióxido de silício (SiO₂), na forma mineralógica de quartzo e feldspato. Para Dobereiner (1987; 1990) a rocha é o material que possui resistência à compressão simples maior do que 1,5 MPa, incluindo as rochas sãs, brandas e

alterações de rochas e, os solos, os materiais que possuem resistência à compressão simples menor do que 1,5 MPa, incluindo os solos extremamente duros e compactos. O solo é constituído por um sistema trifásico, como ilustrado na Figura 5, subdividido em: partículas sólidas (S); fluido constituído por água e ar (A), portanto é um sistema particulado e, o estudo de seu comportamento, pertence aos domínios da mecânica do não contínuo, ilustrado na Figura 4 (LAMBE; WHITMANN, 1969). Fredlund e Morgenstern (1977), sobre o ponto de vista não saturado, consideram os solos como um sistema de quatro fases constituído por: ar, água, partículas e interface ar-água. Na Figura 5 ilustra-se o arcabouço sólido hipotético de um solo residual estruturado por cimentações entre partículas.

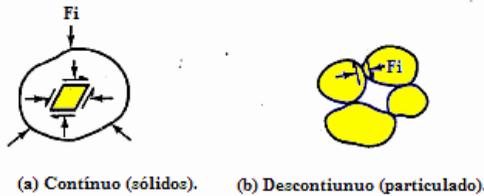


Figura 4 – O conceito de Mecânica newtoniana.

Fonte: Adaptado de Atkinson (1996).

As partículas sólidas poderão ser macroscópicas ou microscópicas. Quando em contato, formam o arcabouço sólido. Ao seu redor existem os vazios intersticiais, que poderão estar preenchidos totalmente ou parcialmente por água e ar.

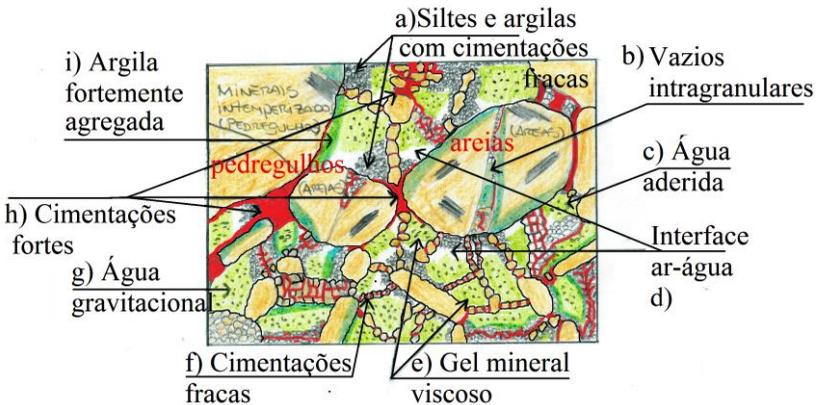


Figura 5 – Hipótese teórica do arcabouço sólido para os solos residuais.

Nos vazios, entre as partículas, poderão ainda existir, substâncias ali depositadas, que agregam as partículas proporcionando uma estruturação do arcabouço sólido, estas abstrações podem ser visualizadas na Figura 5. Para a formulação da hipótese da Figura 5, partiu-se de estudos como Wallace (1973), De e Furdas (1973), Collins e MCGown (1974), Holtz e Kovacs (1981) e Maccarini (1987, 1989).

O problema geotécnico dos solos resume-se no controle das seguintes variáveis mecânicas: Resistência ao cisalhamento; compressibilidade e Hidráulica. A natureza das partículas e a permeabilidade dos solos governam o comportamento da água de seus vazios (LAMBE; WHITMANN, 1969). Sempre que se estabeleça, um fluxo de água ou de ar, o estado inicial do solo se modifica (CRUZ, 1996).

Faz-se uma breve revisão conceitual sobre o comportamento geral dos solos sedimentares (sedimentary framework).

Os solos sobre o ponto de vista teórico e clássico de Terzaghi (1943), segundo o conceito de matriz dominante de origem sedimentar e estado saturado, são subdivididos em areias ou argilas puras. As areias puras são os materiais em que as propriedades geomecânicas dependem do atrito interno, arranjo espacial, entrosamento e rolamento entre partículas, se comportando fisicamente, sobre condições drenadas e deformações elásticas, independentes do tempo (ROWE, 1962; 1969; 1972; BOLTON, 1979, 1986; ODA; KONISHI, 1974). As argilas puras caracterizam-se em possuir água aderida as partículas, que gera por sua vez, uma coesividade argilo-mineral entre partículas, originada por forças físico-químicas provenientes do campo de atratividade e repulsão coloidal. Estas, mecanicamente apresentam-se sob condições não drenadas e deformações plásticas dependentes do tempo (ROSCOE; SCHOFIELD; WHOTH, 1958; GRIM, 1968; PRÉVOST; HÖEG, 1975; BURLAND, 1990). Os modelos de comportamento mecânico destes solos são distintos. O modelo para as argilas tem como mecanismo, uma dependência básica da história de tensões e da consistência, por outro lado, para as areias, assume-se um modelo físico dependente da densidade inicial de deposição ou formação, ou seja, da compactidade. Têm-se ainda as tendências características de comportamento mecânico, durante a ruptura. A contração de volume, conseqüentemente, causando, aumento da tensão na água (poro-pressão ou tensão neutra), é característico das areias fofas e argilas normalmente adensadas, que por sua vez, apresentam ruptura local segundo Terzaghi (1943). E da tendência à dilatação e, conseqüentemente da diminuição das tensões na água, é característica de areias compactas e argilas pré-adensadas,

materiais que na prática apresentam ruptura geral (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996; SKINNER, 1969).

Como os solos são materiais, em geral, extremamente heterogêneos e anisotrópicos, principalmente os solos de origem residual, na prática a resposta de um solo a um carregamento, será devida a interação entre este complexo sistema variacional, formado pelas suas fases e um acentuado, comportamento intermediário entre a areia e a argila pura. Os solos residuais originados do clã granítico possuem uma presença dominante dos siltes e, muitas vezes estão submetidos a um estado não saturado. Esta resposta conjunta é que irá governar o seu comportamento para fins de engenharia civil.

2.2 A formação dos solos e as zonas de intemperismo atmosférico

Os solos subdividem-se segundo Bigarella, Leprevost e Bolsanello (1985) conforme sua origem em:

- Sedimentares ou transportados, que formam os perfis e bacias sedimentares, que devido às condições geoclimáticas são predominantes no hemisfério norte. Admite-se que para as argilas formadas por sedimentação, a história de tensões governe seu comportamento geomecânico, assim como a densidade para os solos arenosos formados por deposição, observou Maccarini (1993):

- Residuais que não sofrem ação de agentes de transporte, permanecendo ao entorno da rocha mãe, formando um manto residual. Devido às condições geoclimáticas, ocorrem muito no hemisfério sul, principalmente devido ao calor e umidade características deste. Os solos residuais são produzidos em regiões, onde a velocidade de produção de material residual é superior à velocidade, com que os materiais são transportados (Figura 6). Formam um arcabouço sólido estruturado, com a possibilidade de cimentações entre partículas, e são muito influenciados pelos efeitos da coesão aparente, pois frequentemente ocorrem no estado não saturado. Seu comportamento geomecânico é, aparentemente, independente da história de tensões sendo governado pela estruturação e formação geológica;

- Orgânicos, com presença de material não mineral.

Grande parte dos solos residuais encontra-se espalhada entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, ou seja, em torno da linha do Equador. Ao entorno dos trópicos também, como ao Norte da América do Norte e ao Sul da América do Sul (SOWERS, 1963).

Portanto os processos, através dos quais, os solos residuais (solos intermediários e siltosos) são formados, são totalmente diferentes daqueles responsáveis pela formação dos solos sedimentares (argilas e areias puras). Formam perfis heterogêneos e imprevisíveis com grande variabilidade mineral e condições físicas (SANTOS, 1997). Bevilaqua (2004) concluiu que as composições dos solos residuais da região de Florianópolis (SC) originários em geral de rochas graníticas, apresentam grande quantidade de siltes, fração de areia não muito elevado, composição química não muito variável e baixo teor de quartzo.

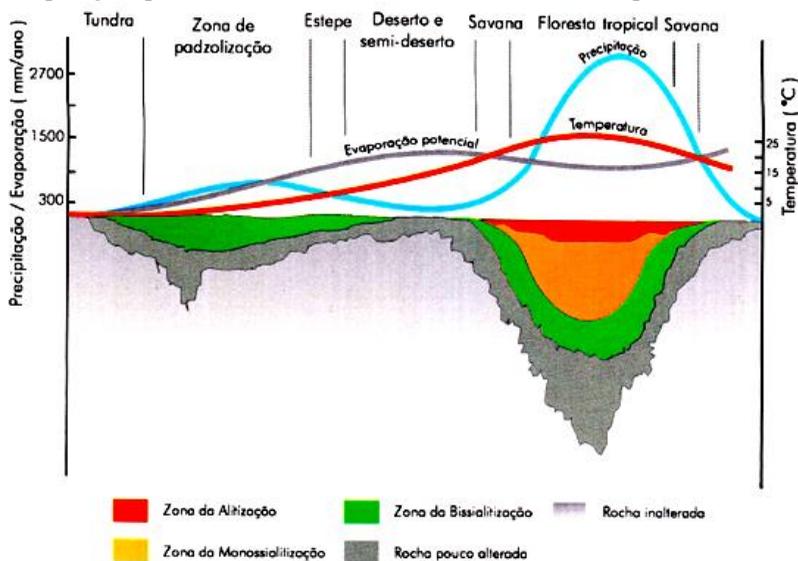


Figura 6 – O tipo e a intensidade do intemperismo.
 Fonte: Teixeira et al. (2001).

A intensidade da exposição da rocha aos agentes de atividades intempéricas governa a formação dos solos residuais, que por sua vez é interdependente dos processos pedogenéticos. Fatores gerais como o regime de distribuição das chuvas (Figuras 7 e 8), infiltração e drenagem das águas pluviais, natureza das rochas locais, descontinuidades, diaclasamento, declividade dos taludes, variações climáticas como temperatura e ventos (Figura 8), agentes biológicos como fauna e flora e a interferência humana, são fatores que modificam o processo de alteração dos solos, aprofundando o manto residual, visualizado na Figura 6 (TEIXEIRA et al., 2001). Segundo Farjallat (1972) a alteração nos materiais rochosos, consiste em diminuição da resistência com ou

sem produção de finos, enfraquecimento das características de deformabilidade e um significativo aumento da porosidade e permeabilidade (Figura 6 e 7).

Taludes íngremes, clima seco ou chuvas más distribuídas durante o ano, favorecem a desintegração física, impulsionando e acelerando os processos sedimentares e a erosão, assim proporcionando condições desfavoráveis à formação dos solos residuais (MACCARINI, 1993).

Por outro lado climas mais chuvosos e com temperaturas altas, favorecem os processos químicos (Figuras 6 e 8). Segundo Sowers (1963), as profundidades de solos residuais, são muito variáveis e em nossa região estão em torno de 10 a 25 metros, com uma velocidade média de produção de resíduos entre 10 e 15 cm por cada milênio. Teixeira et al. (2001), relatam que uma provável produção de solo residual, seja de 20 a 50 metros por milhão de anos, para climas mais agressivos como o nosso. As camadas mais superficiais possuem um tempo de exposição maior, portanto, apresentam-se mais intemperizadas do que as camadas mais profundas (Figura 6). Sendo assim, o grau de alteração diminui com a profundidade, tornando-se cada vez menor, através de camadas de transições não abruptas, até que eventualmente atinja-se a rocha mãe em estado sã (Figura 6).

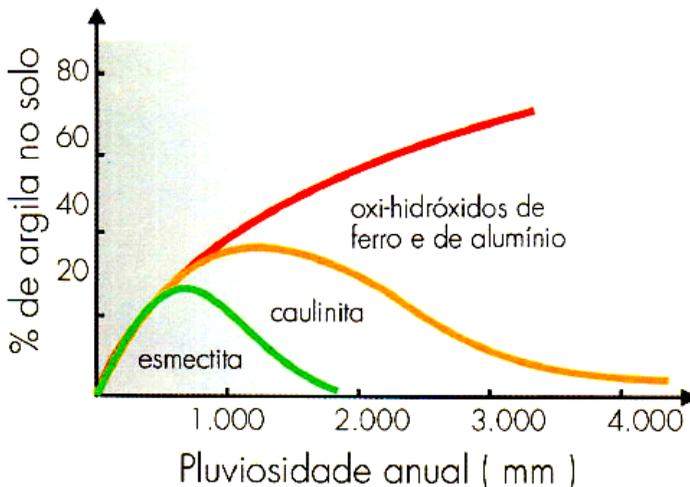


Figura 7 – Intensidade do intemperismo, pluviosidade e a produção de minerais secundários.

Fonte: Teixeira et al. (2001).

Genericamente a ação do intemperismo atmosférico que altera as rochas, subdivide-se nos processos de decomposição química e desintegração física, que geralmente ocorrem com tensões efetivas constantes (weathering) como ilustradas na Figura 8. Estes atuam simultaneamente e o nível e a distribuição destes, é que irá desencadear a intensidade da alteração dos constituintes mineralógicos das rochas, e pelo menos até aonde se conhece, sempre ocorrem de acordo com as séries de reações de decomposição de Göldich e da ordem de formação de minerais de Bowen (TEIXEIRA et al., 2001).

Basicamente a decomposição química é oriunda das reações químicas entre os minerais rochosos e as substâncias oxidantes reativas presentes na atmosfera, desencadeada principalmente pela água (H_2O), pelo oxigênio (O_2), pelo gás carbônico (CO_2), conjuntamente com materiais ácidos, poluição e outras substâncias presentes no perfil de alteração (Figura 3). Como consequências ocorrem profundas modificações químicas e mineralógicas sobre as rochas, sobretudo, estruturais, principalmente com a formação de argilo-minerais, oxi-hidróxidos de ferro e de alumínio e os silicatos em geral. Os processos químicos e as reações envolvidas mais comuns são as hidratações, dissolução, hidrólise, oxidação e a acidólise (TEIXEIRA et al., 2001).

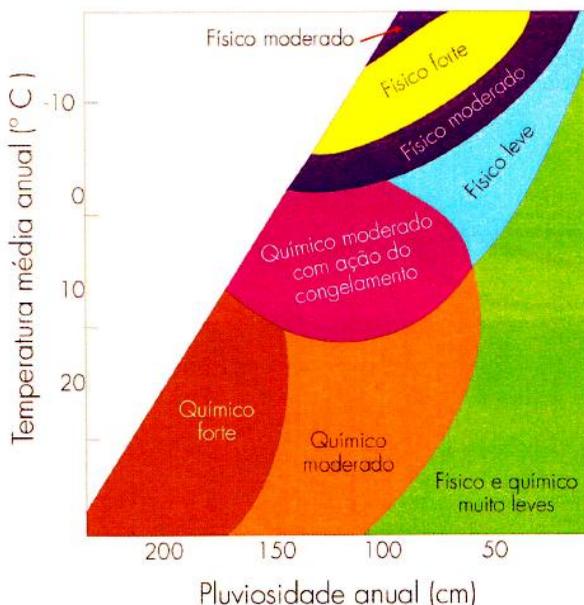


Figura 8 - O papel do clima. Fonte: Teixeira et al. (2001).

A desintegração física é proveniente das variações volumétricas e da fragmentação gradual, causada principalmente por expansão e contração térmica, provenientes das mudanças cíclicas na umidade (Figura 8), que por sua vez, transformam a rocha inalterada em material descontínuo e friável. A heterogeneidade das rochas faz o maciço se comportar, segundo diferentes coeficientes de dilatação térmica, provocando deslocamento relativo entre os cristais, rompendo a coesão inicial entre partículas (coerência), sendo um fator acelerador desta desintegração. Outros aspectos que influenciam, são as alterações de volume da água dentro das discontinuidades da rocha e, principalmente as formações de novos cristais, que provocam esforços expansivos, dentro destas discontinuidades, aumentando ainda mais a abertura das fissuras. As variações volumétricas, também ocorrem devido ao desconfinamento das rochas, que por ascendência ou soerguimento, sofrem alívio de tensões confinantes, expandindo, ocasionando por sua vez, aumento nas discontinuidades, denominado muitas vezes de junta de alívio. Portanto a desintegração, é causada principalmente pelos agentes geoclimáticos, como a temperatura, radiações, umidade e ventos, sendo geralmente crescente em direção à superfície como ilustrado conjuntamente nas Figuras 6, 7 e 8 (TEIXEIRA et al., 2001).

As rochas graníticas sofrem alteração e esfoliação esferoidal, onde as arestas e os vértices dos blocos angulosos expostos ao intemperismo sofrem maior ataque, do que as faces, o que resulta na formação de blocos arredondados como os matacões, e aumento significativo da superfície específica exposta ao intemperismo (TEIXEIRA et al. 2001). Há uma regra geral em química pura, que diz: quanto maior for à superfície de contato entre dois reagentes, mais rápida será a reação. Desta forma, podemos imaginar um cubo com 1cm de aresta, que terá a superfície de contato de 6cm² submetidos ao intemperismo. Se cortarmos esse cubo ao meio, teremos 8 cm² de superfície de contato para o mesmo volume de rocha, e assim sucessivamente, pode-se observar que quanto mais fraturada está a rocha, mais fácil se torna sua decomposição (MACIEL FILHO, 1994).

É importante ressaltar que a erosão não é um processo de intemperismo, e sim, um complexo fenômeno de transporte de partículas (MACIEL FILHO, 1994).

Os feldspatos são quimicamente mais reativos e fracos, e fisicamente, pouco resistentes, por isso são os primeiros minerais a sofrer transformação, desintegrando-se e decompondo-se, ocasionando a fragmentação gradual das partículas, formando os filossilicatos. Este processo é dominante, durante a formação dos solos residuais do clã

basáltico, e em menor escala, também presente na formação do manto residual granítico (LEINZ, 1974).

Ao contrário o quartzo, é um mineral muito resistente à decomposição, porém sofre uma ação moderada da desintegração, fragmentando-se. Por isso seus fragmentos permanecem quimicamente muito pouco alterados. Estes fragmentos conservam-se presentes em todo o processo de alteração residual da rocha. Suas alterações formam os silicatos. Este processo é dominante durante a formação dos solos residuais do clã granítico, e em menor escala, também presente na formação do manto residual basáltico (LEINZ, 1974).

Por outro lado, ao mesmo tempo em que ocorre o processo de alteração dos materiais, ocorrem também processos de agregações entre as partículas, principalmente devido aos fenômenos de transporte de partículas, muito comuns nos solos tropicais e subtropicais, como a iluviação e a lixiviação.

Estes processos em geral através de hidrólise e desidratação, depositam substâncias solúveis com poder aglutinante, dissolutos em águas que infiltram, percolam e drenam o perfil de alteração, por fim se depositando nos vazios ociosos dos solos presentes nesta zona de influência, ou seja, entre as partículas e ao redor destas. Posteriormente devido a complexas alterações físico-químicas, com o passar do tempo, ocorrem cimentações, cristalizações e recristalizações destas substâncias nestes vazios, inclusive com formação de aglomerados e concreções. Estes processos são acelerados por fortes alterações de temperatura, umidade e pressão.

Estas variações poderão desencadear um processo denominado de laterização, que acabam por aumentar o enrijecimento destas substâncias nestes locais (TEIXEIRA et al. 2001). Um perfil característico é ilustrado na Figura 10.

Conjuntamente com a alteração e a agregação, ocorre uma diminuição gradual das partículas em direção à superfície denominada de argilização. Portanto o processo que transforma uma rocha granítica, que tinha a tendência inicial em formar solos residuais granulares e não coesivos (argilo-minerais), devido à grande quantidade de quartzo em sua mineralogia, por exemplo, acaba consequentemente ao longo do tempo, devido a este fenômeno, reduzindo o tamanho das partículas em direção à superfície, transformando-as em solo fino, com possibilidade da presença de água aderida, portanto, mais coesivo do que o esperado (TARBUK; LUTGENS; TASA, 1996).

Muitos trabalhos sobre o intemperismo foram desenvolvidos nos últimos anos, abaixo segue um breve comentário sobre alguns.

Muito interessante é o trabalho desenvolvido por Vaughan e Kwan (1984), que tentam explicar a formação de um solo residual, através da teoria do enfraquecimento. Esta teoria relaciona as tensões de campo, sobre condições de deformações laterais nulas (Ko) ao intemperismo, levando segundo um modelo pré-estabelecido, o material em estudo de um estado mais sólido equivalente ao da rocha mãe, até se tornar extremamente poroso, equivalente ao seu solo residual.

Farjallat (1972), Menezes e Dobereiner (1991), determinaram alguns critérios de previsão de formação de descontinuidades rochosas utilizando, por exemplo, ensaios de ciclagem intempéricas e meteorização, pelo Slake durability test.

Hypólito (1972), Hypólito e Valarelli (1972) desenvolveram um intemperizador de laboratório. Ladeira e Minette (1984a,b), desenvolveram um método para estabelecer a alterabilidade e durabilidade das rochas, que acelera o processo de intemperismo denominado extrator de Soxhtel, obtendo os índices de alteração, que incidem sobre as principais propriedades geomecânica dos materiais inalterados.

Os processos de alteração, agregação, argilização, gleização, plintização, entre outros, inclusive muitos ainda desconhecidos, estão muito ligados ao tipo e intensidade dos processos de intemperismo atmosféricos e pedológicos locais, sendo que muitas vezes ocorrem simultaneamente (BEVILAQUA, 2004).

Segundo a definição clássica de Vargas (1953), no caso dos solos residuais teríamos segundo um grau de intemperismo e evolução pedogenética decrescente, uma divisão do manto de intemperização em camadas superior (maduro), intermediária e inferior (jovem).

Atualmente se defini o manto residual do clã granítico da seguinte forma:

- Solo residual maduro ou pedologicamente horizonte A e B;
- Solo residual jovem ou C;
- Alteração de rocha ou RA;
- Rocha sã ou R.

DEERE e PATTON (1971)		DE MELLO (1971)	VARGAS (1974)	WOLLE (1985)	PASTORE (1992)
I - SOLO RESIDUAL	I - A HORIZONTE "A"	SOLO	A SOLO	S. Superf.	Hor. Organ. (1)
	I - B HORIZONTE "B"	MADURO	B RESIDUAL MADURO	SOLO MADURO	HORIZONTE DE SOLO LATERÍTICO (2)
	I - C HORIZONTE "C" (SAPRÓLITO)	SOLO RESIDUAL	C HORIZ. II INTER-MEDIÁRIO	SOLO SAPRÓLITO	HORIZONTE DE SOLO SAPRÓLÍTICO (3)
II - ROCHA ALTERADA	II - A TRANSIÇÃO (de solo saprólítico para rocha alterada)	OU SAPRÓLITO	SAPRÓLITO HORIZONTE III SAPRÓLITO	SAPRÓLITO	HORIZONTE DE SAPRÓLITO (4)
	II - B Rocha Parcialmente Alterada	ROCHA ALTERADA	HORIZONTE IV ROCHA ALTERADA	ROCHA ALTERADA	HORIZONTE DE ROCHA MUITO ALTERADA (5) HORIZONTE DE ROCHA ALTERADA (6)
III	ROCHA SÃ	ROCHA SÃ	HORIZONTE V ROCHA SÃ	ROCHA SÃ	HORIZONTE DE ROCHA SÃ (7)

Figura 9 – Comparação entre algumas proposições de perfis de intemperismos típicos do Brasil. Fonte: Pastore (1992).

Pastore (1992), na Figura 9, trás proposições de alguns pesquisadores.

Emanando sobre os raciocínios de Vargas (1953) e de Maccarini (1993), abaixo tentar-se-á especificar melhor a constituição de cada subcamada:

- Camada superior, ou madura com espessura variável de 1 a 3 metros é a mais alterada, onde o elevado grau de alteração formou uma grande variedade de minerais, reduzindo as cimentações, deixando-as fracas. Porém esta camada é relativamente rígida por sofrer dissecação,

devido à contração e coesão aparente, provocadas pelo forte calor, e a presença de materiais poucos solúveis como os óxidos de ferro e alumínio, que não sofrem lixiviação, permanecendo nos vazios desta camada, por sua vez, enrijecendo, devido aos efeitos da laterização. Devido ao intenso efeito da argilização e, ao relativo afastamento da estrutura da rocha mãe, possui tênues cimentações, mas acabam por se constituírem por partículas finas que conseqüentemente poderão provir coesão, devido à possibilidade de água aderida, originada pela atratividade e repulsão coloidal. Os solos residuais de granitos e gnaisses poderão ser constituídos, por materiais coesivos, classificados como siltes arenosos e até siltes-argilosos, pois muitas vezes possuem fração de argila caulínica. Areias, pedregulhos e elevada concentração de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, que geralmente cobrem as partículas silto-arenosas, dando uma coloração peculiar forte, castanho-avermelhada, e, muitas vezes mesclada com outras colorações. Devido ao seu alto grau de intemperismo, encontra-se em sua massa, pequenos vazios em forma de bulbos ou filetes, que outrora eram preenchidos por algum material que se decompôs. Portanto sua estrutura possui fracas cimentações, combinada muitas vezes com alta porosidade, índice de vazios elevado e estado não saturado. Muitas vezes ocorre a presença de ácidos e materiais orgânicos como o plasma argilo-húmico que favorecem a coesão (TEIXERA et al., 2001).

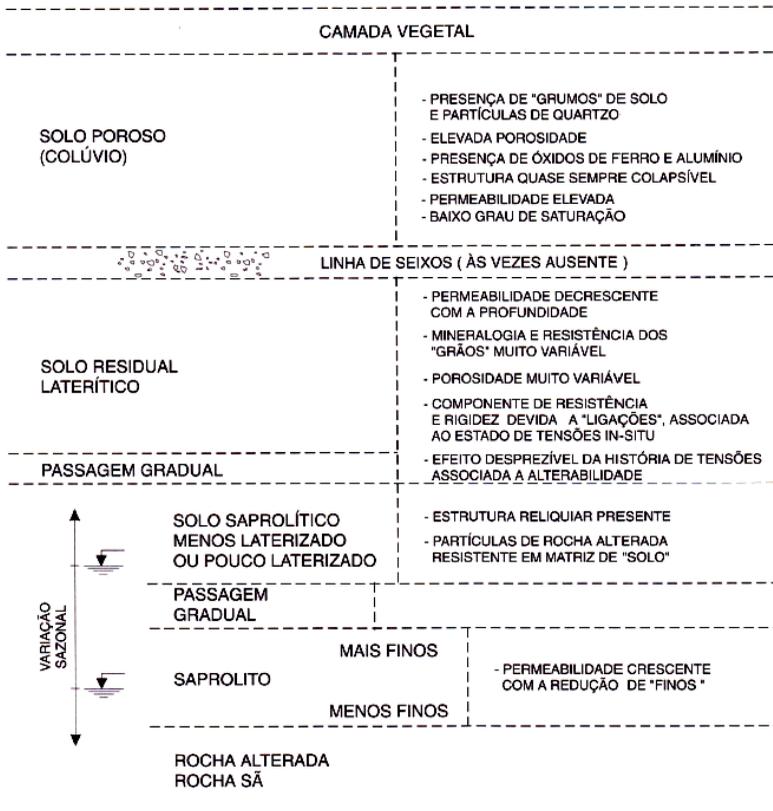
- A camada intermediária, é constituída por areias siltosas granulares com raríssima presença de argila, com estruturas preservadas e espessura variável entre 30 e 40 metros é de grande interesse técnico, pois é a camada, onde a grande maioria das estruturas geotécnicas estão assentadas. É constituída por misturas de solos com blocos, matações e alterações de rocha. Muitas vezes são solos com a aparência da rocha mãe, denominados em geologia de saprolitos. Estão no estágio intermediário, ou seja, já perderam parte da estruturação original da rocha mãe, porém ainda não ganharam estruturação suficiente, por estarem fora da zona de alcance, dos fenômenos de transporte de partículas e dos processos pedogenéticos, por isso, muitas vezes, se encontram em uma zona talvez inerte com aeração e não saturada. Devido à condição predominantemente granular e não saturada, sobre forte influência da coesão aparente e com presença de planos de fraqueza acentuados por microfissuras, tornam-se muito susceptíveis a erosão e extremamente vulneráveis a ocorrência de instabilidades, principalmente pelas variações no teor de umidade (MACIEL FILHO, 1994). A coesão verdadeira que ocorre nesta zona é devida a estruturação, quase sempre consequência exclusiva das cimentações

entre partículas. Logo a exposição ou proteção do horizonte intermediário (C), e a utilização de um sistema de drenagem adequado para esta região (zona), são os principais fatores influentes nos mecanismos de instabilidades de taludes e encostas para os solos residuais oriundos do clã granítico (Landslide).

- Na camada inferior ou jovem, onde o grau de alteração é baixo, mas que pelo menos um de seus constituintes já sofreu alteração, as estruturas reliquias oriundas da rocha mãe, ainda permanecem com pouca alteração, dominando as propriedades geomecânicas dos solos contidos nesta faixa, deixando, portanto as cimentações fortes proporcionando grande estruturação no arcabouço sólido. Logo após esta camada tem-se a mudança gradual da sanidade da rocha, passando de alteração completa à moderada, subsequentemente, rocha pouco alterada até a rocha sã (IAEG, 1979; GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY REPORT, 1995; ISRM, 1981). Esta sequência de camadas pode ser visualizada na Figura 10.

Complementando a narrativa, ter-se-ia que além da lixiviação que lava as rochas transportando as partículas, também a ocorrência das iluviações e eluviações, que transportam as partículas através das massas de solos de cima para baixo depositando-as em alguma camada receptora, ainda assim, porém de outro modo, ocorre neste complexo sistema, que durante as chuvas, o nível artesianos da água aumenta, devido às oscilações e flutuações do lençol freático, com isso levando também substâncias solúveis, agora de baixo para cima, como uma ascensão. Posteriormente a água evapora ou volta ao nível freático normal, muitas vezes deixando depositados estes solutos nos vazios por onde se infiltrou, estes por sua vez prosseguem, sofrendo transformações e também poderão estruturar as partículas. A ascensão poderá ocorrer também devido a ascendência da água nos vazios, através de forças capilares, durante o período seco (VAUGHAN; KWAN, 1981).

A ação conjunta destes processos forma em geral solos cimentados com estrutura nodular e forte coloração, identificou Maccarini (1993). Sucintamente, as camadas superficiais e superiores tendem a ser mais homogêneas e isotrópicas, comportam-se similarmente a uma argila sedimentar inorgânica de baixa à média consistência e plasticidade, portanto podendo ser analisada facilmente pela teoria sedimentar para solos saturados, observa-se na Figura 10.



- 1 - ESPESSURAS DAS CAMADAS SÃO VARIÁVEIS E POR VEZES QUASE INEXISTENTES
- 2 - A CAMADA DE SOLO POROSO PODE OCORRER TAMBÉM SOBRE SOLOS SEDIMENTARES

Figura 10 – Perfil possível para solos tropicais. Fonte: Cruz (1996).

Por outro lado às camadas intermediárias e inferiores são muito heterogêneas (Figura 10), anisotrópicas, possuem grande influência das cimentações entre as partículas e da coesão aparente, comportando-se diferentemente dos solos sedimentares (MACCARINI, 1996).

2.3 O comportamento físico diferenciado dos solos estruturados por cimentações entre partículas

2.3.1 As propriedades básicas e os índices físicos

Evidentemente, os processos através dos quais, os solos residuais são formados, são totalmente diferentes daqueles responsáveis pela formação dos solos sedimentares (argila e areia). Portanto é de se esperar que estes solos tenham comportamentos geomecânicos diferenciados (MACCARINI, 1993).

Para o estudo e entendimento das cimentações, presentes nos solos residuais, aspectos como a geologia, processos de formação, grau de intemperismo, estruturas reliquiárias, estruturação da macroestrutura e da microestrutura, associações entre grupos de partículas, porosidade inicial, sensibilidade, alta heterogeneidade e anisotropia, devem ser levados em conta quando estudamos tais materiais (MACCARINI, 1989).

Os solos residuais estruturados do clã granítico de uma maneira geral são bem permeáveis, possuem índices de vazios considerados altos, devido à forte influência da matriz granular, conseqüentemente sua porosidade inicial alta facilita o fluxo de água, abaixo na Figura 11, seguem valores obtidos por Lumb (1962).

Quando compactados aproximam-se dos valores das argilas sedimentares na ordem de 10^{-7} a 10^{-8} cm/s (MACCARINI, 1993). O arcabouço sólido dos solos residuais é constituído por marcante heterogeneidade, presença de fissuras, zonas de cisalhamento e domínio da macroporosidade, que por sua vez, estabelecem caminhos preferenciais para a água, muitas vezes se tornando problemas de condutividade, portanto a permeabilidade da massa como um todo é muito variável.

Considerando a grande parcela de silte e um pouco de argila presentes, pode-se considerar sua permeabilidade, como intermediária entre coesiva e granular. Apresentam-se com comportamento semelhante ao dos solos puramente granulares sedimentares, apesar do elevado teor de finos (SANTOS, 1988).

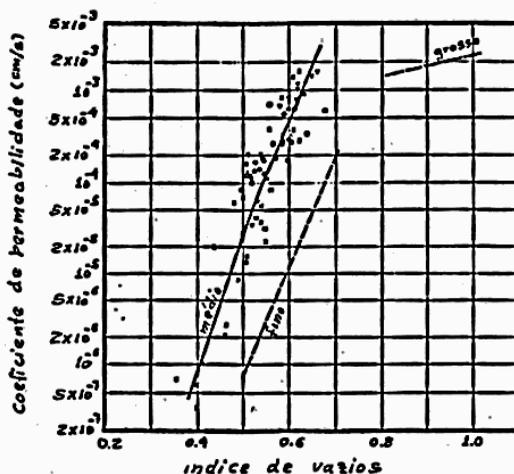


Figura 11 – Relação entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios de um solo residual de granito. Fonte: Lumb (1962).

Tabela 2 - Síntese de granulometrias dos solos residuais e da constituição mineralógica da rocha mãe, obtidas por Santos (1991); Bastos (1998). Fonte: Bevilaqua (2004).

Granulometria do solo residual derivado da rocha mãe ao lado									Composição química da rocha mãe			
Rocha mãe	Litologia	Z	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedreg. (%)	Quartzo (%)	Feldspato sódico (%)	Plagioclásio (%)	Biotita (%)
Granito Ponta Grossa	g.PG	Horizonte C Z=1,5-4m	8-10	26-39	17-12	13-30	33-9	3-0	40	46	11	3
Granito Independência	g.Independ.	Horizonte C z=4-7m	8-0	38-13	33-6	21-4	0-42	0-35	40	10	45	5
Granito Ilha	g.ilha	Horizonte C z=2,5-6m	6,5-28	22,3-13	10,21-13	18,44-20	31,78-24	10,77-1	15-35	30-40	30-40	2-10
Granito Itacorubi	g.Itacorubi	Horizonte C z=1,2-5	43-4,7	22-53,83	11- 9,99	13-14,03	10-13,58	1-2,84	20-25	35-40	35-40	5-10
Diabásio Ilha		z=2	2	58,73	39,35	0,69	0,55	0,69				

Os solos residuais do granito possuem uma grande variabilidade textural e mineralógica, variando muito entre pedregulhos, areias, pouca argila e uma presença marcante do silte, como se pode observar na Tabela 2, que traz em forma de síntese, estes dados para alguns granitos comumente encontrados nas regiões metropolitanas de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS). Muitas técnicas utilizadas para os solos sedimentares, não são boas para os solos residuais, como por exemplo, a

reconstituição, e os procedimentos de granulometria, que acabam por destruir a estruturação natural destes solos, inclusive com quebra de elementos, que deveriam ser considerados como inteiros.

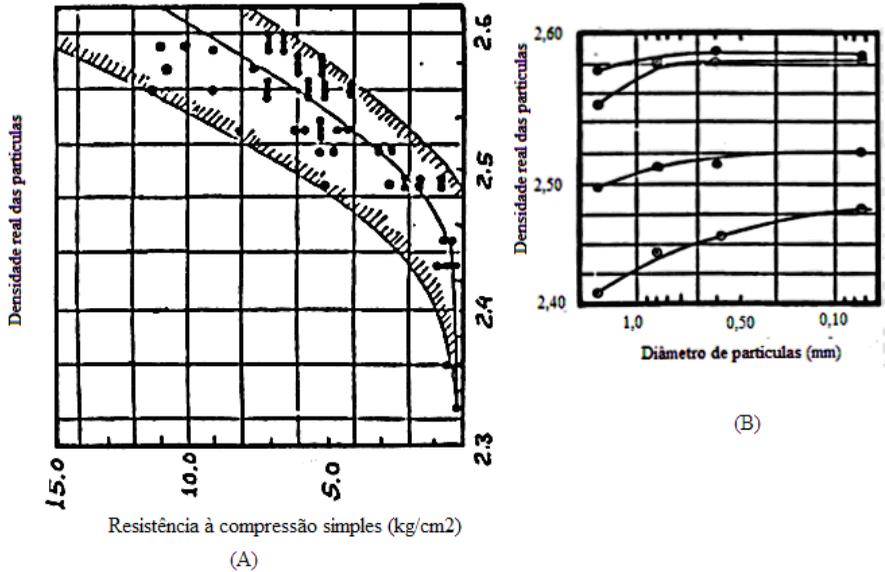


Figura 12 – Comparações entre a densidade das partículas de feldspato e a quebra das mesmas. Fonte: Matsuo e Nishida (1968).

A quebra de partículas é real, pois os feldspatos friáveis (Figura 12, A e B) muito presentes nos solos residuais de granito e gnaiss, quebram sobre pequenos esforços, aparecendo fragmentados e menores do que realmente são naturalmente (BEVILAQUA, 2004). Matsuo e Nishida (1968) estudaram tais efeitos (Figura 12).

Outro problema está na determinação da real fração de argila, (Tabela 2), pois a quantidade determinada por microscopia é bem maior, do que a estimada pelo ensaio granulométrico de sedimentação, pois muitas vezes, as partículas de argila estão fortemente presas às partículas granulares maiores, dificultando a dispersão. Na prática, também ocorre que, muitas vezes, quando solicita-se esta massa de solo, para fins de resistência ao cisalhamento e compressibilidade, esta acaba, trabalhando conjuntamente, como associações e aglomerações (MITCHELL, 1976).

Tabela 3 – Índices físicos de amostras indeformadas do horizonte B e C, de solos residuais de granito, das regiões metropolitanas de Porto Alegre e Florianópolis. Fonte: Bevilaqua (2004).

Amostra	Prof. (m)	Peso Esp. Ap. Nat. (kN/m ³)	Peso Esp. Ap. Seco (kN/m ³)	Índice de Vazios	Porosidade	Teor de Umidade (%)	Grau de Sat. (%)
Dos Araquãs	4,60	16,98	13,04	1,05	0,51	30,0	77,1
Córrego Grande	5,60	16,27	14,27	0,88	0,47	14,5	44,2
Subida lagoa	2,0	15,86	13,8	0,93	0,48	15,0	42,7
Serrinha	4,0	16,74	14,41	0,85	0,46	16,2	50,6
SC - 401	2,5	17,67	15,08	0,77	0,43	17,1	59,5
Praia Mole	2,5	16,7	14,21	0,88	0,47	17,5	53,4
João Paulo	5,0	15,07	12,78	1,09	0,52	17,9	43,9
Cacupé	2,5	16,3	13,0	1,05	0,51	25,0	64,3
Diabásio	2,0	16,76	11,17	1,39	0,58	50,0	88,0
g.PG *	-	16,0	13,6	0,93	-	17,7	50,2
g.I**	-	17,1	14,3	0,84	-	19,2	60,0
G3	6,0	18,0	14,46	0,79	0,44	24,5	80,2
G2	1,2	18,00	13,91	0,90	0,47	29,4	86,1

* Valores médios obtidos por Bastos (1991) para amostras do granito Ponta Grossa.

** Valores médios obtidos por Bastos (1991) para amostras do granito Independência.

Por estas razões o conceito de partícula para os solos residuais é discutível, sobre o ponto de vista sedimentar, sendo que devido a estas particularidades, se poderá ter uma identificação, classificação e estimativa de suas propriedades de uma forma não realista. Igualmente sua estruturação é sensível, ocorrendo amolgamento com facilidade, alterando seu estado original. Sua amostragem é dificultosa, pois possuem com frequência, materiais grosseiros, que por sua vez, também dificultam a moldagem de corpos de prova em laboratório. Devido a sua grande heterogeneidade e anisotropia, ocorre uma impossibilidade de obtermos duas amostras de solo em condições de cimentações iguais. Estas foram algumas das razões pelas quais Maccarini (1989), pioneiramente, no Imperial College (U.K) pesquisou. Foram realizados estudos de laboratório com amostras cimentadas artificialmente, para simular o comportamento de solos residuais (MACCARINI, 1987). Artificialmente foram controladas as variáveis cimentações, porosidade e granulometria, com técnicas especiais para obtenção de amostras

artificiais (VAUGAHN; MACCARINI; MOKHTAR, 1988; MACCARINI, 1987).

Em síntese, a tendência do comportamento dos solos residuais, é a seguinte, segundo autores como Vargas (1971), Sandroni (1985), Vaughan (1985), Bressani (1990) e Maccarini (1980, 1987 e 1993):

- Quanto maior for o grau de intemperismo menor será o tamanho das partículas, principalmente devido à ação da desintegração física, portanto, a tendência é de que os solos mais maduros tenham uma textura mais fina, sendo que, concomitantemente, devido à decomposição química, menor será a densidade. Por outro lado, a quebra gradual dos feldspatos friáveis aumenta, conjuntamente com o grau de intemperismo, tendendo a diminuir os vazios intragranulares, portanto aumentado à densidade das partículas, tal comportamento observa-se nas Figuras 12, 13 e 14;

- Apesar de possuírem uma ampla faixa de densidade real para um mesmo solo, é de se esperar que quanto maior for o grau de intemperismo menor será a densidade real das partículas, devido à formação de vazios intragranulares (Figuras 12 e 13);

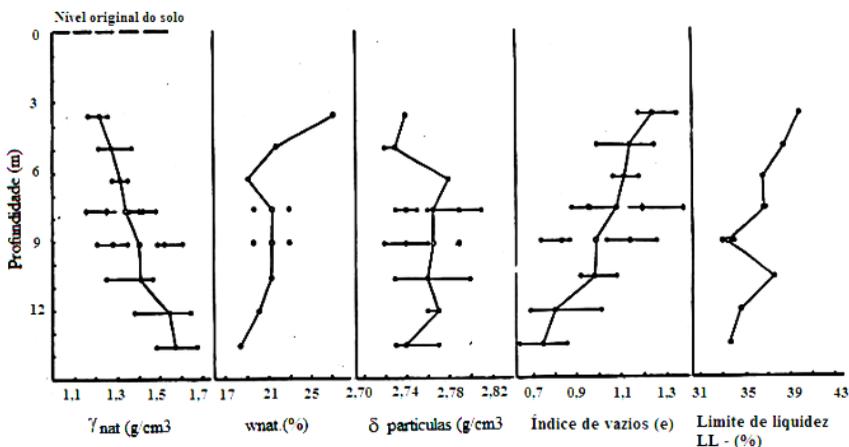


Figura 13 - Principais propriedades físicas em relação à profundidade para um solo residual de gnaiss das zonas I e III.

Fonte: Maccarini (1987).

- O intemperismo forma em alguns minerais, vazios intragranulares, que se sustentam devido às cimentações entre partículas, muitas vezes com forte influência das forças de capilaridade, atuantes na região macroporosa, como exemplificado nas Figuras 11, 13, 14 e

Tabela 3, que por sua vez alteram a permeabilidade destes solos. É de se esperar, portanto, que a permeabilidade cresça junto com o grau de intemperismo, e que os efeitos de condutividade aumentem em direção à rocha sã (Figuras 13 e 14);

- O teor de umidade natural, índice de vazios e a porosidade diminuem com o aumento da profundidade, sendo que o grau de saturação aumenta como se pode observar, durante análise conjunta das Figuras 14 dos dados obtidos por Vargas (1953), Maccarini (1987) Figuras 13 e mais recentemente na Tabela número 3, síntese dos ensaios de Bevilaqua (2004).

Os limites de Atterberg e o índice de atividade de Skempton, foram idealizados para os solos sedimentares, muitas vezes fornecem valores inadequados, quando realizados em solos residuais. Pode-se citar, por exemplo, além do pré-tratamento desestruturante imposto aos solos para a realização dos limites de Atterberg, durante o ensaio de limite de liquidez, ocorre o fato de o material deslizar na concha do aparelho de Casagrande, ao invés de fechar a ranhura deformando-se lateralmente, mascarando, portanto o resultado obtido.

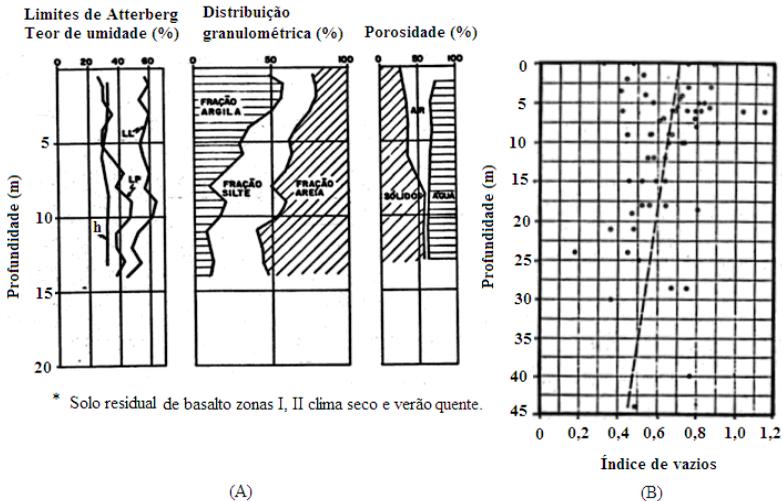


Figura 14 – Propriedades físicas de um perfil de solo residual variando conforme a profundidade. Fonte: Vargas (1971) e Maccarini, (1992).

Portanto, estes ensaios muitas vezes, não proporcionam valores aceitáveis. Vaughan et al. (1988) propõe a adoção do ensaio do cone de penetração modificado, para determinação do limite de liquidez. Este

ensaio é pouco usado e necessita de estudos, visando uma adequação e calibração, objetivando sua utilização para solos residuais estruturados.

Vargas (1971) seguido por Mitchell (1974), posteriormente Maccarini (1993) destacam os seguintes aspectos sobre os limites de Atterberg (1911) para os solos residuais:

- Para os solos residuais o limite de liquidez diminui com o aumento da profundidade, o que era de se esperar (Figuras 13 e 14).

Com a diminuição do limite de liquidez (LL) diminui também a tendência do solo à expansão. Altos valores de plasticidade tornam o solo com contrações cada vez mais altas (VARGAS, 1973).

Os solos residuais são em geral parcialmente saturados e porosos. Quando inundados, mesmo sob carregamento constante, apresentam variações volumétricas, perdendo também a componente de coesão aparente. Em geral estas variações volumétricas nos solos são provocadas, pela entrada ou expulsão do ar e da água dos vazios, principalmente devido a mudanças no teor de umidade. Também ocorrem fenômenos de colapso estrutural devido a fenômenos físico-químicos, e, remoção das cimentações por algum agente de transporte (MENDONÇA, 1990). Da mesma forma, do que ocorrem com as rochas, os desconfinamentos que ocorrem in situ, liberam as massas de solos para variações de contrações e expansões sucessivas. Estas desagregações e a erosão ocorrem nos solos residuais de granito das regiões em estudo, provocando instabilidades frequentes nos taludes e encostas, durante fortes chuvas, principalmente durante a exposição do horizonte residual jovem puramente granular (C).

Portanto, estas variações volumétricas dependem diretamente do teor de umidade inicial do solo, conjuntamente com sua densidade, portanto do grau de consistência e compacidade (CHEN, 1988).

2.3.1.1 A tendência à expansão dos solos estruturados

A expansão é a propriedade que certos solos possuem de sofrer, considerável variação volumétrica, devido principalmente às variações no teor de umidade e a presença de minerais, com propriedades físico-químicas reativas à presença de água. Para Chen (1988), os fatores que contribuem na expansão, são divididos em: a) intrínsecos; referentes à mineralogia, textura e estrutura; b) extrínsecos; referentes aos fatores atmosféricos.

Simplificadamente, a expansão tende a tracionar a estrutura ligante, que se encontra entre as partículas, e, conforme a grandeza e a natureza do

material ligante, acabam por destruir por total esta estrutura, ocasionando em muitos casos um aumento significativo no volume do material. Na prática muitos problemas em fundações ocorrem por estas razões (SIMONS; MENZIES, 1981). Portanto, é de se esperar, que as cimentações entre partículas, inibam a tendência de expandir dos solos, inicialmente até certo ponto, ou seja, até que as cimentações sejam destruídas por estas. A partir deste ponto, os solos estão desestruturados, e livres para expandir, se ainda existir esta tendência. Nos solos residuais de granito, quanto maior é o grau de intemperismo, mais fracas são as cimentações, e em geral para estes solos, as forças expansivas, acabam por destruir facilmente as cimentações entre as partículas (VAUGHAN; KWAN, 1984). São exceções a esta regra, os solos próximos da rocha mãe com pequeno grau de intemperismo, onde as propriedades hereditárias da rocha mãe, ainda dominam seu comportamento, e por isso, as cimentações são fortes (VAUGHAN; KWAN, 1981). Estima-se que pequenas deformações, menores do que 1% destruam por total as cimentações entre partículas (JARDINE; SYMES; BURLAND, 1984).

Outro aspecto importante é a remoção das tensões confinantes in situ através do desconfinamento. Os solos tornam-se livres para expandir, acabam por romperem as ligações entre partículas pré-existentes, levando o solo a uma irreversível perda de resistência, pois, mesmo que as tensões se recomponham, ainda assim, para se recuperar a estruturação perdida, serão necessárias, as mesmas condições, tempo e efeitos físico-químicos que as geraram durante a sua história geológica (CRUZ, 1996).

O fenômeno de instabilidade volumétrica, causado por contração, expansão ou colapso, do arcabouço sólido, devido às mudanças no teor de umidade, está fisicamente associado e complexamente influenciado por vários fatores, entre os quais se incluem o tipo de solo, condicionantes climáticos e estados de tensões (DELGADO 1986; JUSTO et al., 1984).

Para os solos sedimentares as expansões estão correlacionadas a altos teores de argila, teores de umidade, limite de liquidez e índice de plasticidade alta, ficando em torno de 8% para materiais argilosos sedimentares, e insignificantes para arenosos. Este modelo, e esta ordem de grandeza, não servem para os solos residuais. Para os solos residuais de origem granítica, também foram identificadas tais tendências de variações volumétricas, associadas a sua condição não saturada e grande permeabilidade (SEED; WOODWARD; LUNDGREN, 1964).

Ferreira e Xavier Ferreira (2009), como ilustrado nas Figuras 15 e 16, mediram e analisaram as variações de volume, causadas pelas variações no teor de umidade, em amostras indeformadas, de vertissolos argilo-siltosos do município de Petrolândia no estado de Pernambuco (BR).

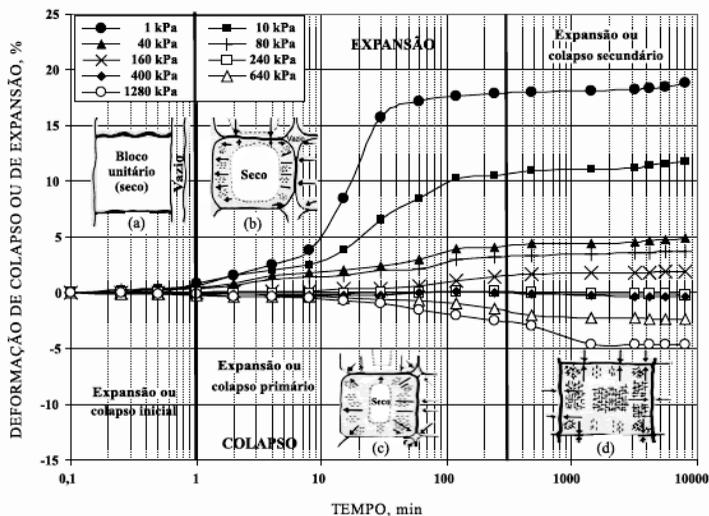


Figura 15 – Comportamento de variação da deformação com o tempo.
 Fonte: Ferreira e Xavier Ferreira, (2009).

A Figura 15 subdivide-se em zonas, partindo de suas observações como se exemplifica: na zona “a”, há pequena alteração na umidade do solo, já em “b”, há mudança de umidade na periferia do solo, em “c”, apenas o núcleo central mantém a umidade inicial, por último na zona “d”, há mudança de umidade em todo o solo. Sobre estas condições, analisam o avanço da frente de umidade.

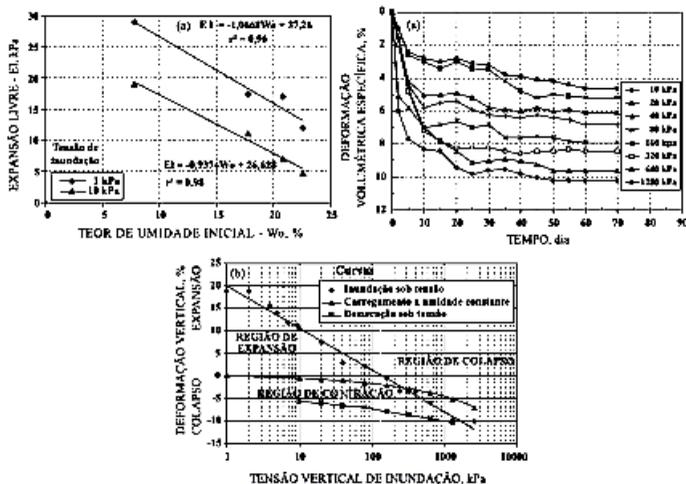


Figura 16 – Gráficos obtidos de deformações volumétricas sobre diversas condições amostrais. Fonte: Ferreira e Xavier Ferreira, (2009).

Os mesmos autores utilizando os dados da Figura 16 chegaram às seguintes conclusões:

- A expansão devido ao acréscimo de umidade é maior para o solo com menor umidade inicial;
- A ordem e a grandeza com que o solo é solicitado ou inundado influenciam o valor da tensão de expansão;
- A pressão de expansão a ser considerada no projeto deve ser aquela que melhor representa a condição de campo;
- Em função da umidade inicial e da tensão vertical aplicada ao solo, à inundação leva ao aumento de volume (expansão) ou diminuição (colapso).
- O conjunto formado pelas curvas de inundação sob tensão, carregamento em umidade constante e dessecação sobre tensão delimitam regiões de expansão, colapso e contração.

2.3.2 As particularidades das estruturas, os agentes cimentantes e as associações entre partículas

A mecânica dos solos tradicional desenvolvida para os solos sedimentares, não tem dado uma resposta adequada, nas análises que envolvem solos estruturados por cimentações entre partículas, havendo uma carência de modelos representativos e, uma grande dificuldade em separar e comensurar os efeitos das cimentações, de outros efeitos que interferem nas propriedades mecânicas.

A resistência ao cisalhamento dos solos residuais depende de um complexo mecanismo de resistência, diretamente vinculado às parcelas mobilizadas, pelas cimentações entre partículas, pelo ângulo de atrito interno, pela coesão aparente e verdadeira dos solos (Figura 17). Apesar da expressão geral das resistências e do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, serem na prática adequados aos solos residuais, as cimentações entre partículas conferem uma estruturação a estes solos, gerando padrões de comportamento que não se enquadram no arcabouço teórico desenvolvido para os solos sedimentares, reconstituídos e não estruturados (PRIETTO, 2004).

Estas cimentações, contribuem para o aumento da rigidez, diminuição dos recalques e na melhoria das propriedades mecânicas dos solos, que por sua vez, somados a outros agentes de união interpartículas, formam as estruturas nos solos e os solos estruturados naturalmente (CUCCOVILO; COOP, 1997). Segundo Gens e Nova (1993) estes materiais, pertencem a uma classe intermediária entre a mecânica dos solos e das rochas.

Por estas razões, se empregará uma breve tentativa de buscar, uma definição mais adequada para os solos estruturados por cimentações entre partículas.

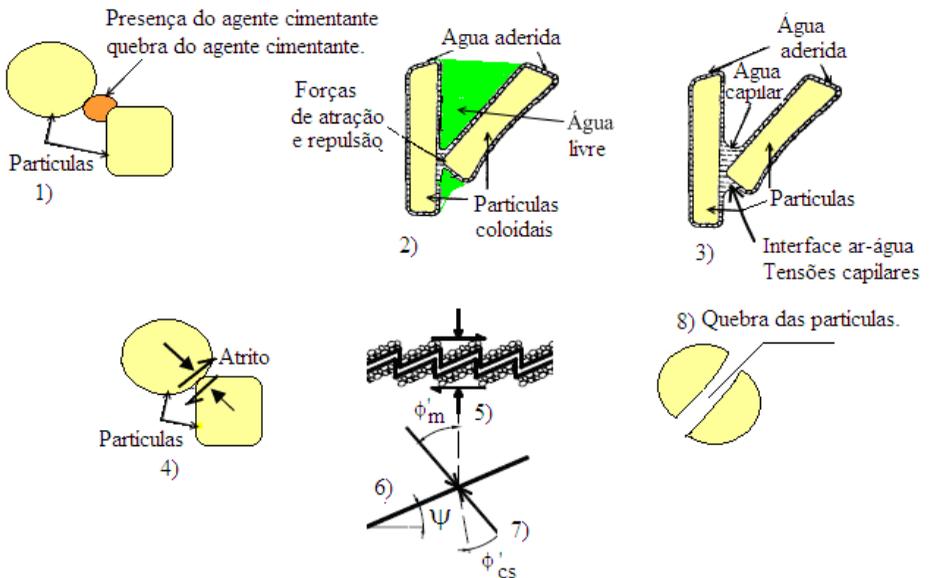
O conceito definido por Bishop (1972) parece mais adequado para a definição dos solos estruturados, do que o conceito de matriz dominante, muito utilizado para os solos sedimentares saturados definidos por Terzaghi (1936).

Bishop (1972) definiu o solo coesivo, como aquele em que as forças de união interpartículas, contribuem significativamente no comportamento físico-mecânico do solo.

Vaughan (1985, 1988) complementa definindo um solo estruturado, como um solo que possui uma componente da resistência e rigidez, que é independente da tensão efetiva e porosidade, e que se comporta, como se fosse devida às conexões físicas entre partículas. Portanto de uma forma geral, a coesão presente nos solos, não é devida

somente aos efeitos físicos, provocados pela presença dos argilo-minerais no arcabouço sólido, mas sim, também, causada por todas as substâncias ou agentes físicos que possam promover uniões entre partículas, permanentes ou temporárias (BISHOP; SKEMPTON, 1950). Completando esta tentativa de definição, Cruz (1996), lembra que embora os solos estruturados tenham uma componente de coesão derivada da cimentação, a mesma deve ser diferenciada da coesão efetiva do solo que resulta das forças elétricas entre partículas (Figura 17), porque a segunda é reversível, enquanto que a primeira, uma vez destruída, só poderá se recompor em longo prazo, e se os processos químico-físicos, semelhantes aos originais, vierem a se repetir. Estas definições e as parcelas definidas estão ilustradas, de forma gráfica e matemática, na Figura 17, partindo da equação clássica das resistências de Mohr-Coulomb, tentou-se separar os principais agentes e seus mecanismos.

Abaixo segue tentativa de ilustração do comportamento diferenciado dos solos residuais estruturados:



Na Figura 17, objetiva-se uma visualização dos diversos fatores físicos (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8) intervenientes na mobilização da resistência ao cisalhamento, nas condições drenadas e não saturadas, e a formação dos prováveis mecanismos de cada agente. Ainda na Figura 17, em (A) solo desestruturado, portanto sem os efeitos que compõe o intercepto coesivo, e, em (B) estruturado e com a influência das parcelas que compõe o intercepto coesivo.

Maccarini (1993) lembra que a existência de coesão verdadeira em solos residuais de granito, está diretamente ligada às cimentações entre partículas. Vargas (1953) visa que no arcabouço sólido estruturado de granito, as partículas não estão imersas em um meio viscoso, como no material puramente coesivo, mas sim, estão ligadas principalmente, pelos ligantes presentes nas arestas, ou concentrados nos contatos entre as partículas, característico do arcabouço sólido com permeabilidade aberta e porosa.

As cimentações naturais podem ser encontradas nas mais diversas formações geológicas, como nos solos residuais, areias cimentadas, argilas sensíveis cimentadas, solos vulcânicos cimentados, rochas brandas, alterações de rochas, solos artificiais, solos tropicais lateríticos e saprolíticos (LAGOIA; NOVA, 1993). Embora estas estruturas devidas às cimentações, possam ser originadas por processos distintos, o modo como estes materiais respondem aos carregamentos, segue um modelo similar (PRIETTO, 2004). Estudos recentes revelam que o comportamento do solo artificial (artificial bonded soil), pode ser muito similar aos de solos residuais e rochas brandas (MACCARINI, 1987).

As cimentações poderão ocorrer tanto nos solos sedimentares quanto nos residuais, porém nos solos sedimentares, as cimentações não estão relacionadas, com as estruturas reliquias da rocha mãe. Logo as cimentações podem resultar de deposição de substâncias, com poder cimentante, entre os contatos intergranulares, de cristalizações, recristalizações, formação de novos minerais, ou de complexas ligações químicas, entre materiais residuais da rocha mãe ou transportados, que coexistam em seu entorno (MITCHELL, 1972). Por outro lado, nos solos residuais, as cimentações são vinculadas, aos resquícios de estruturas reliquias, da forte coesão ou coerência da rocha mãe decomposta e desintegrada, por agentes de intemperismo naturais (SANGREY, 1972). Por isso, para os solos residuais a formação das cimentações entre partículas, é muito mais complexa, e poderá estar associada, tanto à formação de novos minerais como as precipitações, em geral (MITCHELL, 1973). Acredita-se que as cimentações entre as partículas ocorram em um sistema submetido a um campo de tensões em

condições de equilíbrio (ATKINSON, 1993). Em seguida, com o passar do tempo, estas substâncias depositadas poderão cristalizar, recristalizar e envelhecer, devido a reações físico-químicas, aceleradas por mudanças de pressão, umidade, temperatura, aumentando cada vez mais e continuamente o grau de ligação entre as partículas (MITCHELL, 1973). Por isso, o processo das cimentações entre partículas não é contínuo, inclusive, depois de revertido, poderá parte do mesmo ser restaurado, por processos como a cicatrização e a tixotropia. Por isso é uma variável dependente das condições climáticas, geográficas e da história geológica da crosta terrestre (GUERRA; GUERRA, 1997).

As estruturas cimentantes são compostas, e possuem principalmente como agentes cristalizantes, os cimentos silicosos, calcários e ferruginosos, com a presença principal do carbonato de cálcio e da sílica (Figura 18). Outros agentes cimentantes ocorrem como os óxidos, hidróxidos e carbonatos de ferro, alumínio, magnésio, titânio, bário em forma de cloretos, sais e sulfatos, além da combinação com metais alcalinos como o potássio, sódio e o lítio (MITCHELL, 1974).

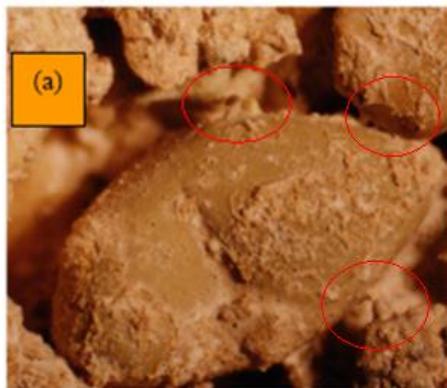


Figura 18 – Microfotografia (a) da ligação entre partículas de pedregulho e areia (circulado em vermelho), por um agente cimentante, de um solo do deserto do Irã. Fonte: Haeri e Hamidi (2003).

Abaixo segue breve discussão sobre alguns agentes de cimentações naturais, especificando o agente físico-químico natural de função agregadora principal, citando alguns pesquisadores que trataram do assunto:

- Calcários devido ao cimento Calcário ($CaCO_3$), quimicamente são muito reativos e dissolúveis, depositam-se e desagregam-se

facilmente, formando cimentações fracas (COOP; ATKINSON, 1993; FOOKES ; VAUGHAN, 1986; FOOKES, 1988);

- Silicosos, devido ao cimento silicoso (Si_2O_3), formam solos com coloração amarelada, e que possuem estado intermediário de estabilidade físico-químico (CLOGH; SITAR; BACHUS, 1981; MITCHELL; SOLYMAR, 1984; O'ROURKER; CRESPO, 1988);

- Ferruginosos e metálicos devido ao cimento metálico ($Fe_2O_3; Al_2O_3$), é o mais resistente dos agentes, proporcionando uma cimentação forte e boa resistência à erosão, portanto, com pouca alterabilidade físico-químico é muito comum nos perfis residuais tropicais (SANGREY, 1972; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990);

- Conexões por pontes de silico-aluminatos (SANGREY, 1972; MENDONÇA, 1990);

- Organo-biológicos (carbono), ácidos orgânicos, e o plasma argilo-húmico, por exemplo, inclusive formando complexa misturas minerais (BJERRUM, 1967; MITCHELL, 1976).

Na Figura 19, estão ilustradas algumas microfotografias de agentes cimentantes artificiais, como ilustração.

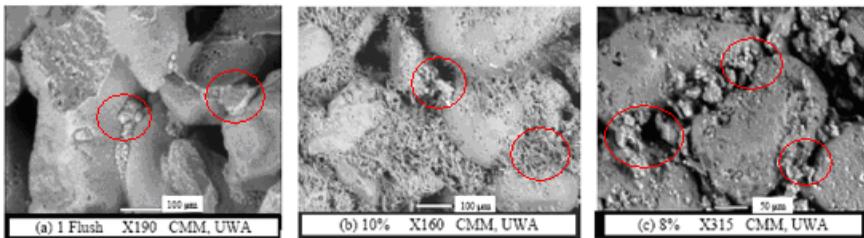


Figura 19 – Microfotografia de alguns tipos de cimentações (circuladas em vermelho) em partículas granulares. Em (a) cimentação devida à calcita, em (b) devida à gipsita, e em (c), artificial devido ao cimento portland. Fonte: Ismail, Joer, Sim e Randolph (2002).

Um exemplo de estruturação complexa foi dado por Casagrande (1932), cuja ilustração segue na Figura 20.

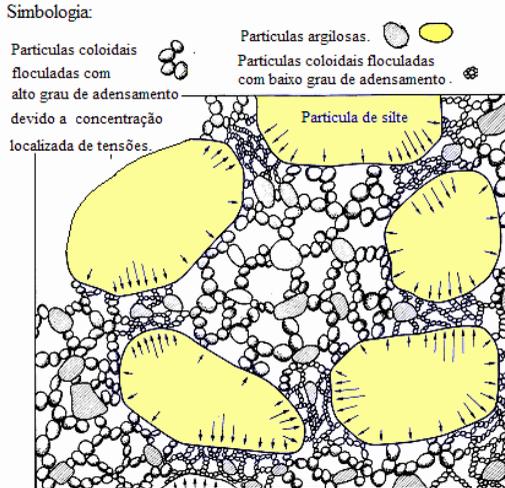


Figura 20 – Argila siltosa estruturada, porosa e sensível. Fonte: Adaptado de Casagrande (1932).

Nos solos residuais de granito, ocorrem cimentações originadas, por agentes de ligações complexas entre metais e o silício, que neste caso, formam cimentações médias à fracas, em uma ampla faixa de densidade e porosidade, com composição química mineralógica diversa. Na grande maioria dos casos práticos, a coesão verdadeira dos solos estruturados de origem residual granítica, é devida a complexa interação entre os modos básicos de atuações simultâneas, dos processos residuais e da deposição de agentes aglutinantes por transporte (SAXENA; LASTRICO, 1978).

Denomina-se de estruturação (structure) de um solo, o efeito conjunto, das ligações entre partículas devidas aos agentes cimentantes e adesivos (bonding), e do efeito do arranjo e distribuição espacial intergranular (fabric), que por sua vez é função da densidade, embricamento, entrosamento e do intertravamento entre partículas (packing) de um solo, pioneiramente definido por Mitchell (1976).

Segundo os morfologistas, a estrutura diz respeito à agregação de partículas formando aglomerados que se separam segundo planos adjacentes naturais de fraqueza, considerando como unidades de organização os agregados (pedes), o fundo matricial e os caracteres pedológicos.

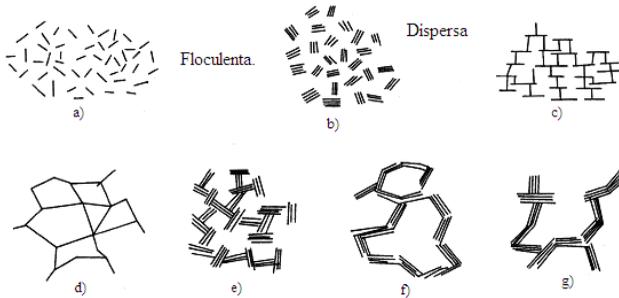


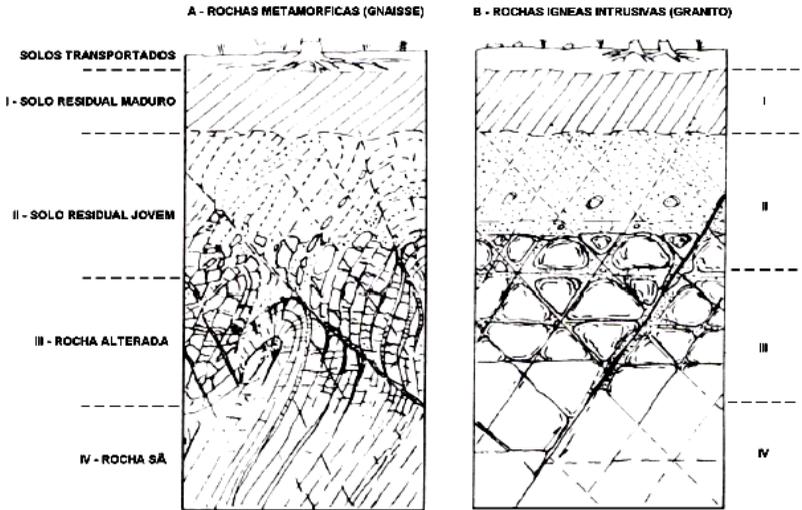
Figura 21 – Associações mais comuns entre partículas formando a microestrutura, muito comum entre os argilo-minerais e materiais cimentados. Fonte: Collins e MCGown (1974).

Legenda:

*União fracas: a) Dispersa e floculada; b) Agregada, porém desfloculada; União fortes: c) Superfície e aresta floculada, mas dispersa; d) Aresta com aresta, floculada, mas dispersa; e) Superfície e aresta floculada e agregada; f) Aresta com aresta floculada e agregada; g) Superfície e aresta com aresta e aresta, floculada e agregada.

Devem-se separar os efeitos das ligações entre as partículas e das associações entre conjuntos de partículas (Figuras 21 e 23). As ligações entre partículas (Figura 21) formam o que denominamos de microestruturação, correlacionada ao índice de vazios do solo, e a permeabilidade média da massa de solo. Por outro lado, as ligações, arranjos, entrelaçamentos e ramificações entre grupos (Figura 23), formam o que denominamos de macroestrutura, associada à porosidade natural do solo e a permeabilidade de fronteira (MITCHELL, 1973). Por isso os efeitos do arranjo espacial do arcabouço sólido, ainda se subdividem em: macroestrutura (macrofabric), que são as heterogeneidades, estratificação, fissuras, descontinuidades em geral, que formam poros, muitas vezes visíveis a olho nu; e microestrutura (microfabric), que são as descontinuidades e heterogeneidades, que precisam ser estudadas com o uso das lentes microscópicas (COLLINS; MCGOWN, 1974).

PERFIL DE INTEMPERISMO



SOLO POROSO - "grumos de partículas de solo" cimentados por óxidos de ferro e alumínio - partículas de quartzo resistentes - macro-poros - permeabilidade elevada - solo colapsível



SOLO RESIDUAL - "grumos de solo" - partículas de laterita e/ou quartzo - macro e micro-poros - permeabilidade variável - solo colapsível, ou estável solo laterítico



SOLO SAPROLÍTICO - lateração menor, ou pouco significativa - presença de partículas, grãos de rocha alterada - matriz de solo pouco resistente



SOLO SAPROLÍTICO ORIGINÁRIO DE ROCHA BANDEADA - estrutura reliquiar manifesta



SAPROLITO COM FINOS - "blocos de rocha alterada" com preenchimento de vazios com solo - permeabilidade "baixa"



SAPROLITOS SEM FINOS - vazios pouco preenchidos por solo - camada "permeável" - fluxo pelas fraturas não preenchidas por solo

Figura 22 – Modelos estruturais de solos tropicais. Fonte: Adaptado de Cruz (1996).

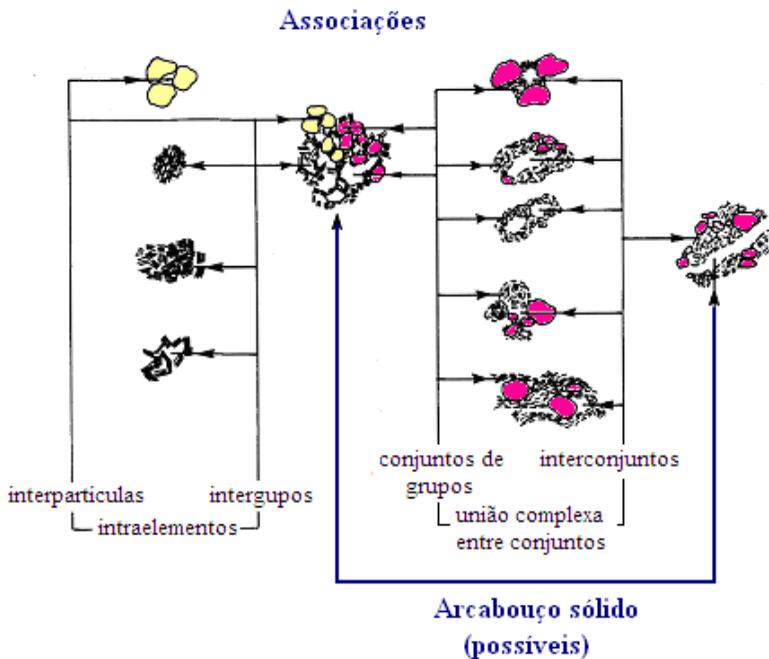


Figura 23 – Tipos de associações entre partículas e entre grupos de partículas, formando a macroestrutura e a microestrutura.

Fonte: Adaptado de Collins e MCGown (1974).

Portanto um solo cimentado (bonded soil) é um solo sensível onde a estrutura intrínseca natural ou artificial (structure = bonding + fabric) se encontra preservada, ou pelo menos parcialmente (BURLAND, 1990). Na Figura 22 ilustra-se um perfil residual característico dos solos residuais (CRUZ, 1996).

Diversos são os fenômenos micro e macroestruturais presentes nos solos residuais de granito, os quais condicionam sua resposta mecânica, podendo-se mencionar a dupla estrutura e dupla porosidade (Figura 23), a presença de uma matriz silto-argilosa, a condição não saturada, a quebra das cimentações e das partículas além da presença de pequenos blocos de rocha não alterada (MACCARINI, 1993).

As cimentações entre partículas formam estruturas, que poderão formar arcabouços sólidos, estáveis ou instáveis, fortes ou fracos, conforme a natureza química e física das ligações ocorridas (INGLES, 1962). Na Figura 23 ilustram-se alguns tipos de associações. Os solos colapsíveis e expansíveis, por exemplo, possuem uma grande

parcela das forças de uniões entre partículas, devidas à coesão aparente e a agentes instáveis, susceptíveis as mudanças no teor de umidade, provocadas, por exemplo, pela inundação, ou substâncias reativas à presença de água, por isso encontram-se sobre uma condição meta-estável, (MENDONÇA, 1990).

Ingles (1962) realizou um trabalho incansável a fim de separar a verdadeira contribuição das cimentações, sobre as tensões efetivas, levando em conta, os contatos entre partículas. Propôs um método para cálculo da força de cimentações entre partículas, além de uma análise da estabilidade estrutural do arranjo do arcabouço sólido, segundo o ábaco que segue, pois a correta interpretação da estabilidade do solo, sobre a presença da água, reproduz, a natureza e a grandeza das forças de união interpartículas do arcabouço sólido de um solo.

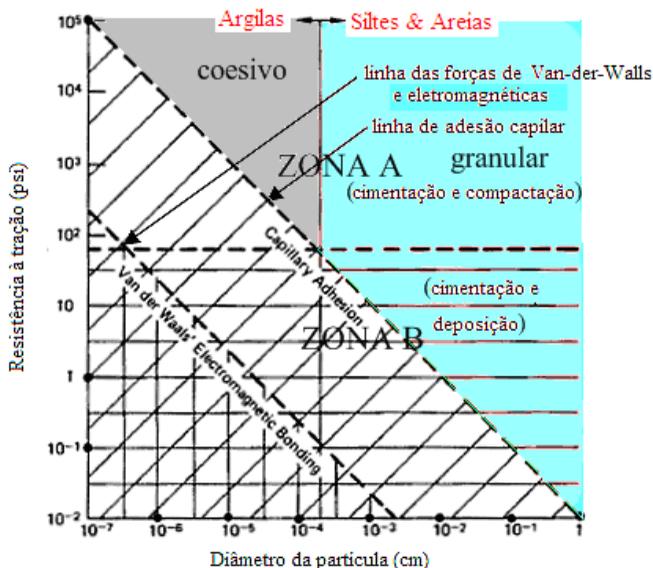


Figura 24 – Potencial de contribuição dos mecanismos de estruturação (bonding) para os solos (obs: 7psi= 1kPa). Fonte: Ingles (1962).

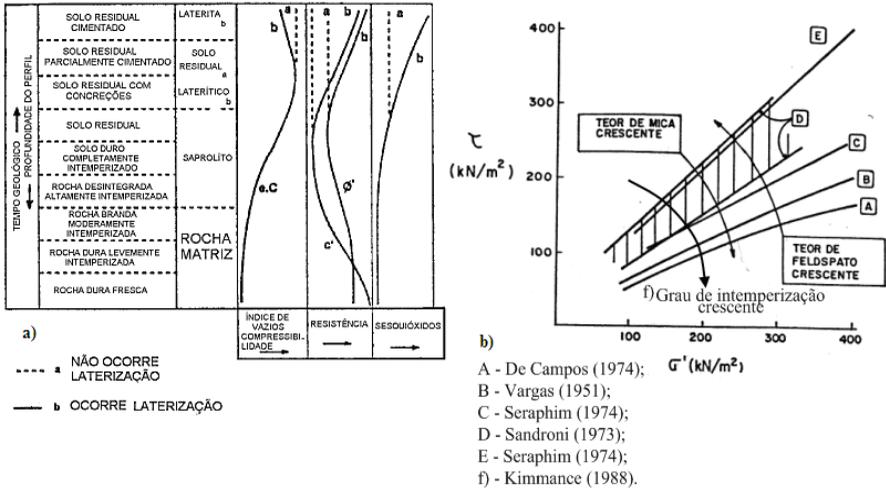


Figura 25 – Mudanças ocorridas no perfil de intemperismo. Fonte: Sandroni (1985), Maccarini (1993) e Reis (2004).

O grau de intemperismo e os efeitos da estruturação agem diretamente sobre as propriedades físicas dos solos residuais, que por sua vez refletem, sobre as propriedades de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e de permeabilidade (hidráulicas), destes solos conforme pode ser constatado na Figura 25, a (MACCARINI, 1993).

Na Figura 25b, Sandroni (1985), utilizando envoltórias obtidas em testes drenados, com amostras indeformadas submersas de solos residuais do sudoeste do Brasil, analisou os efeitos do intemperismo, sobre a resistência ao cisalhamento. Observa-se na Figura 25, que a coesão e o ângulo de atrito saem de valores relativamente altos na superfície, decaem no meio do manto residual e voltam a crescer em direção a rocha mãe. O índice de vazios e a compressibilidade diminuem com a diminuição do grau de intemperismo (Figura 25). Com o aumento do teor de feldspato há aumento na resistência ao cisalhamento, ao contrário disto, o teor de mica aumenta com o grau de intemperismo diminuindo a resistência ao cisalhamento (Figura 25).

Os materiais cimentados fisicamente caracterizam-se por apresentarem um comportamento de rigidez, resistência e porosidade, superiores quando comparados com os mesmos, porém, que tenham sido submetidos ao simples processo de deposição, sedimentação ou desestruturação (MACCARINI, 1993). Portanto, quando os solos estruturados são submetidos a algum efeito físico ou químico, como um

carregamento, por exemplo, que destrua suas cimentações, estes tendem a passar de um estado estruturado, para um estado desestruturado, assim sendo, fisicamente, para termos de resistência ao cisalhamento, estes já não serão mais o mesmo material. Na Figura 26, ilustra-se a mudança de estado, devido à quebra das cimentações.

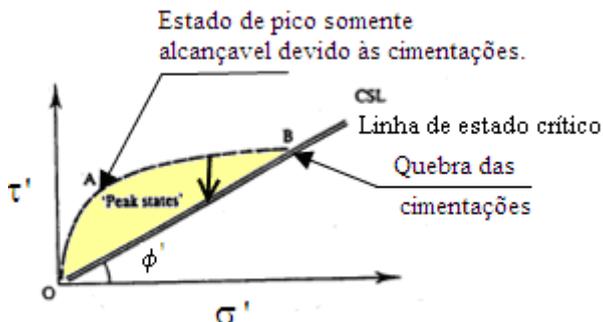


Figura 26 – Comportamento estruturado com formação de resistência ao cisalhamento de pico, e quebra das cimentações.

Fonte: Atkinson (1996).

Ressalta-se que o estado de tensões da região em amarelo da Figura 26, só pode ser alcançado, devido aos efeitos das cimentações entre partículas (ATKINSON, 1996). O comportamento estruturado acima da CSL, alcançando o estado de pico com posterior quebra das cimentações que estruturavam os solos, e a migração das tensões até o regime estacionário residual sobre a linha de estados críticos (CSL), é visualizado na Figura 26.

Vargas (1953) foi pioneiro em pesquisas sobre solos residuais, e, denominou esta tensão que limita a quebra das cimentações, de tensão de cedência (yield stress), que pode ser visualizada no ponto A da Figura 26.

2.3.3 O comportamento geo-mecânico

Estudos modernos indicam que esta tensão de cedência é mobilizada no campo das pequenas deformações. Poulos e Davis (1974), seguido por Atkinson (1996), estudaram materiais cimentados de diversas origens, confirmando que de uma forma geral, para deformações menores do que 1%, as cimentações são totalmente removidas. Jardine, Symes e Burland (1984), indicaram em suas

pesquisas, que para valores de tensão menor do que a tensão de cedência (yield point), os solos cimentados tendem a ser muito rígidos, sendo que pequenas deformações na ordem de 0,1% , mobilizam a tensão de cedência (JARDINE; POTTS; FOURIE; BURLAND, 1986; ATKINSON, 1996) .

Uma das primeiras tentativas em separar os efeitos da coesão por cimentações e o ângulo de atrito interno, sobre o mecanismo de resistência ao cisalhamento dos solos estruturados, foi à de Schmertmann e Osterberg (1960), em um trabalho muito interessante. Utilizando solos cimentados, os autores estudaram o espaço tensão-deformação, e depois de diversos ensaios mecânicos, separaram estes solos em três grupos de curvas conforme a Figura 27 (grupos I, II, III). Observa-se na Figura 27, a distribuição entre o atrito e as cimentações sobre a mobilização da resistência ao cisalhamento. Segundo os autores a curva I (Figura 27), desenvolve-se inicialmente com um comportamento rígido e elástico, quebrando cimentações, até a formação da tensão de cedência no pico da curva, onde após, ocorre a plastificação do material, é a que melhor representa os solos estruturados. Até a tensão de cedência (yield stress) a resistência ao cisalhamento é governada pelas cimentações, após passa gradualmente este domínio para o ângulo de atrito interno, respectivamente desestruturando o arcabouço sólido (ATKINSON; BRANSBY, 1978; LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

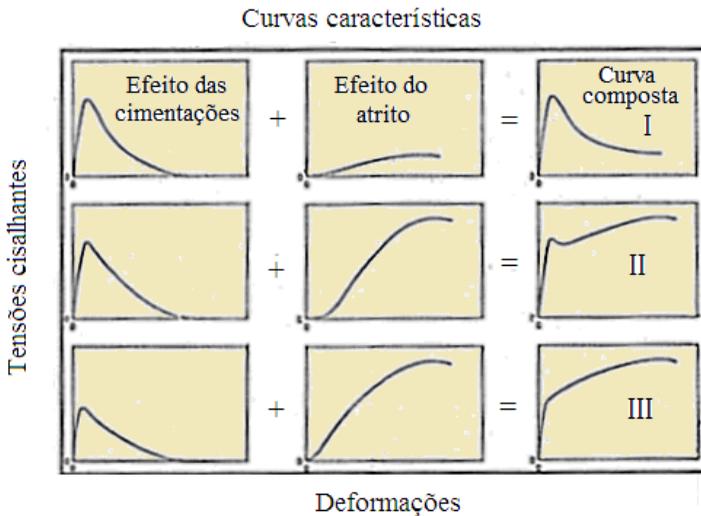


Figura 27 – Os três grupos característicos de Schmertmann e Osterberg (1960). Fonte: Adaptado de Maccarini (1992).

O comportamento da curva e a rigidez dos solos dependem do tipo e do nível de tensões aplicadas, a quebra das cimentações, poderá ser ocasionada por tensões isotrópicas (confinantes) ou anisotrópicas (cisalhantes) (ZIENKIEWICZ; TAYLOR, 1994).

Tabela 4 – Síntese dos resultados dos parâmetros de resistência dos horizontes B, transição BC e C de solos residuais de granito das regiões metropolitanas de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS). Fonte: Higashi (2006).

Localidade	Rocha de origem / Horizonte	Coesão (KPa)		ϕ (Graus)	
		Nat	Inund	Nat	Inund
Cacupé ¹	Granito / horizonte C	28,9	5,2	35,9	35,9
	Diabásio / horizonte C	26,5	4,8	30,9	35,9
Jardim Guarani ¹	Granito / horizonte C	42,25	16,82	36,7	32,4
	Granito (plano argiloso)	8,14	2,12	37,7	26,6
Araquás ²	Granito / horizonte C	25	3	33,2	32
Córrego Grande ²	Granito / horizonte C	24	2	54,6	37,3
S. Lagoa ²	Granito / horizonte C	20	14	37	34,4
Serrinha ²	Granito / horizonte C	58	12	34,7	34,4
SC - 401 ²	Granito / horizonte C	22	0	39,2	40,1
Praia Mole ²	Granito / horizonte C	11	7	48	43,3
João Paulo ²	Granito / horizonte C	18	4	38,6	37,3
Cacupé ²	Granito / horizonte C	18	6	37,1	35,2
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	92,3	16	27	32
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	17,9	0	36	35
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	8,9	-	42	-
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	25,6	-	37	-
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B	37,1	32,5	25	25
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B/C	33,1	20,4	30	28
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte B	-	9,1	-	34
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte C	-	4	-	30
Amostra 1 ⁴	Granito / Horizonte C	21,6	15,9	41,5	30,9
Amostra 2 ⁴	Granito / Horizonte C	22,7	4,16	41,3	30,4
Amostra 3 ⁴	Granito / Horizonte C	46,9	6	30,9	35,4
POA Ponta Grossa ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	-	-	-
CD ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	20,7	38	36
CL ⁵	Granito / Horizonte C	43,5	36,5	41	35
CT ⁵	Granito / Horizonte C	61,9	34,4	35	29
Algarve ⁶	Granito / Horizonte C	-	0,87	-	46,5
Algarve ⁶	Granito / Horizonte B	-	2,03	-	36
PVg ⁷	Granito / Horizonte C	43,5	29	34	30

Autores: ¹Raimundo et al. (2002) / ²Beviláqua (2004) / ³Santos (1997) / ⁴Meirelles e Davison Dias (2004) / ⁵Bastos (1991) in ²Beviláqua (2004) / Bastos (1991) / ⁷Davison Dias (1987).

Tabela 5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento típico de solos do sul do Brasil, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sobre condições naturais e inundadas. Fonte: Covolo (1996).

Local	Parâmetros de resistência (cisalhamento direto)			
	Umidade natural		Inundados (24h)	
	C (kN/m ²)	β o	C (kN/m ²)	β o
Anta Gorda*	41	33	35	32
Soledade*	65	23	25	23
Passo Fundo*	43	26	27	24
Tapera*	60	20	30	22
Marau*	50	16	27	22
Carazinho*	26	26	20	23
Maringá**	8,5	32	4,5	26
Goio-Ere**	17	24	5,8	25
Mandaguari**	12	28	5,0	26

Obs.: * Solos porosos do planalto do RS, valores médios de Dias e Gehling, 1983.

** Solos porosos do Paraná, Milititsky e Dias, 1985.

Tabela 6 – Síntese dos resultados dos parâmetros de resistência, granulometria e erodibilidade de solos residuais do horizonte C, cambisolos de granito das regiões de Tubarão (SC) Fonte: Higashi (2006).

Pontos de Estudo	Pedreg. (%)	A.G. (%)	A.M. (%)	A.F. (%)	Siltite (%)	Argila (%)
01_ Teor de umidade natural	0	0	18,62	24,7	26,76	29,92
01_ Seco ao ar 72h	0	0	25,9	26,82	16,07	31,21
03_ Teor de umidade natural	0	0	24,45	38,77	8,89	27,89
04_ Teor de umidade natural	0	0	28,34	8,83	32,04	30,79
05_ Teor de umidade natural	0	0	59,01	33,4	-	-
06_ Teor de umidade natural	0	0	26,9	19,66	0,08	53,36
06_ Seco ao ar 72h	0	0	24,93	23,33	18,92	32,82
07_ Teor de umidade natural	0	0	14,81	34,34	36,46	14,39
07_ Seco ao ar 72h	0	0	14,06	29,77	40,21	15,96
09_ Teor de umidade natural	0	0	16,33	35,66	16,85	31,16
09_ Seco ao ar 72h	0	0	19,07	35,54	1,43	43,96
11_ Teor de umidade natural	0	0	47,83	33,3	-	-

Pontos de Estudo	Coesão (kPa)		Δc (%)	Critério de erodibilidade (Bastos, 1999)
	Natural	Inundada		
Ponto 01	15,30	11,00	28,10	Não Erodível
Ponto 03	33,43	3,58	89,29	Erodível
Ponto 04	104,13	13,40	87,13	Erodível
Ponto 05	36,15	12,99	64,07	Não Erodível
Ponto 06	55,18	0,00	100,00	Erodível
Ponto 07	8,62	1,36	84,22	* Erodível
Ponto 08	37,31	11,84	68,26	Não Erodível
Ponto 09	17,24	10,95	36,48	Não Erodível
Ponto 11	39,90	7,30	81,70	* Erodível

Nota: *solos muito próximos ao limite de aplicação do critério de Bastos (1999) – considerados erodíveis.

Comparações entre estados estruturados e desestruturados, com o mesmo teor de umidade e índice de vazios inicial foram feitas por Bishop e Henkell (1951). Autores como Schofield e Wroth (1968), Houlsby (1981,1982), Burland (1990) e Atkinson (1996), analisaram os efeitos da estruturação do arcabouço sólido através da curva normal intrínseca do solo. Mais recentemente a medida indireta da resistência à tração, obtida pelo ensaio de compressão diametral, tornou-se muito satisfatória para medições da coesão (SANGREY, 1972; MACCARINI, 1987). Outra estimativa muito usual é obter a envoltória de ruptura, utilizando o ensaio de cisalhamento direto, para os solos estruturados, nas condições naturais e inundadas, removendo por tanto, os efeitos da coesão aparente. Exemplificando as Tabelas 4 e 5 trazem uma síntese do trabalho de alguns pesquisadores. A Tabela 6 traz uma síntese da pesquisa de Higashi (2006). Ainda na Tabela 4, Higashi (2006), sintetizou os trabalhos de Davison Dias (1987), Dias e Gheling (1983), Bastos (1991), Raimundo (2002), Bevilaqua (2004), Santos (2007), que utilizaram o ensaio de cisalhamento direto nas condições naturais e inundados, para solos residuais derivados do clã granítico da região sul do Brasil.

Outro aspecto importante diz respeito à condição não saturada dos materiais estruturados. Tentar-se-á fazer uma abordagem superficial sobre este fenômeno. Simplificadamente a água dos solos subdivide-se em livre e retida. Com a secagem dos solos, a água livre é transportada dos vazios por evaporação ou gravidade, porém a água retida permanece aderida às partículas, devido às forças capilares e eletroquímicas (SCHREIMER, 1988). Na proporção que o solo continua secando, ocorre uma tendência de contração do arcabouço sólido e, a água por sua vez, tem a tendência em ocupar os menores vazios assim diminuindo cada vez mais o raio dos meniscos capilares na interface ar-água, conseqüentemente, deixando a água cada vez mais aderida às partículas. Estes efeitos aumentam continuamente, enquanto o teor de umidade diminui, e, interferem de forma significativa, na liberdade de movimento do arcabouço sólido, acabando por “prender” as partículas sólidas umas às outras, equivalendo-se a uma ligação interpartículas (CRUZ, 1996). Este complexo sistema de interação ocasiona o que denominamos de coesão aparente. Estes efeitos são reduzidos a valores muito pequenos, com a entrada da água nos vazios, portanto é um estado temporário, e não deve ser computado como um mecanismo de resistência ao cisalhamento verdadeiro e permanente dos solos. Nos solos residuais de granito a macroestrutura é muito sensível à presença de água, e poderá desagregar rápida e bruscamente, na presença desta.

Este fenômeno é muito complexo e um tanto ainda desconhecido, dependente de muitas variáveis, como a entrada do ar no sistema, e os agentes físico-químicos e termodinâmicos, como observar-se na Figura 29. Muitos trabalhos relevantes foram realizados como, por exemplo, os trabalhos de Fredlund e Morgenstern (1977).

Para Cruz (1996) os solos não saturados são regidos pelo excesso de tensão sobre a tensão do ar ($\sigma - u_{ar}$), as tensões que ocorrem nas áreas de contato ($\sigma'_{verdadeiro}$) e a ação da sucção matricial ($u_{ar} - u_{água}$).

$$(\sigma = \sigma' + u) \rightarrow \tau = c + \sigma' \text{tg}(\phi') \quad [1 \text{ e } 2]$$

Equações 1 e 2 – O princípio da tensões efetivas de Terzagui (1) e a equação da resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb (2).

Fonte: Terzaghi; Peck; Mesri (1996).

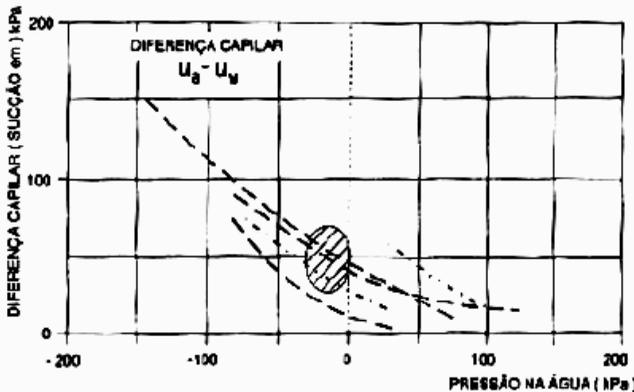


Figura 28 – Medidas de laboratório e campo da diferença entre a pressão no ar e na água, em função da pressão na água.

Fonte: Cruz (1996).

Cruz (1996) na Figura 28 traz uma associação das tensões desenvolvidas em solos não saturados, sintetizando, autores como: Bishop et al., 1964; Vaughan, 1973; Sherard, 1981 apud VAUGHAN, 1990. Muitas equações foram propostas, para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, partindo de Bishop (1959) que por sua vez, emanou dos princípios das tensões efetivas de

Terzaghi (1923) e da equação de Mohr-Coulomb. Abaixo se exemplificam as duas hipóteses:

$$\sigma' = \sigma - [u_a - \lambda(u_a - u_w)] \rightarrow \tau = c' + (\sigma - u_a + \lambda(u_a - u_w)) \cdot \tan \phi'$$

[3 e 4]

Equações 3 e 4 – Nova proposição de Bishop (1960) para as tensões efetivas dos solos no estado não saturado (3) e a equação da resistência ao cisalhamento de Bishop para solos não saturados (4).

Fonte: Bishop; Alpan; Blight; Donald (1960).

Onde:

σ' – Tensões normais efetivas;

σ – Tensões normais totais;

u – Tensões neutras ou poro-pressão;

λ – Parâmetro dependente do grau de saturação da amostra;

u_a – Tensão no ar;

u_w – Tensão na água;

$(u_a - u_w)$ - Sucção matricial (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977);

ϕ' - Ângulo de atrito interno do solo nas condições efetivas.

Observa-se que solos ressecados, em geral, trincam, e neste caso a resistência da massa deste solo fissurado, deve ser considerada sobre outro enfoque físico (CRUZ, 1996).

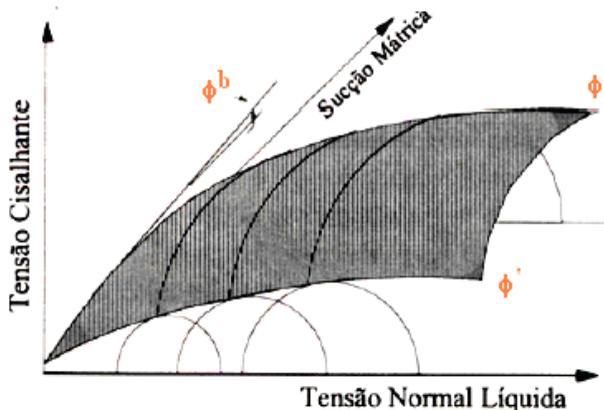


Figura 29– Envoltória estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados. Fonte: Adaptado de Fedlund e Rahardjo (1993).

Muitos modelos físicos teóricos têm sido elaborados, na tentativa de explicar, o complexo mecanismo de resistência ao cisalhamento e compressibilidade do arcaço sólido dos solos estruturados.

Parece que todos os modelos modernos, originam-se da interpretação preconcebida de Vargas em 1953.

Vargas (1953) brilhantemente chamou atenção sobre a importância da ação das forças de cimentações entre partículas nos solos. Concluindo que diferentemente das argilas sedimentares pré-adensadas, em que o estado de pré-adensamento está correlacionado diretamente à história de tensões das mesmas, os solos residuais estruturados por cimentações entre partículas, apesar de se encontrarem num estado similar ao pré-adensado sedimentar, possuem uma notável diferenciação, pois o seu estado de pré-adensamento não possui ligação direta com a história de tensões, mas sim com as cimentações entre as partículas (estruturas). Por isso para os solos residuais estruturados, Vargas (1953), denominou a tensão de pré-adensamento destes, de tensão de pré-adensamento virtual.

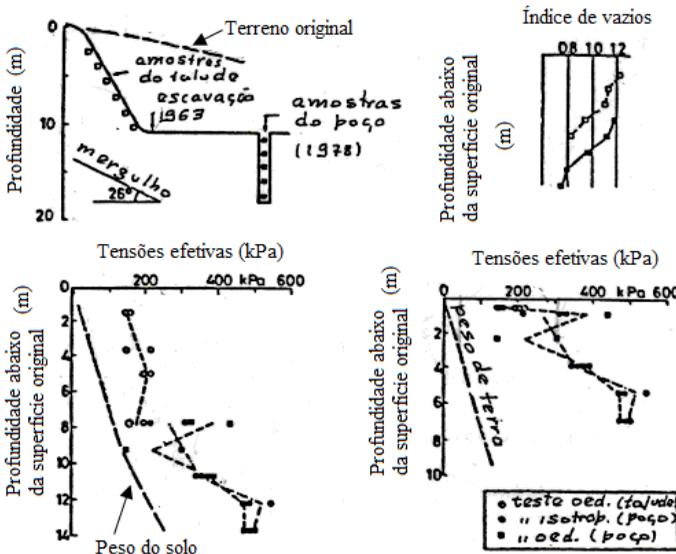


Figura 30 – Estudos sobre a tensão de pré-adensamento virtual em um solo residual de gnaiss. Fonte: Maccarini (1987).

Devido à tensão de pré-adensamento, estes solos, apresentam tensões efetivas, maiores do que a tensão efetiva promovida pelo

confinamento esperada, devido ao peso próprio dos solos acima deste ponto, conforme se pode observar na figura 30, que traz dados da pesquisa de Maccarini (1980). Apesar deste progresso no entendimento da compressibilidade dos solos estruturados, ainda existem muitas lacunas em aberto, e o processo real ainda não está totalmente entendido pela engenharia atual (BRESSANI, 1990).

Experimentalmente, muito do exposto sobre compressibilidade está confirmado. Para a compressibilidade a mesma lei, ou seja, a teoria do adensamento de Terzaghi (1925), que governa as argilas sedimentares é válida para os solos residuais. Aparentemente as curvas de compressibilidade dos solos residuais são semelhante às curvas de argilas sedimentares (MACCARINI, 1993).

Na Tabela 7 segue os ensaios de compressão axial confinada (ensaio de adensamento), e os valores da tensão de pré-adensamento virtual determinada pelo método de Pacheco Silva (ABNT, 1990), e dos índices de compressão e de recompressão, para solos residuais de granito da região sul do Brasil, sintetizados por Higashi (2004).

Tabela 7 - Síntese das propriedades de compressibilidade para solos residuais oriundos de granitos da região de Florianópolis (SC) e Porto Alegre (RS), por Santos (1997), Bevilaqua (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991). Fonte: Higashi (2006).

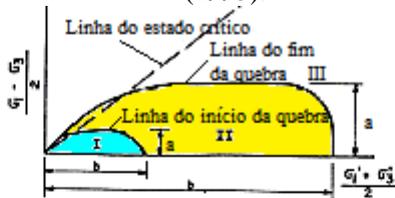
Ponto de Estudo (Solos de granito)	Horizonte	Cc		Cr		Pressão de pré-adensamento (kPa)	
		Natural	Inundada	Natural	Inundada	Natural	Inundada
Ilha-PVg1 ¹	B	0,232	0,258	0,026	0,022	120	15
Ilha-PVg1 ¹	C	0,308	0,207	0,009	0,022	130	73
Itacorubi-PVg2 ¹	B	0,630	0,269	0,014	0,019	310	190
Itacorubi-PVg2 ¹	B/C	0,329	0,229	0,01	0,021	220	150
Itacorubi-PVg2 ¹	B/C	0,28	0,63	0,03	0,06	180	158
Canasvieiras-Cde ¹	B	-	0,138	-	0,002	-	45
Araquás ²	C	0,303	0,1238	0,089	0,066	280	60
Cacupé ²	C	0,204	0,332	0,053	0,035	330	260
S. Lagoa ²	C	0,186	0,2458	0,05	0,08	175	96
SC - 401 ²	C	0,1328	0,1238	0,033	0,033	55	45
Santana ¹	C	0,19	0,29	0,003	0,027	190	160
Independência ¹	C	0,29	0,27	0,04	0,06	228	194
Ponta Grossa ¹	C	0,33	0,27	0,05	0,06	223	106

NOTA: Santos (1997)¹ / Bevilaqua (2004)² / Davison Dias (1987)³ / os valores apresentados por Bastos (1991)⁴ correspondem a valores médios

Maccarini (1987), no Imperial College (U.K), realizou ensaios com solos artificiais composto por quartzo, caulim queimado a 1100°C e, como agente ligante uma lama de caulim natural aquecido em

diversas temperaturas, com tempos variados, controlando a porosidade e o grau de cimentações com técnicas específicas, assim não dependendo das complicações de amostragem e uniformidade de amostras naturais. Realizou uma campanha de ensaios, compostas por compressões uniaxiais não confinadas, diametrais e triaxiais, submetendo os solos a carregamentos nos campos isotrópicos e anisotrópicos, visando: mapear os pontos de quebra das cimentações; separar os efeitos da porosidade, da componente de ligação do grau e da degradação do agente cimentante.

Tabela 8 – Parâmetro indicativo da geometria das linhas de quebra das cimentações e a resistência à tração para alguns solos. Fonte: Maccarini (1993).



Solo	índice de vazios	resist. à tração (kPa)	compressão simples (kPa)	Autor	a/b	
					1ª linha de quebra	2ª linha de quebra
13/30/57	1.00	3.2	-	Maccarini (1987)	0.30	0.22
13/30/57	0.70	5.2	-		0.32	0.25
13/30/57	0.50	7.2	-		0.29	-
13/30/57	0.50	7.2	-		0.29	-
solo de basalto	fraco	1.49	10 - 20	Sangrey (1972)	0.18	0.26
solo de basalto	forte	1.21	350		0.29	0.27
Labrador clay	0.89	3.2 - 8.0	-	Sangrey	-	0.29
Leda clay	1.17	2.0 - 8.2	-	(1972)	-	0.27
Chalk	0.68	-	-	Addis (1987)	-	0.27
Solo Vulcânico (Ilhas Canárias)	2.2	-	-	Uriel e Serrano (1973)	-	0.17
Solo Vulcânico (Ilhas Canárias)	3.0	-	-		-	-
Solo Vulcânico vermelho do Kenya	1.47	-	-	Bressani (1990)	-	0.30
Corinth Mar da Grécia	0.54	9.0	-	Kavvas (1990)	-	0.26
(Bressani, 1990)	0.54	16.0	-		-	-

Nota: a e b representam valores máximos

Entretantos aspectos, em sua pesquisa, avistou dois pontos característicos, “first bond yield line and second or final bond yield line”, o primeiro marcava o início da quebra das cimentações e o segundo a destruição total destas. Por sua vez, estes pontos separavam o espaço tensão-deformação, em três regiões distintas (I, II e III).

A Tabela 8 traz uma síntese da análise das linhas de quebra das cimentações. A primeira caracterizada por todas as cimentações estarem intactas, a segundo intermediária, caracterizada pela mudança de mecanismo, devido à quebra gradual das cimentações e concomitantemente mobilização do ângulo de atrito, e a terceira com todas as cimentações destruídas.

Vaughan (1985) e Maccarini (1987) com estas conclusões, experimentalmente, abriram espaço, traçando o caminho, para que diversos pesquisadores, mundo a fora, formulassem hipóteses e modelos físicos para os solos estruturados.

Entre tantas hipóteses, se descreverá, sucintamente, os dois principais modelos atuais aplicados para análises de solos estruturados: o modelo de Leroueil e Vaughan (1990) para compressibilidade; e o modelo de Coop e Atkinson (1993), para tensões e deformações.

Leroueil e Vaughan (1990) utilizaram areais artificiais cimentadas por carbonato de cálcio, fazendo uso de diversos ensaios de compressão isotrópica e compressão confinada para estudo das relações entre tensões e deformações, concomitantemente cruzando dados obtidos para os solos naturalmente cimentados, com outros solos artificialmente cimentados, identificaram no espaço tensão média e índice de vazios, dois espaços característicos e diferenciados para um mesmo solo, comum aos solos artificiais e naturalmente estruturados, como ilustrado na Figura número 31.

O espaço possível à estrutura é visualizado pela região hachurada na Figura 31, onde os solos estão sobre influência das cimentações entre partículas e da tensão de pré-adensamento virtual, e o espaço desestruturado, possível a todos os estados estruturais, onde já não existem mais influências das cimentações entre partículas (Figura 31).

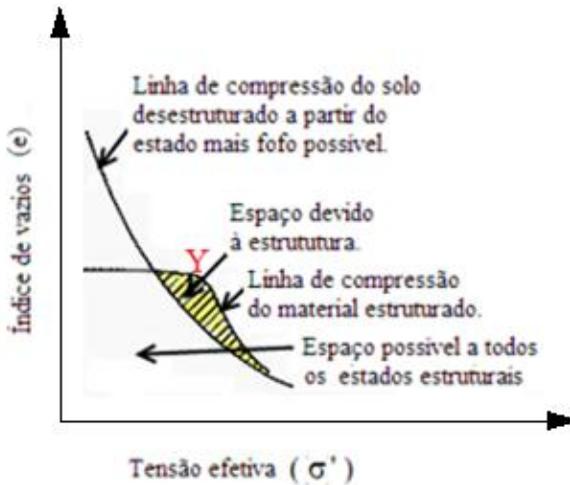


Figura 31 - Comparação entre o mesmo solo em condições estruturadas e desestruturadas no espaço tensões efetivas e índice de vazios (σ' , e).

Fonte: Adaptado de Leroueil e Vaughan (1990).

Ainda na Figura 31, é possível visualizar a linha de compressão que separa as duas regiões e o ponto Y que é a tensão de cedência, que por sua vez é correspondente à tensão de pré-adensamento virtual (CRUZ, 1996).

Coop e Atkinson (1993), utilizando ensaios de cisalhamento e compressão triaxial, estudaram a relação entre tensões e deformações de materiais naturalmente cimentados e, concluíram que esta relação é dependente fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no estado estruturado. Com base nisso idealizaram um comportamento para os solos com cimentações entre partículas, dividindo seu comportamento em três classes de níveis principais, com relação à linha de estado crítico e a curva de plastificação, como ilustrado na Figura 32.

A primeira classe (1, na Figura 32) delimita o comportamento dos solos em que o cisalhamento se dá como se o solo não fosse cimentado, ou seja, a tensão efetiva aplicada é tão alta, que ultrapassa o limite de resistência proporcional (yield point), superando também a tensão de cedência, plastificando o material durante a compressão isotrópica, também denominado de fabric-dominated.

A segunda classe (2, na Figura 32) acontece para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra das cimentações se dará durante o cisalhamento concomitantemente com a mobilização gradual do atrito, e a partir do ponto de plastificação, a resistência será governada pelo atrito entre as partículas, pois a colaboração da cimentação é muito pequena. A curva tensão deformação caracteriza-se inicialmente por um pronunciado regime elástico, seguido por ponto de plastificação.

Na terceira classe (3, na Figura 32) o material é cisalhado a baixos níveis de tensão efetiva em relação ao grau das cimentações, que agora governa seu comportamento, e a relação tensão e deformação, é pronunciada pela formação de acentuada tensão de pico, também denominado material bonding-dominated.

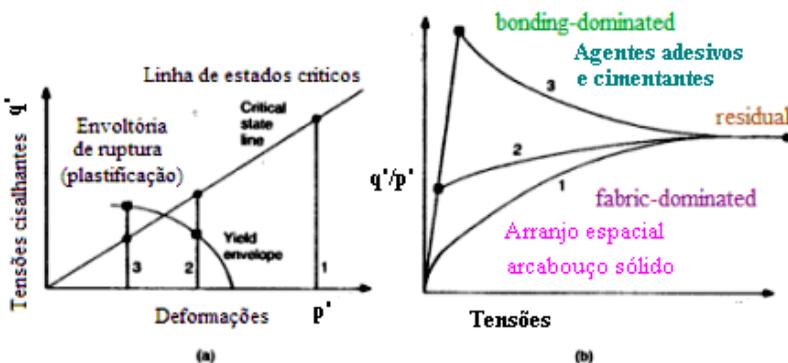


Figura 32 - Modelo idealizado por Coop e Atkinson, 1993: a) Trajetória de tensões; b) Espaço tensões-deformações. Fonte: Coop e Atkinson (1993).

Estudos recentes revelam que o aumento das cimentações ou das tensões confinantes, aumenta a resistência ao cisalhamento dos solos, e estão associadas à formação de uma resistência de pico bem definida, aumentando à tendência à fragilidade, rigidez, e que por outro lado, diminuem a dilatação e a tendência ao excesso de poro-pressão negativa (HAERI; HAMIDI; ASGHARI; HOSSEINI; TOLL, 2005).

Prietto (2004) confirmou o que Sangrey (1972) e Vaughan (1988) já haviam observado em partes, depois de uma campanha de ensaios de compressões e triaxiais, seguido de análises estatísticas, sobre uma grande quantidade de ensaios já realizados pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, ao longo dos últimos anos, concluiu que o comportamento frágil e rígido, observado para tensões de confinamento

baixa, muda de forma gradual para dúctil e plástico, à medida que as tensões confinantes aumentam. Que de uma forma geral o comportamento tensão-deformação de um solo cimentado, pode ser descrito, como sendo inicialmente muito rígido e linear até o ponto de plastificação (yield surface ou yield locus), que é bem definido, a partir do que o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil. O comportamento pós-pico sugere a existência de estado último, onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial (PRIETTO, 2004).

2.3.4 A anisotropia e a heterogeneidade

A anisotropia é um fenômeno que faz com que as características intrínsecas e essenciais de algum material, dependam da direção em que ocorrem as propagações, de determinado fenômeno físico.

Obviamente pode-se imaginar que há uma relação direta entre anisotropia e heterogeneidade.

O conceito de heterogeneidade denota por si próprio, o significado da mecânica do não contínuo (descontínuo), que estuda o comportamento da massa de um material, que é composto por partes de diferente natureza, sendo sobre certo ponto de vista, uma perfeita descrição para os solos residuais, que por isso resiste e comporta-se de maneira desuniforme (MELLO, 1973).

Casagrande e Carrilho (1944) distinguiram dois tipos de anisotropias. A anisotropia inerente, que ocorre devido às características preferenciais de orientação das partículas e de seus constituintes, durante a formação do solo. E a anisotropia induzida, que se deve às causas físicas transformadoras da estrutura original, que atuaram e atuam no solo durante sua história geológica. Para os solos sedimentares a anisotropia é vinculada a sua formação e história de tensões, por outro lado para os solos residuais, a anisotropia está vinculada à configuração herdada pela rocha mãe (REIS, 2004).

Maccarini (1980), valendo-se de ensaios de cisalhamento direto, analisou em laboratório as características anisotrópicas, de um solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUCRJ. Os ensaios foram realizados com solo na umidade natural; o ângulo entre a superfície de ruptura induzida e os planos de xistosidade do solo, (β), foram fixados em 0°, 45° ou 90°. A Tabela 9 mostra os valores de coesão e ângulo de atrito, encontrados para os diferentes valores de (β).

Tabela 9 – Índice de vazios inicial, intercepto coesivo e ângulo de atrito interno. Fonte: Maccarini (1980).

Ângulo entre a superfície de ruptura e a xistosidade (β)	e_0	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)
0 $^\circ$	1,12	46	31,4
45 $^\circ$	0,94	60	33,0
90 $^\circ$	1,02	59	32,6

O autor conclui que os parâmetros de resistência ao cisalhamento não foram significativamente afetados, e que houve deformações na ruptura menores nas direções das xistosidades (MACCARINI, 1980).

Seguindo uma tendência, outros muitos pesquisadores como: Reis (2004); Reis e Azevedo (1999); Pastore, (1992); Maciel (1991); Costa Filho e De Campos (1991); Vaughan e Kwan (1984); Höek (1983); Maccarini (1980); Donath (1964); acharam mais comportamento isotrópico do que anisotrópico nas massas de solos analisadas, somente encontrando significantes anisotropias nos solos residuais de granito e gnaiss, no que se refere à componente ligada ao intercepto coesivo.

Estes solos por possuírem uma aparência heterogênea, nos induzem a achar também que são anisotrópicos, o que não se confirmou experimentalmente, pelos menos, para os solos residuais oriundos do clã granítico brasileiro.

Abaixo segue alguns dados ilustrativos de diversos autores, que procuraram comportamentos anisotrópicos, conforme as xistosidades, estratificações e o grau de intemperismo dos solos residuais de gnaisses e granitos (Tabelas 10, 11, 12 e 13).

Tabela 10 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual de gnaiss. Fonte: Costa Filho e De Campos (1991).

Direção da estratificação	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)
Xistosidade paralela	31	28,5
Xistosidade cruzada	10	30,5

Tabela 11 – Valores de coesão e ângulo de atrito em ensaios de cisalhamento direto de solos saprolíticos com estrutura relíquiar (Pastore, 1992). Fonte: Cruz (1996).

Rocha de origem	Estrutura reliquiar e tipos de solo	Resistência ao cisalhamento direto						Condição de ensaio	Referência	Observações
		Paralelo		Perpendicular		Residual				
		c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_r (kPa)	ϕ_r (°)			
Quartzito ferrífero	lamelar silte arenoso	2	37	50	44	-	-	parcial/e saturado	Sandroni (1981)	
		0								
Quartzito micáceo	xistosa areia xistosa	40	22	45	27	-	-	parcial/e saturado		
Migmatito	bandada bandas ricas em mica	40	20	52	23	-	-	parcial/e saturado	Campos (1974)	
		30	21	49	22	-	-			
Xisto	lamelar silte arenoso	78	28	100	27	-	-	parcial/e saturado	Durci e Vargas (1983)	
Filito micáceo	xistosa silte	10	29	60	41	-	-	parcial/e saturado	apud Maciel (1991)	
Filito		0	18	0	24	-	-	-	De Fries (1971) apud Deere e Patton (1971)	
Migmatito micáceo	bandada silte arenoso	8	22	-	-	3	17	parcial/e saturado	Ilha	ϕ_r e c_r determinados paralelos, foliação
		9	19	-	-	0	18			
		35	22	60	26	24	20			
Migmatito pouco micáceo	bandada silte arenoso	15	26	-	-	4	23	parcial/e saturado	Solteira (1986)	
		13	40	-	-	0	33			
		0	36	-	-	0	33			
		27	24	-	-	27	23			
Gnaisse	Silte arenoso	45,1	34,6	38,2	35,8	-	-	parcial/e saturado	Campos (1989)	
		27,3	27,8	27,2	29,2	-	-			

Tabela 12 – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaisse Fonte: Reis (2004).

Solo Residual	Direção de cisalhamento	c (kPa)	ϕ (°)
Maduro	Vertical	19,2	31
	Perpendicular	9,5	30
Jovem	Vertical	17	28
	Perpendicular	19,4	29
	Paralela	26	28

Tabela 13 – Síntese dos resultados obtidos, comparando as propriedades da massa de solo com um plano de fraqueza composto por material argiloso da própria massa. Fonte: Raimundo (2002).

Discriminação		Superfície de Ruptura - Horizonte C (Granito)	Plano Argiloso
Análise Granulométrica	% argila	14,69	76,15
	% silte	33,07	17,31
	% areia fina	17,51	6,24
	% areia média	30,71	0,30
	% areia grossa	1,70	-
	% pedregulho	2,32	-
Limites de Atterberg	LL (%)	36,73	108,73
	LP (%)	23,17	23,17
	IP (%)	13,56	85,56
Densidade Real	δ	2,68	2,67
Peso específico médio	γ natural (KN/m ³)	17,2	16,8
	γ seco (KN/m ³)	14,1	13,4
Umidade média	h (%)	22	48
Parâmetros de Resistência :	$C_{estado\ natural}$ (KN/m ²)	42,25 (Topo) 17,79 (Pé)	8,14
	$C_{inundado}$ (KN/m ²)	16,82 (Topo) 5,75 (Pé)	2,12
Coesão (C) e Ângulo de Atrito (ϕ)	$\phi_{estado\ natural}$ (°)	36,7 (Topo) 40,3 (Pé)	37,7
	$\phi_{inundado}$ (°)	32,4 (Topo) 35,5 (Pé)	26,6

Partindo da presunção de que os solos residuais tendem a preservar a estrutura reliquiar herdada da rocha matriz, podemos então dizer, que a heterogeneidade presente em tais solos, será reflexo direto da heterogeneidade da rocha mãe. Deste pressuposto, uma possível explicação aparece, pois as rochas sem foliação ou acamamentos, como os granitos, basaltos, metabasaltos e argilitos, tendem a ser mais uniformes ou apresentarem nucleações ou blocos mais ou menos alterados, numa massa de solo já desagregada. Já os solos derivados de rochas metamórficas podem apresentar uma heterogeneidade de comportamento associada à xistosidade, foliação, bandeamento composicional, etc., comuns nos xistos, migmatitos, folhelhos e gnaisses, ilustramos um exemplo na Figura 33 (PASTORE et al., 1994; CRUZ, 1996).

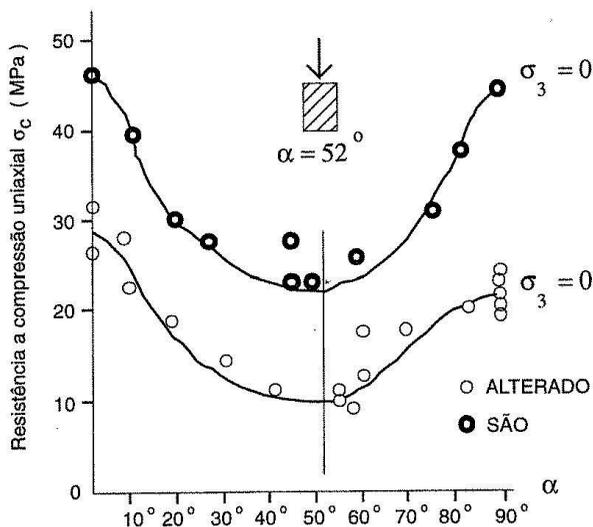


Figura 33 – Variação da resistência à compressão uniaxial de filito com a inclinação dos planos de foliação (Sabatakakis; Tsiambaos, 1983, apud Papadopoulos; Marinos, 1991, in Pastore, (1992). Fonte: Cruz (1996).

Ainda quanto à anisotropia induzida, Vaughan et al. (1988) afirmou que o efeito de tensões prévias as quais os solos residuais tenham sido submetidos, durante sua formação, será pequeno, pois segundo o autor, haverá um descarregamento vertical menor do que o descarregamento horizontal e, durante o intemperismo, estes efeitos anulam, qualquer efeito, anterior de tensões prévias, estando, portanto, a estrutura atual em equilíbrio e associada ao seu atual estado de tensões. Por outro lado Cruz em 1996, afirma que a dilatação irá ocorrer na direção vertical, ficando impedida na direção horizontal, devido à liberação de minerais expansivos durante o processo de intemperismo, ocorrendo à tendência do estado de repouso (K_0) aproximar-se do estado passivo (K_p).

Atenta-se que os autores divergem quanto à direção hipotética do alívio das tensões.

3 MATERIAIS, OBSERVAÇÕES REALIZADAS E MÉTODO EXPERIMENTAL

3.1 A seleção de materiais e a amostragem

A abordagem experimental constitui a base sólida sobre a qual o arcabouço conceitual e os modelos constitutivos devem ser construídos, pois permite a identificação das diferentes variáveis do comportamento geotécnico e a avaliação dos seus efeitos relativos, isolados e acoplados sobre as principais propriedades dos materiais, tanto para solos sedimentares quanto para os residuais.

A essência da experimentação, é a procura pelo modelo experimental mais realista e representativo de um fenômeno em estudo, cujas conclusões são fundamentadas na observação e no raciocínio lógico.

Por isso são fúteis e cheias de erros as ciências que não nascem da experimentação, mãe de todo conhecimento (DA VINCI, 1452-1519).

O principal enfoque do trabalho é pesquisar solos com coesão verdadeira proporcionada pela estruturação do arcabouço sólido, devido às cimentações entre partículas. Neste sentido, os solos residuais provenientes do clã granito, abundantes na região sul, essencialmente foram uma opção de pesquisa ideal, visto a tendência que esta rocha mãe possui, em formar solos residuais granulares, sem a presença ou com uma presença mínima de argilo-minerais, portanto, potencialmente estes solos, seriam capazes de formar os solos que se desejava. Na prática, ocorreu um pouco diferente. Encontrou-se uma grande influência da coesão aparente, devido a sua condição não saturada, pois estes solos ocorriam em encostas naturais acima da linha do lençol freático. Deparou-se também com uma presença significativa de argilo-minerais, ao longo do manto residual para as amostras estudadas.

Na prática, antes de se começarem os serviços de campo propriamente ditos, procurava-se identificar zonas passíveis de estudos, escolhendo e descartando regiões, utilizando como principais recursos: Mapeamento de cadastro Geotécnico encontrado em Santos (1997) Figura 39, página 99; Figura 38 extraída do Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina de 1986 (escala 1:500.000), página 98; Mapa geológico da Ilha de Santa Catarina de Caruso Junior, escala 1:100.000 (1993). Utilizavam-se inclusive resultados dos ensaios de cisalhamento direto já realizados, em solos semelhantes, como os de Bevilacqua (2004)

e os de Dias e Gehling (1985). Ainda para descartar regiões onde se teria a possibilidade de ocorrer, solos com valores de coesão aparente elevada, ou alguma outra propriedade indesejada, não obstante, seguiram-se algumas recomendações do experiente geólogo e ex-professor da UFSC Vitor Hugo Teixeira.

Alguns critérios de escolha foram estabelecidos como:

- Maciços constituídos por solos residuais preservados, expostos em corte há pouco tempo, pois assim se teriam poucas chances de alterações em sua estrutura natural;

- Rocha mãe pertencente ao clã granítico, o que daria grandes chances de se encontrar solos granulares com pouca presença de argilo-minerais. Assim, quando se achasse coesão verdadeira na massa de solo, poder-se-ia supor que esta fosse principalmente devida a algum agente de cimentação entre as partículas;

- Rocha mãe semelhante para os solos, ou pelo menos do mesmo clã, granítico, assim poder-se-ia comparar e extrapolar dados;

- Certa proximidade da Universidade Federal, por questões de custo-benefício.

Depois de selecionadas tais regiões, procuravam-se taludes escavados há pouco tempo, visando o mínimo de alterações na massa de solo.

Não se teve dificuldades em localizar encostas naturais expostas há pouco tempo às intempéries, pois haviam ocorrido muitos deslizamentos devido às grandes chuvas que assolaram o estado em novembro do ano de 2008.

Desejava-se também que o manto residual de solo fosse constituído por materiais com propriedades geotécnicas governantes, variando dentro de uma ampla faixa de valores e, que não fossem constituídos por uma textura grosseira, para que não se tornasse inviável a moldagem dos corpos de prova em laboratório, portanto, se procurava solos com textura variando de média a fina, sem presença de materiais grosseiros, como pedregulhos e areia grossa. Que a coesão fosse governada pelas cimentações entre partículas e, que não desagregasse em presença da água, o que foi muito difícil na prática.

Das regiões exploradas, encontraram-se os materiais compatíveis com o que se desejava, em quantidade suficientemente razoável para pesquisa, somente na região de São Pedro de Alcântara (Figura 37). Não obstante, incluiu-se no trabalho como valores comparativos, também os dados de pesquisa exploratória realizada nas regiões rejeitadas como as regiões de Florianópolis e Colônia Santana (Figura 37, pág.97).

O programa de saídas de campo para coleta de amostras foi realizado durante o período de setembro de 2009 até abril de 2010. Os serviços de campo em geral foram bem dificultosos, pois as regiões eram de difícil acesso e as estações muito chuvosas. Os ensaios de laboratório iniciaram em outubro de 2009 e se estenderam até junho de 2010.

A primeira etapa dos serviços foi o procedimento padrão de coleta de material, considerando-se todas as premissas expostas acima, escolhiam-se dentro da encosta recentemente exposta, lugares onde visivelmente tinham ocorrido menores perturbações. Nestes lugares, para obtenção de material de coleta, escavava-se eliminando a capa superficial, com aproximadamente 50cm, sujeita as variações volumétricas devido às mudanças no teor de umidade, e ao transporte de materiais devido principalmente à erosão, agente que atua intensamente nestes solos, inclusive com formação intensa de voçorocas. Também se rejeitavam material aparentemente coluvionar ou de outras origens sedimentares.

As amostras deformadas foram coletadas em sacos plásticos, visando ensaios de caracterização. Amostras indeformadas em forma de blocos, envoltas por sacos plásticos, acomodadas em caixas de madeira, cobertas por serragem, posteriormente armazenadas dentro da câmara úmida, visando à integridade e representatividade, segundo a preservação do teor de umidade natural. Posteriormente, objetivava-se extrair e moldar destas amostras, corpos de prova, para a realização dos ensaios de perda de massa por imersão em água, expansão, cisalhamento direto e compressão diametral. Foram coletados em torno de 35 blocos indeformados, com volume cúbico aproximado de 15x15x15cm. Devido às fracas cimentações de alguns solos houve muitas quebras de blocos e amolgamentos.



Figura 34 – Visualização de coleta de amostra de bloco indeformado do solo A2SPA.



Figura 35 – Amostragem de blocos indeformados dos solos A1 (esquerda) e região de amostragem dos solos A2, A8 e A9 (direita).

Procurou-se seguir as recomendações técnicas vigentes conforme a NBR 9604/1986b, NBR 9820/97, NBR 6457/1986a, BSI 1377/1975 e ASTM STP 479.

Destes 35 blocos, foram aproveitados apenas 27 (vinte e sete) amostras indeformadas. O inaproveitamento se deve as chuvas, quebra de blocos, choques acidentais, objetivos exploratórios e retrabalhos diversos. Nas Figuras 34 e 35 ilustram-se exemplos de amostragem.

Ainda em campo, fazia-se um pré-teste, inundando uma pequena amostra de solo em um pote de água. Descartavam-se solos com desagregações significativas. Com este procedimento visava-se evitar que se coletassem solos extremamente sensíveis a presença de água.

3.2 O conceito de perda de massa por imersão em água (PMI)

Devido à utilização do conceito de perda de massa por imersão, ainda em campo como critério de seleção das amostras, neste momento se introduz este conceito.

Partiu-se do pressuposto de que um solo com cimentações entre partículas, onde o agente cimentante não é removível pela água, pelo menos em um curto período de tempo, deverá se manter estruturado, mesmo sem tensões confinantes ao seu entorno ou quando submerso em água, como exemplificado na Figura 36. Segundo Maccarini (1996) um material cimentado deve apresentar uma resistência à tração verdadeira,

mesmo quando a tensão efetiva é nula, ilustra-se este conceito na Figura 36.

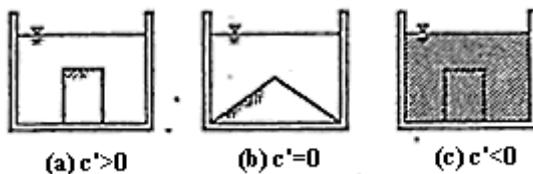


Figura 36 – Conceito de estruturação verdadeira.

Fonte: Atkinson (1996).

Assim sendo, como não existe normativa de procedimento deste ensaio utilizando amostras naturalmente estruturadas, determinou-se que os solos que se mantivessem estruturados após o período de 48 horas imersos, ou que pelo menos, que se apresentassem com perda de massa por imersão em água (PMI) menor do que 10% seriam considerados materiais possuidores de uma coesão verdadeira significativa, e, provavelmente sustentar-se-iam intactos, durante os procedimentos dos ensaios mecânicos. Estes solos são denominados selecionados. Os solos que desagregavam durante o ensaio eram rejeitados, e denominados como tal. Por estas razões fazia-se o pré-teste.

Genericamente, se poderia supor que os solos selecionados são possuidores de cimentações entre partículas ou de coesão argilo-mineral significativa. De outra forma, para os solos rejeitados poder-se-ia fazer uma tentativa de classificação, separando-os segundo as quatro principais causas hipotéticas de desagregação, da seguinte forma: não possuem ligações devido às cimentações entre partículas; suas partículas estão ligadas por forças de outra origem, como coesão aparente, por exemplo; existe no arcabouço sólido alguma substância reativa a presença de água; possuem cimentações entre partículas, mas estas são fraquíssimas.

Uma avaliação mais detalhada não faz parte do escopo proposto pelo trabalho, e pode ser encontrado nos trabalhos de Ingles (1962), assim como em Ingles e Frydman (1963).

3.3 Os Materiais utilizados na pesquisa

3.3.1 Os aspectos gerais das condições geo-climáticas das regiões em estudo

As regiões escolhidas para estudo se localizam nos municípios de: Florianópolis, São José e São Pedro de Alcântara no estado de Santa Catarina, Brasil. São as regiões 1, 2, 3, 4 e 5, como ilustrado na Figura 37. Mais especificamente: Região 1, no município de São Pedro de Alcântara; Região 2, Colônia Santana, município de São José; Região 3, SC-401, primeiro ponto, no município de Florianópolis; Região 4, SC 401, segundo ponto, município de Florianópolis; Região 5, Pantanal-Costeira, município de Florianópolis.

As regiões de estudo estão contidas ao longo da região entre o planalto basáltico brasileiro e o oceano, onde surgem planícies costeiras combinadas com elevações de até 500 metros de altura, denominadas genericamente de Serra do Mar, também enseadas, baías, pontas e ilhas (BIGARELLA; LEPREVOST; BOLSANELLO, 1985). Nesta região, sobre a placa basáltica interna, os derrames de rochas graníticas pré-cambrianas cristalinas e as rochas graníticas-metamórficas, estão associados com formações alternantes de rochas sedimentares e metamórficas de origem e agentes de formações diversos, sobre forte influência das mudanças paleo-climáticas, dominada atualmente, pelas condições geofísicas de formação dos solos residuais (BIGARELLA, LEPREVOST; BOLSANELLO, 1985). Esta configuração geológica granítica predomina e se estende pela Serra do Mar ao longo da costa meridional brasileira, desde a região de Torres, no Rio Grande do Sul, até o Estado do Espírito Santo (VARGAS, 1977).

Geologicamente a Ilha de Santa Catarina, (Figuras 37, 38 e 39), pode ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas graníticas, granitóides, riolitos, associados aos processos de vulcanismos que representam o Ciclo Tectônico Brasileiro, cortado localmente por diques de diabásios de idade Juro-Cretácia, provenientes do derrame basáltico da bacia do Paraná, sobrepostos por sedimentos recentes, relativos aos eventos terciários e quaternários (BIGARELLA; LEPREVOST; BOLSANELLO, 1985).

O Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina de 1986 (escala 1:500.000) manifesta-se sobre a formação desta região, como sendo um clã granítico denominado geologicamente de PPZγ,pg, Suíte Intrusiva Pedras Grandes (Figura 38), constituído por granitos, sieno-granitos,

granitóides, e às vezes, meta-granitos e gnaisses, com comportamento e constituição isótropa e homogênea. Em geral, constituem-se principalmente pelos seguintes minerais: biotita, hornblenda, anfibólio, piroxênios sódicos, wolframita, cassiterita e mica branca.

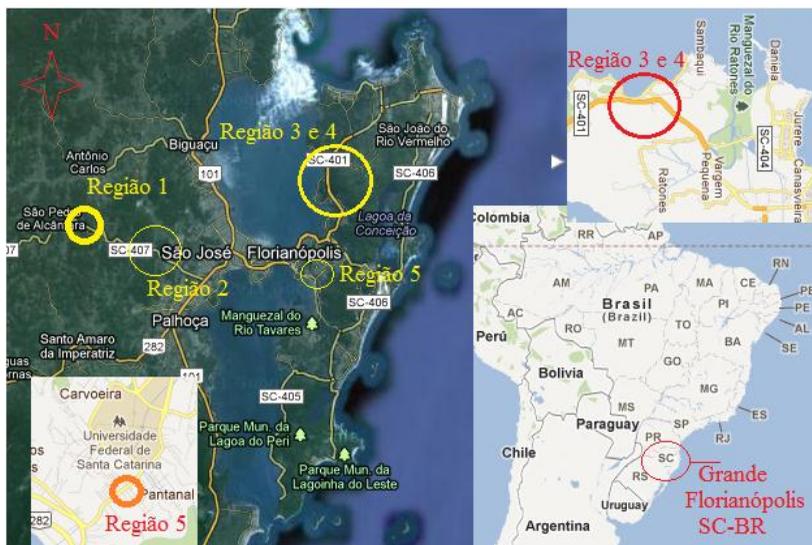


Figura 37 – Localização geográfica das regiões exploradas 1, 2, 3, 4 e 5, circunscritas em vermelho. Fonte: Adaptado de GOOGLE, junho de 2010 (www.google.com.br).

O clima característico das regiões em estudo é subtropical úmido, também denominado de clima mesotérmico, proporcionando temperaturas agradáveis, com média anual entre 16 a 20°C, com chuvas bem distribuídas durante o ano e índice pluviométrico anual médio entre 1250 a 2000mm, com picos nos meses de novembro e janeiro, atingindo 100 mm mensais em média, sob uma umidade relativa do ar média de 80%.

Originalmente, predomina as matas e campos intercalados por mangues. É uma região muito ventosa, principalmente nas estações intermediárias, sendo muito influenciada por mudanças devido a massas polares.

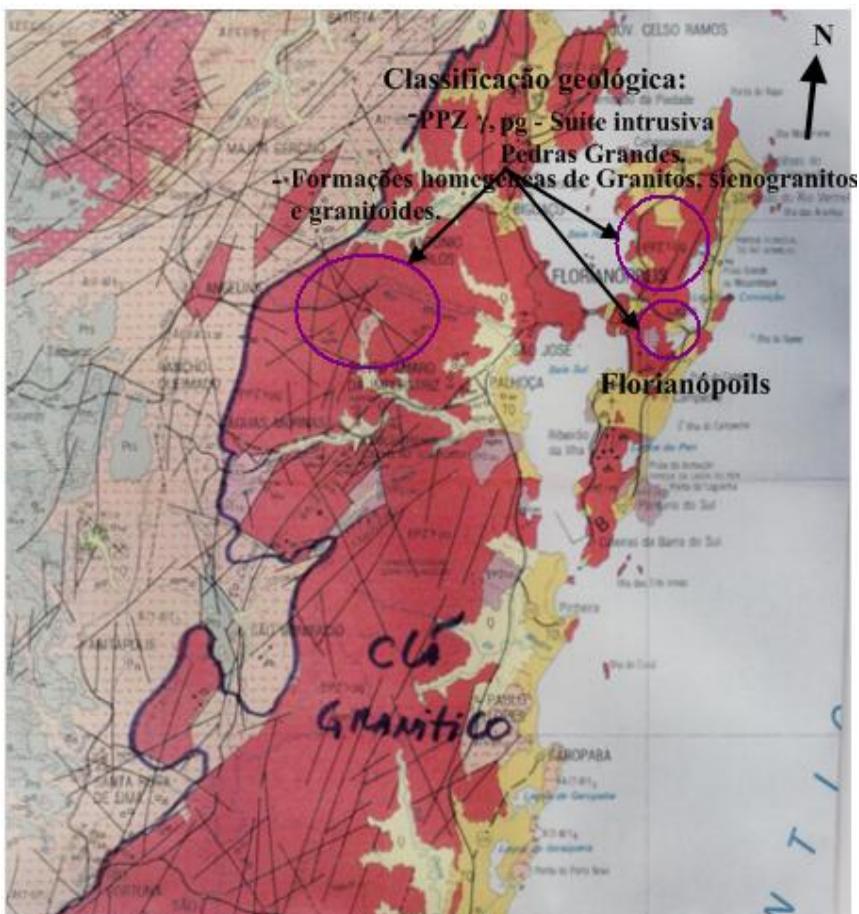


Figura 38 – Figura retirada e adaptada do Mapa geológico de Santa Catarina na escala de 1:500:000, de 1986, Ministério de Minas e Energia, 11º Distrito Regional do DNPM. Fonte: Adaptado do Mapa de Santa Catarina, 1:500:000, MME-DNPM (1986).

A região está contida em uma grande área urbanizada, com população média de 50-200 habitantes por km², que parece muito afetada pelas mudanças climáticas, causadas pelo homem, nos últimos 40 anos, onde também se observam incidências cada vez maiores de desequilíbrios climáticos, como mudanças bruscas de temperatura e fortes ciclones.

MAPA GEOTÉCNICO DE FLORIANÓPOLIS LOCAIS DE AMOSTRAGEM

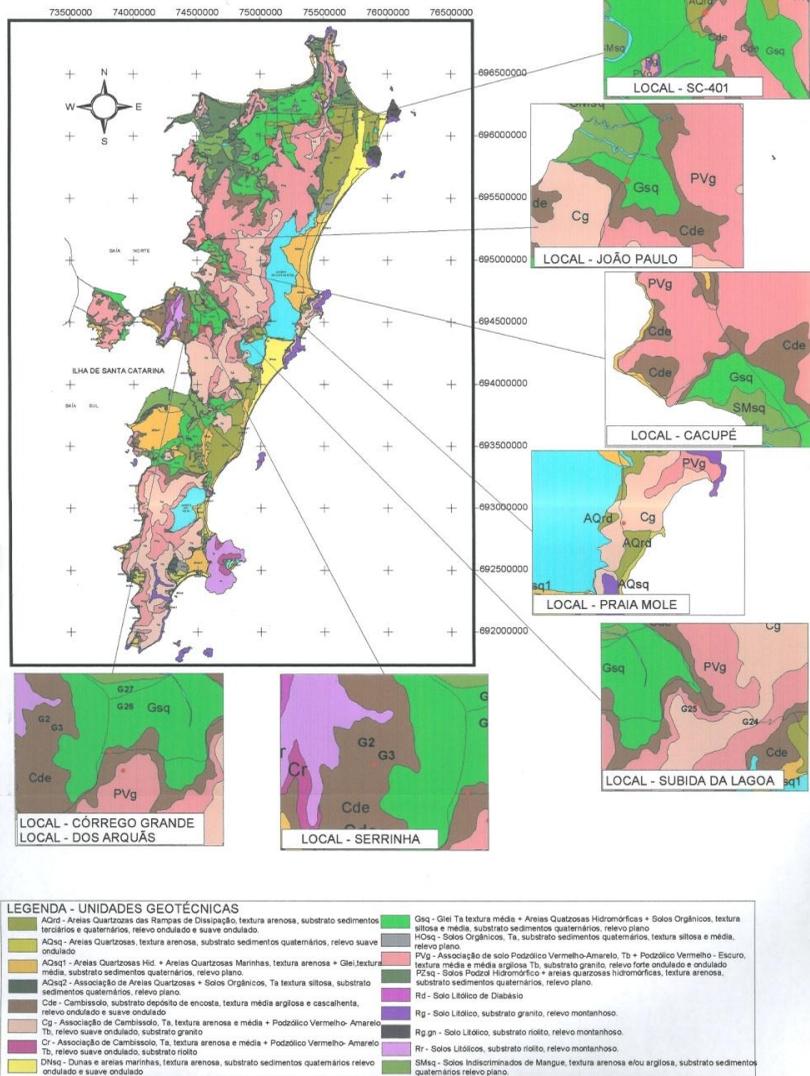


Figura 39 – Mapa de cadastro geotécnico do município de Florianópolis sem escala. Fonte: Santos (1997).

3.3.2 Materiais da região 1 (São Pedro de Alcântara – SPA)

Procurou-se dispor em grupos os solos pesquisados, segundo agrupamentos lógicos. Para tal tratou-se de agrupá-los dentro de suas regiões, em famílias, usando como critério de separação seu aspecto táctil-visual e comportamento característico apresentado. Adotou-se como padrão as recomendações contidas na ASTM D3089-04/1998, NBR 6459/1984b, NBR 6402/1995, IAEG (1979) e Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) adaptado por Casagrande (1948). Desta forma, a seguir percorrem-se todas as regiões e solos estudados. Inicia-se com a encosta de São Pedro de Alcântara.

O município de São Pedro de Alcântara pertence à região da Grande Florianópolis, possui variação de altitude de 100m (Limite Leste-Rio Maruim) à 805m (limite Oeste-Morro das Antas), sobre latitude de 27°33'13'' e Longitude de 49°42'37''. A via principal de acesso é a estrada estadual SC-407 (Figura 40)..

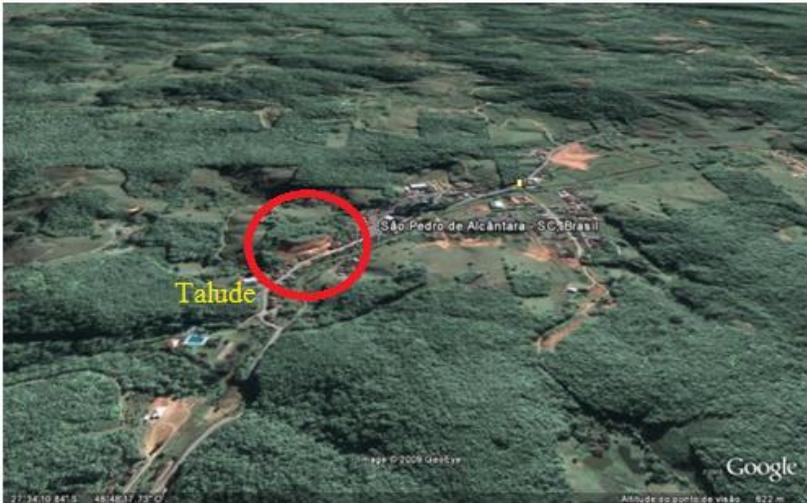


Figura 40 – Imagem de satélite da região de São Pedro de Alcântara, e suas formações graníticas. Fonte: GOOGLE, dezembro de 2009 (www.google.com.br).

A encosta em estudo é constituída por um talude de solo residual de rocha granítica (Figuras 41 e 44) situado no centro da cidade de São Pedro de Alcântara, as margens da Avenida Augusto Deschamps, que na seqüência é denominada de SC-407, vizinho à edificação número 114, com altura aproximada de 35 metros, proveniente de uma encosta, que

sofreu deslizamento em decorrência das grandes chuvas de novembro de 2008, inclusive com uma morte e diversos desabrigados. As Figuras 41, 42, 43 e 44, foram utilizadas para estimar a geometria inicial da encosta antes do deslizamento.

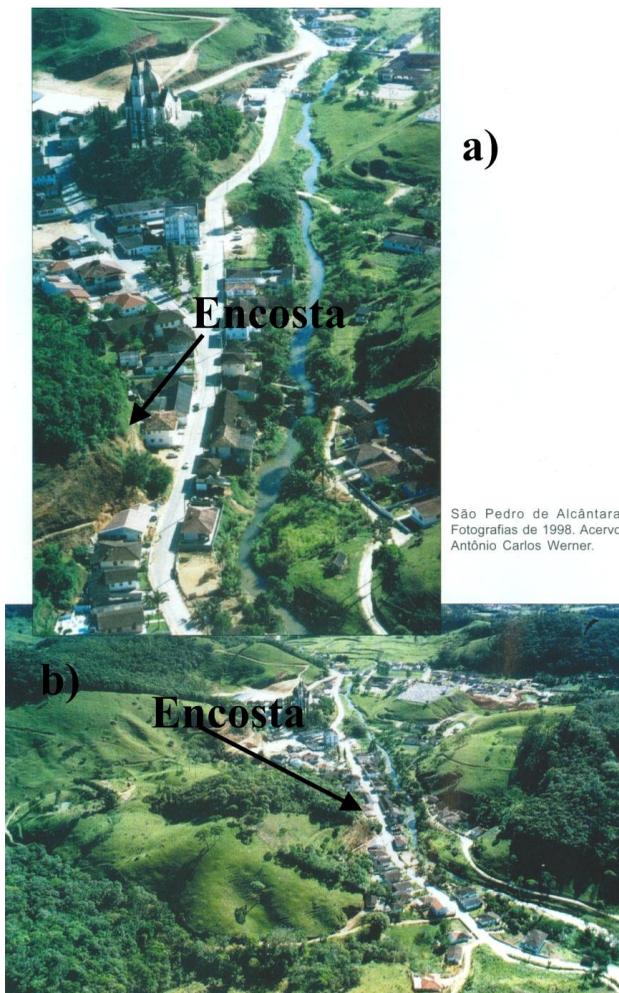


Figura 41 – Visualização da encosta antes do deslizamento. Fonte: DESCHAMPS (2005).



Figura 42 – Visualização da encosta, algumas horas antes do deslizamento ocorrer. Fonte: DESCHAMPS (2005).



Figura 43 – Visualização do volume parcial deslizado da encosta. Fonte: DESCHAMPS (2005).

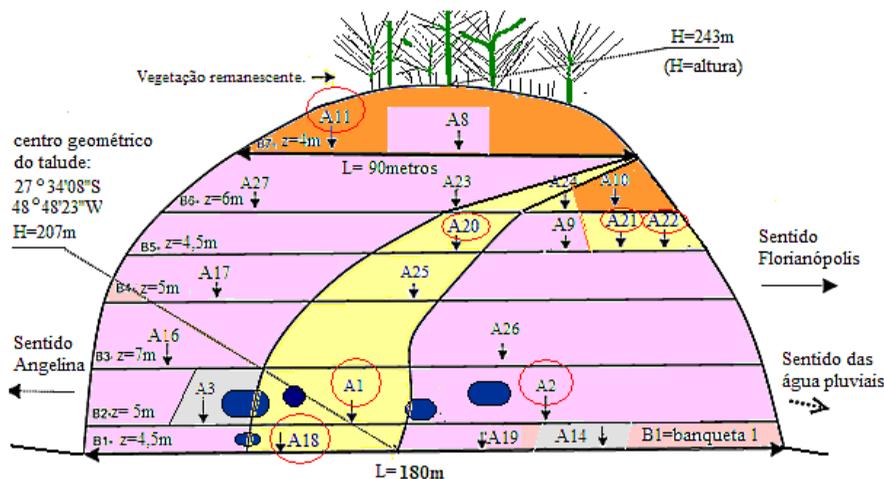


Figura 44 – Imagem de satélite do talude de pesquisa. Fonte: GOOGLE, dezembro de 2009 (www.google.com.br).

Na Figura 43 pode-se visualizar a região afetada, depois da limpeza e desimpedimento da avenida central (SC 407). Nas Figuras 42 e 43, é possível avaliar as dimensões iniciais do talude.

A região de São Pedro é cortada por cursos de água com declividade acentuada, que provocam processos de sedimentação sobre as formações residuais (Figuras 40, 41 e 44). No talude em estudo, devido ao alto grau de alteração existente, ocorre uma intensa heterogeneidade e variabilidade de minerais, produzindo diversas colorações, tanto verticalmente quanto horizontalmente, com muitos pontos de afloramento de alteração de rochas (Figura 46 e 47). Não se sabe qual a designação geológica, exata desta rocha que gera este perfil residual. Sabe-se que se trata de um granito, conforme indicações geológicas na Figura 38, e que é geologicamente muito parecido com o granito Ilha, que será descrito mais adiante. A designação exata da rocha não é objetivo deste trabalho, portanto, bastando-se estabelecer uma correlação, para que se possa extrapolar a prática e a experiência obtidas na pesquisa (ISRM, 1981). Os horizontes mais próximos à rocha mãe apresentam-se com matriz predominante granular, textura grosseira, alta rigidez e baixa coesão, como se pode observar na Figura 47 para as amostras A3 e A14 (horizonte C). Por toda a massa de solo de forma aleatória, ou seja, sem orientação predominante, encontram-se descontinuidades de origem reliquiar da rocha mãe, em forma de veios

com coloração escura, formando muitas vezes, supostos planos de fraqueza na massa de solo como se observa para as amostras A1, A18, A19, A20 e A21.



Dados:

Amostra	Z1	Coordenadas geográficas (UTM)
A1-60cm		Zona22;E=716549,00;N=6948627,00;H=213m
A2-20cm		Zona 22; E=716551;N=6948630;H=213m
A3-25cm		Zona 22;E=716568;N=6948639;H=212m
A8-60cm		Zona22;E=7165656;N=6948522;H=241m
A9		Zona22;E=716562;N=6948662;H=222m
A10-50cm		Zona22;E=716564;N=6948680;H=231m
A11-70cm		Zona22;E=7165501;N=6948638;H=231m
A14-70cm		
A18-1m		
A19-1m		Zona22;E=716574,00;N=6948639,00;H=209m
A20		Zona22;E=7165527;N=6948636;H=218m
A21-1,20m		Zona22;E=7165571;N=6948731;H=217m
A22-50cm		Zona22;E=7165566;N=6948745;H=217m
A23-30cm		
A24-50cm		
A27-50cm		

Obs:

Sistema de coleta de dados planialtimétricos SAD69 - UTM
Meridiano central 51 oeste de Greenwich (W)

* croqui demonstrativo sem escala e medidas de campo aproximadas.

* considerar os solos sem altura de amostragem, com altura igual a 50cm.

Legenda:

- Solos silto-arenos com argila vermelho - escuro .
- Solos silto-arenos rosáceo-avermelhados.
- Solos silto-arenos estruturados amarelados com planos de fratura escuros aleatórios.
- Solos silto-arenos com pedregulho muito grosseiros.
- Afloramentos da rocha mãe, metagranito São Pedro.
- Solos com PNI=0.

Z1= Altura de amostragem em relação a banqueta

Figura 45 – Croqui demonstrativo dos serviços de campo e amostragens, no talude de São Pedro de Alcântara, visão frontal.

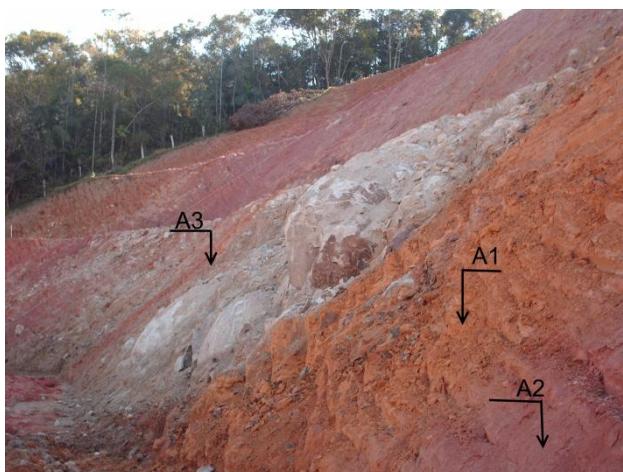


Figura 46 – Região de amostragens dos solos A1, A2 e A3, provenientes do horizonte C.



Figura 47 – Região onde foram retiradas as amostra A3 e A14, horizonte C.

Estas discontinuidades são resíduos de óxidos metálicos de magnésio ou manganês com presença de ferro, segundo observações do geólogo Vitor Hugo Teixeira. Encontram-se pontos de concentração

com materiais mais coesivos, em direção à superfície e presença de argilo-minerais significativa, como na amostra A22, por exemplo. Estes são devidos a concentrações isoladas de feldspatos alterados e minerais claros. Com o aumento da profundidade, começam a predominar as matrizes estruturadas, aumentando a rigidez, o que era de se esperar. Devido à heterogeneidade, existem horizontes com predominância de areias siltosas, siltes arenosos e siltes-argilosos, de coloração-vermelho-rosáceos, muito sensíveis à água, que dominam o talude como a amostra A2, por exemplo, e que pode ser observada na Figura 46, provavelmente horizonte C. Foram coletadas as seguintes amostras nesta região: A1, A2, A3, A8, A9, A10, A11, A14, A18, A19, A29, A21, A22, A23, A24 e A27, conforme croqui demonstrativo dos serviços de campo ilustrado na Figura 45.

O perfil como um todo é muito heterogêneo, como se pode observar na Figura 46 que exibe o corte realizado para o retaludamento da primeira banquetta, da mesma forma, a Figura 47, mostra o cenário durante os serviços de escavações para correção da declividade do talude, onde se podem ver os solos ao entorno de alterações de rochas e matações, em uma área muito heterogênea.

As amostras apresentam grande variabilidade de minerais sobre diversos estados físicos de alteração, como se pode observar nas figuras e ilustrações do texto. Os solos que foram selecionados segundo o critério de perda de massa por imersão são os seguintes: A1, A2, A11, A18, A20, A21 e A22, todos da encosta de São Pedro de Alcântara como se observa na Tabela 14.

3.3.2.1 Observações de caráter geral sobre a amostra A1

A seguir, faz-se uma breve explanação sobre as observações feitas em campo e em laboratório durante a perda de massa por imersão e expansões, das amostras agrupadas por semelhança, quando possível. Os resultados das expansões e de outros ensaios encontram-se na Tabela síntese número 23, página 173.

A amostra A1 trata-se de um solo classificado como areia siltosa com pedregulho, constituída por grande quantidade de silte próxima de 35% e pequena de argila (2%). Compacta, bem estruturada e não saturada, de coloração predominantemente amarelada, horizonte C, com descontinuidades em forma de rajadas escuras, conforme se observa na Figura 48, distribuídas em planos aleatórios. Durante a retirada de amostras, apresentava-se bem coesivo, inclusive dificultando

a penetração das ferramentas utilizadas para escavação. Em laboratório, foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), por um período de 48 horas, mantendo-se sem desagregações.



Figura 48 – Foto do solo A1. Pode-se observar a distribuição dos planos aleatórios pela massa de solo bem acentuados.

Quando submetida ao ensaio de expansão, não apresentou expansões significativas, sendo que, foram repetidos três corpos de prova, que por sua vez, apresentaram pequenas expansões estruturadas em relação aos outros solos, entorno de 0,0099-0,048% e tempo para expansão máxima variando entre 100-165s. Os valores das expansões desestruturadas estão entre 3,27% e 11040s.

3.3.2.2 Observações de caráter geral sobre a amostra A18

A amostra A18 é composta predominantemente por silte arenoso com argila, muito semelhante à amostra A1, com a presença das mesmas colorações e estruturas relíquias. Porém, os planos de fraqueza aleatórios contidos em sua massa parecem acentuar-se, tornam-se mais escuros e quebradiços, talvez mais ativos com relação à amostra A1. Pode-se observar esta mudança na Figura 49.



Figura 49 – Fotos do solo A18, horizonte C.

O material que preenche as descontinuidades parece tornar-se mais quebradiço e ressecado, com relação aos materiais que preenchem as descontinuidades da amostra A1, transformando-se em um aglomerado com aspecto pedregulhoso. Quando submetida ao ensaio de perda de massa por imersão, da mesma forma que o A1, permaneceu estável, por outro lado, durante a expansão, diferentemente, apresentou uma rápida e pequena expansão (5 minutos).

3.3.2.3 Observações de caráter geral sobre as amostras A20, A23, A24 e A25

A amostra A20 trata-se de um silte arenoso de coloração amarela clara, onde as rajadas escuras existentes na amostra A1, ainda estão presentes, porém possuem coloração mais clara, parecem dissolvidas na massa, não formando mais planos de fraqueza tão acentuados, observar na Figura 50. São solos do horizonte C.

Durante a retirada de amostras o solo apresentava-se bem coesivo, inclusive dificultando a penetração das ferramentas utilizadas para escavação, durante a amostragem. Esta amostra foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), inclusive acima do período de 48 horas. Permaneceu imerso durante o período de 48 horas, não apresentando desagregações. Quando submetida ao ensaio de expansão apresentou expansões rápidas, inicialmente, que se estenderam até 60 segundos. Apesar de pequenas as variações volumétricas permaneceram até 24 horas, após o início do ensaio de expansão. Posteriormente às 24 horas, não houve mais variações volumétricas significativas.

Optou-se por analisar conjuntamente a amostra A20, outras amostras que se retirou de campo para fins exploratórios. Estas amostras eram muito semelhantes tátil e visualmente a amostra A20, principalmente no que diz respeito, à coloração e distribuição dos planos de descontinuidades, conforme se pode observar na Figura 50, porém apresentaram perda de massa por imersão de 100%, desagregando. Estas amostras são as amostras A23, A24, A25. Abaixo seguem fotos ilustrativas (Figura 50).

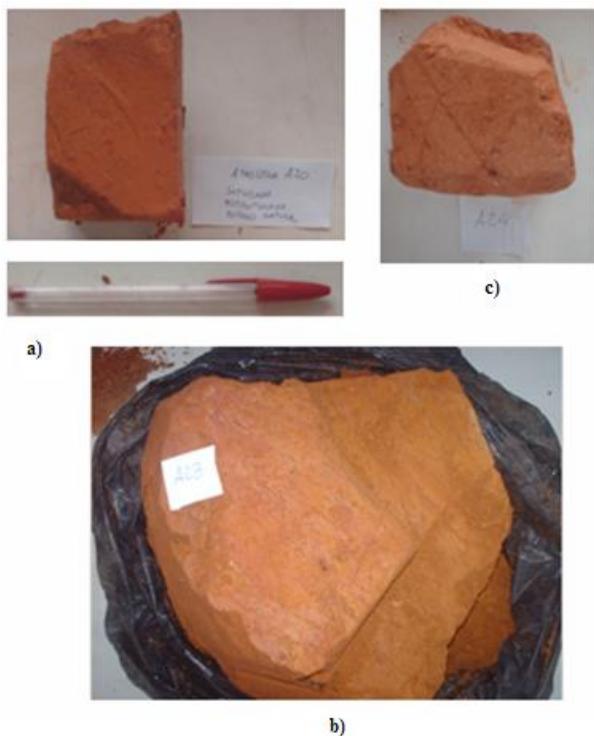


Figura 50 – Fotos: a) Solo A20; b) Solo A23; c) Solo A24.

3.3.2.4 Observações de caráter geral sobre a amostra A21

A amostra A21, da mesma forma que a amostra A20, constitui-se de areia siltosa de coloração amarela clara, e as discontinuidades continuam presentes, porém com coloração clara (Figura 51). Observa-se que com a diminuição da profundidade ocorre mudança de coloração no material que preenche as discontinuidades. A amostra A21 é um solo do horizonte C. De difícil amostragem, foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), durante o período de 48 horas, não apresentando desagregações. Quando submetida ao ensaio de expansão não apresentou expansões significativas, durante os primeiros 2 minutos, apresentando expansões depois deste período que se estenderam lentamente até o dia seguinte (24 horas). Posteriormente às

24 horas, não ocorreram mais variações volumétricas visualmente significativas.

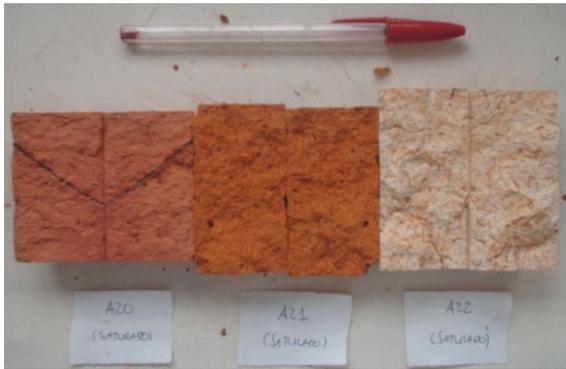


Figura 51 – Foto do solo A21 (solo central) comparado com os solos A20 e A22. Pode-se observar a distribuição dos planos aleatórios pela massa de solo, que enfraquecem em relação ao solo A20.

3.3.2.5 Observações de caráter geral sobre as amostras A2, A8, A9, A16, A17, A19 e A27

A amostra A2 trata-se de uma areia siltosa com 2,5% de argila e pedregulho fino, horizonte C, coloração predominantemente rosa avermelhado, com pequena presença de partículas de coloração escura, semelhantes as que existiam nos planos de fratura da amostra A1, porém agora, estas estão muito dispersas na massa do solo, não mais aglomeradas formando planos de fraqueza, observar a Figura 52. Durante a retirada das amostras estas se apresentavam moderadamente coesivas, por isso ocorreram muitas quebras de amostras. Esta amostra foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), com valor menor do que 10%, apresentando desagregações, que se considera sem significância, possivelmente devidas à amolgamentos e imperfeições superficiais, da moldagem do corpo de prova cilíndrico e grande sensibilidade.



Figura 52 – Fotos dos solos A2 e A19.

Quando submetida ao ensaio de expansão sobre os planos horizontais e verticais do corpo de prova, as deformações horizontais foram bem maiores do que as verticais, com posterior constância em 180 segundos.

A amostra A19 é visualmente muito semelhante à amostra A2, como se observa na Figura 52, areia siltosa, com forte presença de partículas de feldspato alterado de coloração branca, quartzo e óxidos. Quando submetida ao ensaio de perda de massa por imersão, apresentou rápidas e fortes desagregações, com formação de bolhas, e grande movimentação, com desagregação total em 1 minuto. Quando submetida ao ensaio de expansão, primeiramente, apresentou fortes e rápidas variações volumétricas iniciais, que depois permaneciam, e se espaçavam no tempo, finalizando em torno de 22 horas. Esta amostra, foi a segunda que mais expandiu, perdendo em grandeza para a amostra A22, porém foi a que mais demorou a expandir. Apesar de muito semelhante à amostra A1, este solo apresentou propriedades indesejadas de fortes desagregações, quando submersa em água, por isso não foi submetido a ensaios mecânicos nem avaliação da anisotropia e heterogeneidade.

As amostras de solo A8, A9, A16, A17 e A27 são areias siltosas, predominantemente granulares, com grande quantidade de silte, constituídas secundariamente por areia média a fina, com pouca presença de areia grossa e pedregulho, marcada pela presença de feldspato alterado, composta por forte e acentuada coloração avermelhada, muito semelhante à amostra A2 (Figura 53). Os solos com este tipo de aspecto e texturas, visualmente, dominam o manto residual desta encosta, ilustra-se esta reflexão, com as imagens do talude nas Figuras 54, 55, 56 e 57. Apesar de serem pouco coesivos, apresentam-se

de fácil amostragem. As amostras A8 e A9 foram submetidas ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando desagregações rápidas e totais. Inicialmente durante a imersão em água pura, ocorre uma desagregação forte com grande formação de bolhas.



Figura 53 – Solo A9.

A amostra A9, após 1 minuto, aproximadamente, encontrava-se completamente desagregada. As amostras A16 e A17, somente foram caracterizadas e submetidas à perda de massa por imersão.

A rápida desagregação e acentuada formação de bolhas quando imersos em água pura, indica que a influência da coesão aparente seja alta neste arcabouço sólido. Quando submetidas ao ensaio de expansão sobre o plano vertical apresentaram expansões altas quando comparadas com os solos A1 e A2.

Apesar de possuírem variações volumétricas de mesma grandeza entre si, diferem um pouco no tempo de estabilização das mesmas, pois a amostra A8, sofreu variações volumétricas extremamente rápidas, que por sua vez, se completaram em 180s, e a amostra A9, estabilizou suas deformações em 540s.

Devido à semelhança tátil-visual é de se esperar, que as amostras A16 e A17 se comportem muito semelhantemente às amostras A8 e A9.



Figura 54 – Visualização do domínio dos solos semelhantes ao solo A2, sobre o perfil residual do talude e, em geral por toda a região de São Pedro de Alcântara, vista lateral.



Figura 55 – Visualização do domínio: vista superior central.



Figura 56 – Visualização do domínio: vista superior esquerda.



Figura 57 – Visualização do domínio: vista frontal.

3.3.2.6 Observações de caráter geral sobre as amostras A3 e A14

As amostras A3 e A14 são areias siltosas, que possuem uma coloração predominantemente cinza médio a claro, de comportamento fortemente granulares, e presença marcante de areia grossa e até pedregulhos, parecendo representantes do horizonte C, de textura

grosseira, muito próximas da rocha mãe, como se pode contemplar na Figura 58. A amostragem foi dificultosa, pois se tratavam de solos muito pouco coesivos, por isso ocorriam muitas quebras de amostras, durante sua retirada. A amostra A3, foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando PMI = 42%, portanto as desagregações foram significativas, sem formação de bolhas. Por outro lado a amostra A14, desagregou instantaneamente quando imersa, com formação de bolhas.



Figura 58 - Visualização da área predominada pelos solos A3, A14 e semelhantes, ao entorno da rocha mãe.

Acredita-se que a ocorrência da desagregação brusca em geral é provocada pelo fato destes solos de natureza puramente granular, apesar de estarem relativamente próximos da rocha mãe, já terem perdido quase toda a cimentação relíquia e, ao mesmo tempo, ainda não sofreram influência do processo de argilização em direção à superfície. Por outro lado, quando submetidas ao ensaio de expansão sobre o plano vertical, inopinadamente, não apresentaram variações volumétricas, causando surpresa, pois era de se esperar, um comportamento semelhante aos já identificados. Estes fatos foram comprovados pela realização de mais dois ensaios de expansão, para a mostra A3, que por sua vez, confirmaram tal tendência diversa.

Devido as suas condições indesejadas, não foram submetidos aos ensaios mecânicos, nem foram avaliadas as condições de heterogeneidade e anisotropia.

3.3.2.7 Observações de caráter geral sobre a amostra A10

A amostra A10 é um silte arenoso com argila (17%), sem pedregulho de forte coloração rubra (vermelha), possuindo um aspecto bem homogêneo, apesar de ocorrerem algumas poucas concentrações de areia grossa à média, em forma de lentes em seu interior, que muitas vezes, rompem com facilidade durante a amostragem, aparecendo também em forma de bolsas, parecendo estarem em um grau de alteração elevado, notam-se tais detalhes na Figura 59. No geral, durante a retirada de amostras apresentavam-se bem coesivas e de fácil amostragem. Como está relativamente próxima à superfície, afigura-se, que a matriz desse solo, recebeu grande influência de processos superficiais de argilização e deposição de agentes cimentantes diversos em seus vazios por lixiviação, além de ácidos orgânicos e plasma organo-úmico proveniente da vegetação local, representante do horizonte B.

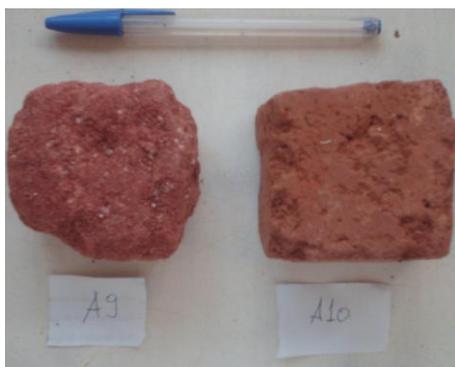


Figura 59 – Solo A10 (direita) comparado ao solo A9 (esquerda).

O corpo de prova que foi submetido ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentou lentas desagregações com formação de bolhas, até uma desagregação total onde se reduz finalmente a pedaços de amostra. Quando submetida ao ensaio de

expansão, apresentou expansões significativas, de mesma grandeza do grupo anterior (A9), porém lentas e dispersas no tempo. Observou-se, comparando este solo com o grupo anterior, que ao aumentar a fração de argila na matriz de solo, as expansões se tornam lentas e dispersas no tempo, o que era de se esperar, pois aumentando a fração argilosa, aumentamos as propriedades vinculadas à plasticidade do solo.

3.3.2.8 Observações de caráter geral sobre a amostra A11

O solo A11 trata-se de uma argila arenosa com silte de coloração vermelha escura, sem presença de pedregulhos, horizonte B. Possui um aspecto bem homogêneo e coesivo, apesar de algumas concentrações de partículas de areia média à fina, em sua massa, provenientes possivelmente da lenta alteração de minerais quartzosos, muitas vezes concentradas em regiões, em forma de lentes ou bolsas em seu interior, proporcionando fraqueza, rompendo e dificultando a amostragem (Figura 60). Foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), não apresentando desagregações. Por se encontrar relativamente próximo a superfície, acredita-se que sua matriz tenha sofrido fortes efeitos da argilização superficial, com deposição de óxidos metálicos e ácidos orgânicos por lixiviação.



Figura 60 – Solo A11 (amostras utilizadas na compressão diametral).

Quando submetida ao ensaio de expansão apresentou pequenas e rápidas expansões.

3.3.2.9 Observações de caráter geral sobre a amostra A22

Esta amostra, A22, é um silte argiloso com areia fina, muito diferente do restante das amostras coletadas no maciço de São Pedro. Possui um aspecto tátil e visual de material bem coesivo, discordando do restante das amostras, porém visualmente, mantendo alguns traços mineralógicos em comum, coloração clara tendendo a branca. Tais aspectos podem ser avaliados segundo a Figura 61. Aparentemente acredita-se que este material seja originado por uma grande concentração de feldspatos alterados. Possui a maior quantidade de argila entre todas as amostras estudadas, aproximadamente de 29%, concomitantemente maior índice de plasticidade, igual a 35%. Possui um aspecto de relativa homogeneidade e não apresenta planos de fraqueza. Parece ser um solo intermediário entre o horizonte B e C.

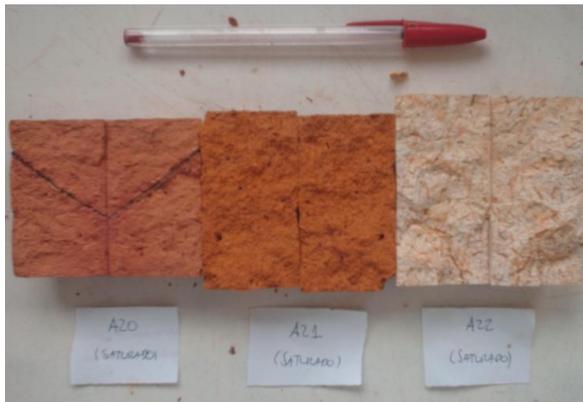


Figura 61 – Solo A22 (esquerda), comparado com outros solos (amostras utilizadas na compressão diametral).

Quando submetida ao ensaio de perda de massa por imersão, não apresentou desagregações, e durante o ensaio de expansão apresentou uma rápida e grande expansão estruturada de 0,28-0,65% para um tempo médio de 30 minutos. Sua expansão não é a mais lenta, porém esta entre as maiores em valor de grandeza, entre as amostras analisadas. A expansão desestruturada foi de 4,69% para 82020s.

3.3.3 Materiais da região 2 (Colônia Santana)

A região é constituída por um talude situado próximo da estrada que une o distrito de Colônia Santana, pertencente ao município de São José, ao município de São Pedro de Alcântara, próximo à edificação com número 10250, no lugar conhecido como Fundo do Bar do Osni, aproximadamente 10 km da BR 101, com altura estimada em 20 metros, provavelmente proveniente de uma encosta que sofreu antigo deslizamento.



Figura 62 – Local de amostragem do solo A5, que corresponde à amostra 02 da figura.

O solo residual é proveniente de uma rocha mãe muito semelhante ao granito encontrado na região 1, por estas razões, o manto residual existente é muito semelhante ao perfil de São Pedro de Alcântara (Figura 62). O talude é muito íngreme e erodido. Segundo as descrições do geólogo Vitor Hugo Teixeira, o talude é constituído pelos horizontes B e C de um granito gnaisse grosseiro, formando um solo siltico-areno pouco argiloso avermelhado (horizonte C) e argilo-siltoso avermelhado (horizonte B).

Este perfil como um todo não se apresentou muito heterogêneo, apesar de apresentar grande variabilidade de minerais e estados físicos de alteração. Trata-se de uma amostra de solo de coloração predominantemente vermelho suave, com presença de material granular como pedregulhos, podendo até ser denominada de pedregulho arenoso com silte e pouca argila, denominada amostra A5, retirada á uma

profundidade aproximada de 3 a 4 metros. Não apresentou planos de fraqueza. Durante a manipulação da amostra em laboratório, foi possível perceber que apesar de se apresentar bem coesivo, parecia aparentemente desestruturado, pois parecia apresentar-se em um estado de plasticidade que o mantinha pouco resistente, ou seja, sem rigidez, característica dos solos desestruturados ou sedimentares. Foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando desagregações lentas, porém totais. Acredita-se que esta amostra inicialmente em algum momento em sua história geológica, tivesse sido possuidora de uma coesão verdadeira alta e representativa, porém foi completamente alterada devida provavelmente ao fato de ser um colúvio, derivado de algum antigo escorregamento, pois existem fortes indícios visuais de formação de superfícies de ruptura antigas, por todo o talude, conforme se pode observar na Figura 62. Quando submetida ao ensaio de expansão não apresentou expansão, sendo que consideramos para este caso um tempo de análise dobrado de 96 horas.

Devido às propriedades encontradas, não se realizaram ensaios mecânicos para estes solos, nem se avaliaram anisotropia e heterogeneidade. Os valores encontrados para o solo desta região serviram apenas como dados exploratórios e comparativos. Por estas razões também não se coletou mais amostras nesta região.

3.3.4 Materiais da região 3 (Florianópolis primeiro ponto, SC401)

A região é constituída por um corte em talude situado as margens da rodovia SC 401, que liga o centro da capital ao norte da Ilha de Santa Catarina, com altura média de 45 metros, proveniente de uma encosta que sofreu deslizamento em decorrência das grandes chuvas de novembro do ano de 2008, inclusive com uma morte e fechamento da rodovia durante semanas, com enormes prejuízos. Estima-se que o deslizamento tenha retirado uma massa média de 15 metros de espessura, sobre a camada atual, conforme a Figura 63. O solo residual é proveniente da rocha mãe do clã granítico, denominado Granito Ilha, muito comum na região, reconhecido e classificado por Santos em 1997. Apresenta granulação média a grosseira. Mineralogicamente é constituído por plagioclásio, k-feldspato, quartzo e biotita. Apresenta um modelo geomorfológico de morros altos, fortemente dissecados, arcabouço sólido estruturado, sobre forte influência da coesão aparente, com encostas íngremes, afloramento de matacões, intensamente alterados, de coloração cinza à rosácea.

Santos (1997) enfatiza em seus trabalhos de campo, que o granito Ilha apresenta pouca variação textural, sendo isótopo, de composição mineralógica homogênea ao longo da região. Porém devido ao alto grau de alteração existente, ocorre uma intensa heterogeneidade nos horizontes. Os horizontes mais próximos à rocha mãe apresentam-se com matriz predominante granular e alta rigidez. Com a diminuição da profundidade, em pequena escala começam a predominar as matrizes coesivas, diminuindo a rigidez. Devido à heterogeneidade existem horizontes com predominância de areias siltosas, siltes arenosos, siltes-argilosos, como se pode observar na Figura 63.



Figura 63 – Vista lateral esquerda da encosta, onde se observa matacões, afloramentos do granito Ilha e grande quantidade de materiais granulares.



Figura 64 – Vista da última banquetta do taludamento realizado na encosta, antes da colocação do sistema de drenagem, observando-se a presença de material aparentemente de natureza coesiva.

Nesta região coletou-se somente uma amostra, visto a hipótese de que, provavelmente, somente se encontrariam solos com as propriedades semelhantes à amostra exploratória coletada, denominada de amostra A12, mostrada em detalhe na Figura 64, retirada da profundidade aproximada de 3-4 metros. Trata-se de uma argila arenosa com silte, de forte coloração vermelha escura (Figura 66), com aspecto macroestrutural, granular e grosseiro, todos representantes do horizonte C.

Apesar de bem coesivo, apresentava-se muito rijo, e de difícil amostragem. Como aparentemente parece ter se formado próximo a superfície, parece que a matriz desse solo, recebeu grande influência de processos superficiais de argilização e deposição de agentes cimentantes em seus vazios. O corpo de prova foi submetido ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando fortes e rápidas desagregações, com formação de muitas bolhas, desagregando totalmente em 12 horas. Devido a sua rigidez e dessecação, acredita-se que sua coesão total, seja principalmente devida aos efeitos da coesão aparente. Quando submetida ao ensaio de expansão apresentou expansões significativas e lentas. Estas variações volumétricas se estenderam, por 39 minutos.

Outro aspecto importante observado é que durante o tempo em que esta a amostra permaneceu na câmara úmida, esperando para ser ensaiada, ocorreu, uma significativa alteração em seu teor de umidade

inicial, em torno de 5%, provocando na amostra um enrijecimento, notado durante o manuseio e moldagem dos corpos de prova (Figura 66).

Apesar da grande quantidade de argilo-minerais presentes, estes solos parecem ter propriedades de cimentações entre partículas muito fracas, além de possuir fortes indícios, de que a coesão aparente domina seu comportamento.

Por estas razões, este solo não foi submetido aos ensaios mecânicos, nem avaliações de anisotropia e heterogeneidade, sendo que os valores encontrados para este solo permaneceram como comparativos e exploratórios.

Apesar do exposto, esta região foi de grande valia para pesquisa, pois a rocha mãe destes solos era a única que se tinha certeza da denominação geológica correta, identificada por Santos em 1996, designado por Granito Ilha. Portanto, por semelhança, poder-se-ia extrapolar valores referentes às outras regiões, visto a aparência verossímil desta com as rochas matrizes das outras regiões pesquisadas. Na Figura 66 segue ilustração.



Figura 65 – Solo A12 em detalhe.

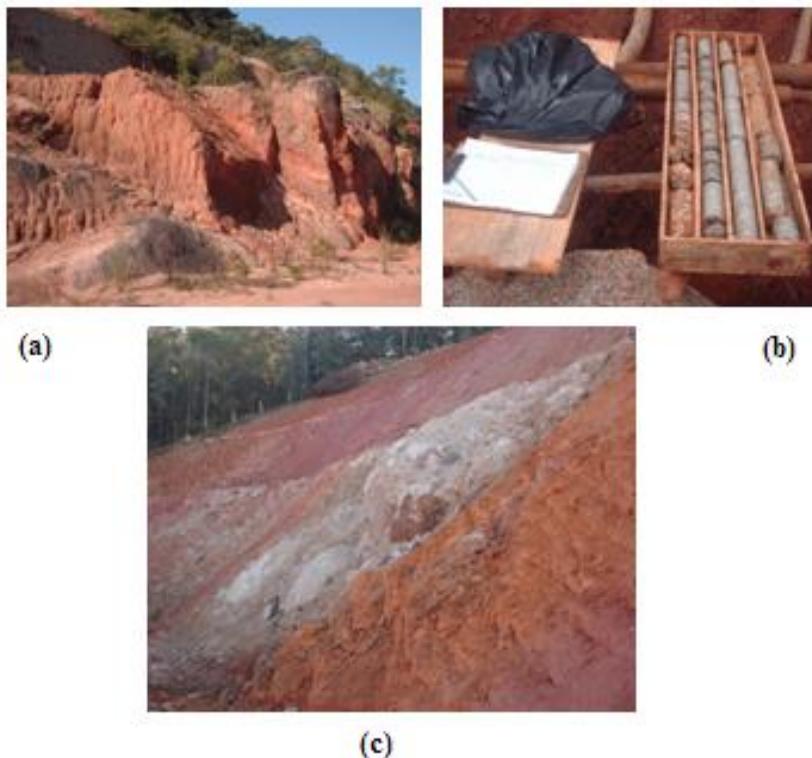


Figura 66 – Afloramentos de rochas mostrando suas semelhanças: a) Rocha mãe do ponto 4; b) Rocha granítica denominada Granito Ilha, ponto 3; c) Rocha mãe encontrada na encosta de São Pedro de Alcântara, região 1.

3.3.5 Materiais da região 4 (Florianópolis segundo ponto, SC401)

A região é constituída por um corte em talude situado as margens da rodovia SC401, aproximadamente 500 metros depois do grande deslizamento de 2008, lado direito da pista, em direção ao norte da ilha. Segundo relatos, este talude é proveniente de um antigo deslizamento ocorrido na década de 80.

Visualmente possui uma grande quantidade de materiais alterados do ponto de vista da estruturação, na grande maioria colúvios sob forte erosão. Não se sabe com exatidão a designação desta rocha,

como era de se esperar, apresenta-se muito semelhante à rocha mater da região 3.



Figura 67 – Coleta da amostra do solo A13, observando-se uma matriz granular, grosseira e rígida.

Nesta região foi somente coletada uma amostra denominada A13, aproximadamente a 3 metros de profundidade, pois se supõe que os solos em seu entorno estivessem em mesmas condições da amostra coletada (Figura 67). Trata-se de uma areia pedregulhosa com significativa quantidade de silte e argila, de coloração vermelha média a escuro, aspecto macroporoso e granular grosseiro. Apresentando-se muito rígido e de difícil amostragem in loco. Parece ser um solo típico representante do horizonte C (Figura 68). O corpo de prova foi submetido ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando rápidas desagregações, com formação de muitas bolhas. O arcabouço sólido se desfaz em torno de 5 minutos. A ascendência da água sobre a massa de solo se dá muito rapidamente. Devido a sua rigidez e dessecação, acredita-se que sua coesão total, seja principalmente devida a parcela de coesão aparente, e talvez influenciada pelas alterações no teor de umidade, devido à amostragem e pela permanência na câmara úmida. Quando submetida ao ensaio de expansão apresentou expansões pequenas e lentas. Estas variações volumétricas se estenderam por 79 minutos.



Figura 68 – Solo A13 à direita. Comparou-se o solo A13 com o solo A12 à esquerda.

Devido às propriedades indesejadas apresentadas pela amostra A13, os dados obtidos para a mesma, foram somente utilizados como comparativos e exploratórios.

3.3.6 Materiais da região 5 (Pantanal-Costeira)

A região é constituída por um corte de aproximadamente 11 metros, realizado para a construção de um condomínio, em um terreno situado em Florianópolis, na Avenida Deputado Antonio Edu Vieira, ao lado do número 122. Como o afloramento rochoso era intensamente exposto, foi utilizado pela construtora, escavação em rocha com uso de explosivos. Esta rocha aflorante é um granito de textura equigranular fina, podendo ser enquadrado como pertencente ao clã granítico das outras regiões estudadas, conforme exemplificado na Figura 66. O manto residual apresenta granulometria bem dividida, uma parte correspondente à fração grosseira composta por partículas de quartzo e feldspatos alcalinos em alteração, com a presença de pedregulhos, e outra parte, corresponde à fração siltosa fina composta por plagioclásios alterados, que ainda não se transformaram completamente em argila, caulinizados talvez, proporcionando veios esbranquiçados, palhetas de muscovita em decomposição, com presença de pouco quartzo e lixiviação de óxidos de metais (SANTOS, 1997). A coloração dos solos vai do amarelo ao vermelho.



Figura 69 – Visão geral das escavações e da construção da estrutura de contenção.



Figura 70 – Local de amostragem do solo A4, coberto por lona preta na Figura 69.



Figura 71 – Local de amostragem, dos solos A6, A7, pertencentes ao horizonte C.



Figura 72 – Afloramento da rocha mãe.

Como era de se esperar o perfil como um todo é muito heterogêneo, apresentando grande variabilidade de minerais e estados físicos de alteração.

A amostra A4, retirada da profundidade de 3 metros, trata-se de um solo areno-silto argiloso de coloração fortemente amarelada, com rajadas claras tendendo a brancas, provavelmente constituídas de feldspato alterado, característica do horizonte B (Figuras 69 e 70). Durante sua retirada, esta se apresentou bem coesiva, fato que a análise granulométrica confirmou. Sua massa é distribuída sobre placas

verticais, ou seja, planos de fraqueza em forma de capas, que perigosamente se desprendiam durante a amostragem, pois o corte era bem vertical (Figura 70). Acredita-se, em uma suposição admissível, de que, a formação destes planos de fratura, seja devida aos efeitos da propagação das ondas de choque, durante as explosões para escavações em rocha, que ocorreram em seu entorno. Apresentou perda de massa de 50% durante o ensaio PMI. Sua desagregação não é imediata, é lenta, ocorrendo ao longo do período de 48 horas. Observou-se que as desagregações iniciam e se propagam, exatamente pelos mesmos planos de fraqueza notados em campo. A presença da água parece expandir estes planos, pois a desagregação se dá em forma de blocos. Por isso acredita-se que este solo possuísse uma coesão verdadeira razoável, antes das obras de escavação. As ondas de choque das explosões provocaram fendas e desestruturaram estes solos, em capas ou blocos, provocando micro-fraturas, por sua vez, enfraquecendo as ligações, ao entorno deste plano, facilitando a passagem da água percolante, desenvolvendo poro-pressão, tendendo a separar as fendas, por fim, facilitando às expansões.



Figura 73 – Solo A4 à esquerda, e solo A15 à direita.

Outra observação hipotética seria a presença de minerais expansivos na presença da água, agindo conjuntamente com a presença das fendas, o que seria razoável, devido à grande presença de feldspato alterado, mas que por sua vez, só poderia ser verificado com certeza, mediante uma análise químico-mineralógica. A expansão é pequena, talvez devido à coesão do argilo-mineral, que ainda resta intacta aos efeitos da explosão. O valor de expansão se torna constante depois de

390 segundos. Para este solo excepcionalmente realizamos expansões nas direções vertical e horizontal, apesar de seus dados serem somente de caráter exploratório e comparativo.

A amostra A6, retirada da profundidade de 7 metros, e o solo A7, retirado da profundidade de 3 metros, desagregaram rapidamente e não apresentaram expansões, talvez pela sua natureza puramente granular e grosseira características do horizonte C, somam-se a isso os efeitos das ondas de explosão (Figura 71). A amostra A15 (Figura 73), pertence a um horizonte C, heterogênea, silto-granular, apresentou expansão, relativamente alta e rápida, alcançando valor máximo em 240 segundos, após, permanecendo constante. Foi submetida ao ensaio de perda de massa por imersão (PMI), apresentando uma desagregação quase que completa em torno de 15 minutos, depois se tornando um tanto lenta, mas completando-se em torno de 12 horas. Durante a desagregação não ocorreram formações de bolhas significantes.

Para estas amostras a presença de feldspato alterado é visualmente menor do que para a amostra A4, observada na Figura 73. Por estarem mais longe da zona de explosão devido às escavações, e pelo fato de serem pouco coesivas, não se observam estes planos de fraqueza formados em sua massa. Talvez pelo fato de que sua massa seja constituída, de um sistema predominantemente granular, tenha ocorrido um amortecimento dos efeitos da propagação das ondas de choque.

Os valores de caracterização obtidos para as amostras A4, A6, A7 e A15, foram utilizados no trabalho somente como dados comparativos e exploratórios, visto possuírem propriedades indesejadas para a pesquisa.

3.4 Método experimental

Os ensaios de laboratório pautaram-se em:

- Perda de massa por imersão em água destilada, com corpo de prova totalmente livre, sem normativa específica para solos estruturados, realizada conforme especificado no subitem 3.2 “Conceito de perda de massa” (Página 94);

- Análise granulométrica utilizando-se recomendações da NBR 7181 (ABNT, 1984), e os resultados expressos conforme a escala granulométrica da ABNT dada pela NBR 6502/95 (solos e rochas);

- Densidade ou Determinação da massa real dos grãos do solo, segundo a NBR 6508 (ABNT, 1984);

- Limites de Atterberg, pela determinação do Limite de Liquidez, segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984), e, determinação do Limite de Plasticidade, segundo a NBR 7180 (ABNT, 1984);
- Expansão, com corpo de prova livre verticalmente, sem normativa específica para solos estruturados;
- Cisalhamento direto (ASTM D3080/98);
- Compressão diametral ou ensaio Brasileiro (Brazilian Test), segundo as normativas brasileiras, NBR 6118-2003, NBR-7222-94 e BRITISH STANDARD 1881 (1970).

Na figura 74 ilustra-se, utilizando um fluxograma resumido, o método experimental da pesquisa.

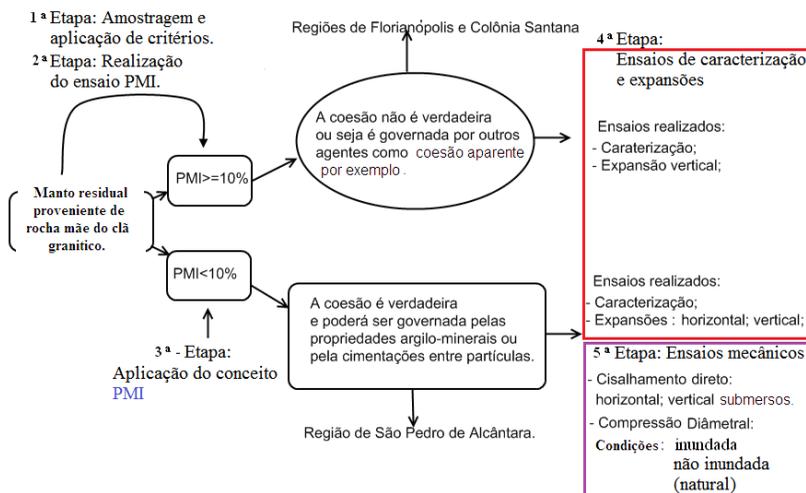


Figura 74 – Fluxograma resumido do método experimental.

A 1ª Etapa mencionada no fluxograma da Figura 74 refere-se à amostragem e foi comentada no item: 3.1 “Seleção de materiais e a amostragem”, Página 91.

Para o ensaio de perda de massa, 2ª Etapa do fluxograma resumido (Figura 74), imergia-se os corpos de prova padrão, cilíndricos de 38,1mm de diâmetro e 78,2mm de comprimento, estruturados, por um período de 48 horas, em um recipiente próprio para tal, como descrito no subitem 4.2 (Página 135). Estas dimensões dos corpos de

prova foram escolhidas, para que se uniformizassem os corpos de prova em função do ensaio de compressão diametral.

Apenas 7 das 27 amostras inicialmente coletadas, permaneceriam com o arcabouço sólido inalterado após a realização da Perda de Massa por Imersão em água. A apresentação dos resultados (PMI) encontra-se na Tabela 14 (Página 138). Os solos que permaneceram inalterados quando submetidos ao PMI, foram denominados selecionados e, os que desagregaram, denominados rejeitados, conseqüentemente suas regiões chamadas de exploratórias, conforme o exposto no item 3.2: “Conceito de perda de massa por imersão em água (PMI)” Página 94.

Na 3ª Etapa (Figura 74), aplicava-se o conceito de perda de massa por imersão em si, fazendo-se o seguinte: os materiais selecionados ($PMI < 10\%$) eram encaminhados para a realização dos ensaios de expansão vertical, horizontal, desestruturada e os ensaios mecânicos; os materiais rejeitados ($PMI > 10\%$) eram submetidos somente à expansão no plano vertical. Não obstante realizavam-se algumas medidas de expansões desestruturadas, também no plano horizontal, para os solos rejeitados, para que houvesse possibilidades de comparações e aproveitamento de amostras.

Na 4ª Etapa (Figura 74), realizavam-se efetivamente os ensaios de caracterização, limites de Atterberg e as expansões verticais. Ressalta-se que estes ensaios foram realizados para todas as amostras coletadas, incluindo os solos provenientes das regiões exploratórias, muitas vezes recusados. Foram guardadas algumas pequenas amostras indeformadas excedentes na câmara úmida do LMS-UFSC.

Para estas amostras que permaneceram intactas (amostras selecionadas) após a realização do PMI, mediu-se a tração indireta sob condições pós-inundadas e naturais e os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizando o cisalhamento direto (ensaio mecânico). Esta etapa é denominada 5ª Etapa no fluxograma resumido (Figura 74).

Mais especificamente, para os solos selecionados, media-se à expansão de corpos de prova estruturados nas condições naturais, submetidos à imersão em água destilada, em dois planos perpendiculares. Moldava-se para uma mesma amostra, dois corpos de prova, segundo dois planos: vertical e horizontal, tendo como referência a posição zenital, onde o plano vertical formaria um ângulo de zero graus. Não obstante media-se também a expansão desestruturada destes materiais.

Ainda sobre a 5ª Etapa, para os solos selecionados, prosseguia-se realizando os ensaios mecânicos de cisalhamento direto, com corpos

de provas estruturados inundados para um mesmo solo, nas duas direções: vertical e horizontal, outra vez, utilizando como referencial a equiidade da posição zenital. Tinha-se o cuidado de fazer corresponder à posição destes corpos de prova, as mesmas posições submetidas às expansões.

Por último realizava-se o ensaio de compressão diametral, porém somente no plano vertical. Para tal, utilizavam-se corpos de prova estruturados nas condições naturais, de um mesmo solo, todavia, moldavam-se dois corpos de prova, igualmente nas mesmas condições. No primeiro (CP) realizava-se o ensaio nas condições de estado natural, e, no segundo (CP) nas condições inundadas.



(a)



(b)

Figura 75 – Padrão de moldagem dos corpos de prova: à esquerda (a) o torno e a direita (b) o molde (bercinho padrão).

Para a realização dos ensaios de perda de massa e compressão diametral, adotou-se como padrão corpos de prova de 38,1 mm de diâmetro por 78,2 mm de altura, do qual a moldagem e os instrumentos utilizados estão ilustrados na Figura 75.

4 ENSAIOS REALIZADOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 Algumas observações de caráter geral realizadas durante os ensaios de caracterização e limites de Atterberg

Observaram-se, durante a realização dos ensaios de caracterização, alguns aspectos problemáticos, vinculados diretamente aos solos residuais.

Fundamentalmente, o procedimento de destorroamento, acaba por quebrar e separar minerais sensíveis como os feldspatos alterados, alterando o tamanho original das partículas. Não obstante, a utilização do hexametáfosfato de sódio durante a floculação, acaba muitas vezes por não cumprir seu papel, deixando de separar partículas de argila fortemente aderidas às partículas maiores como os pedregulhos, por exemplo. Estes pontos no procedimento recomendado pela norma são questionáveis sobre o ponto de vista das análises para solos residuais. Mitchell (1976), já havia notado que havia mais partículas argilosas, do que a granulometria apresentava, para solos residuais de granito da região de Berkeley (USA), comparando os resultados de granulometria convencional, com os de análises microscópicas bem detalhadas.

Uma questão importante, e também discutível, diz respeito sobre a alteração que ocorre no teor de umidade inicial *in situ*, mesmo estando os solos devidamente armazenados na câmara úmida, até a data da moldagem dos corpos de prova. Para os solos estudados estima-se que as alterações ocorram entre o intervalo de 1,5 a 5%, durante um período de 10 meses e, acredita-se que devido a varias razões, estas influenciam decisivamente as estruturas dos solos. Estes materiais por possuírem permeabilidade aberta, perdem e absorvem facilmente água em seus vazios, alterando significativamente o teor de umidade natural. Por exemplo, pode-se mencionar que estas variações no teor de umidade, promovem um enrijecimento da amostra dentro da câmara úmida, provocado pelo domínio das forças capilares, que começam a atuar intensamente sobre o arcabouço sólido, sentiu-se estes efeitos, durante a manipulação e moldagem dos corpos de prova em períodos diferentes. Uma segunda hipótese é de que estas forças capilares possam ser tão intensas, a ponto de esmagar as cimentações, assumindo por sua vez o papel destas, porém desestruturando os solos sobre o ponto de vista da existência das cimentações entre partículas.

Avaliaram-se as propriedades plásticas e coesivas, conforme os resultados dos limites de Atterberg (Tabela 23). As conclusões geomecânicas para solos residuais estruturados, baseadas nos métodos tradicionais para solos sedimentares, não são realistas, por conseguinte, não reproduzem o comportamento do arcabouço sólido real destes solos. Análises baseadas em métodos desestruturantes e reconstituintes, como os recomendados por Nogami e Villibor (1994), ou muitas vezes denominados de classificação dos solos tropicais ou lateríticos, por exemplo, são contraditórios. A falha está na própria concepção de desestruturação do arcabouço sólido. Quando se desestrutura o solo, reconstituindo-o, fisicamente não já se tem mais o mesmo material, pois o arcabouço sólido na forma estruturada do mesmo não existe mais, e segundo o estado tecnológico atual será impossível reproduzi-lo. Por outro lado, muitas vezes, os equipamentos utilizados, não possuem sensibilidade suficiente, para computar valores de plasticidade e liquidez pequenos, muito comum para os solos tropicais e subtropicais.

Tem-se como predefinido, que qualquer ensaio, aplicado aos solos naturalmente estruturados, deve ter como predicado, a preservação ao máximo possível da estruturação natural destes. Reconhece-se que por suas peculiaridades, evidentemente estes solos são problemáticos, devido ao fato da dificuldade da realização dos procedimentos e ensaios usuais. Como sugestão, se deveriam adaptar novos equipamentos, que imprimissem aos solos pouquíssimos efeitos mecânicos, conseqüentemente, que tivessem alto grau de sensibilidade, assim, partir-se-ia do princípio da conservação das cimentações naturais, durante a análise geotécnica.

4.2 Ensaio de Perda de Massa por Imersão (PMI)

Como anteriormente no item 3.2 na Página 94 já foi apresentado o conceito de perda de massa por imersão, agora irar-se-á apresentar diretamente o ensaio e seus resultados.

Na segunda etapa (Figura 74), em laboratório, o conceito de perda de massa por imersão foi aplicado, realizando-se o ensaio de perda de massa por imersão em água (PMI), com a imersão em água de um corpo de prova (CP), livre sem moldes, cilíndrico de 38,1mm de diâmetro e 78,2mm de comprimento, estruturado, por um período de 48 horas, em um recipiente especialmente manufaturado para tal. Os resultados encontram-se na Tabela 14, página 138. Como já dito, estas

dimensões (CP) foram escolhidas visando corpos de prova semelhantes aos do ensaio de compressão diametral.

Na Figura 76, tem-se um exemplo. Em “A” encontra o solo A1SPA, imerso durante 48 horas, e, permanecendo sem desagregações. No fundo do recipiente pode-se notar que não há material acumulado, o que não se pode dizer, para o material em “B”, na Figura 76, que desagregou parcialmente no primeiro minuto depois de imerso em água e que, no final de 5 minutos, encontrava-se totalmente desagregado, acumulando material no fundo do pote coletor. Na mesma figura (Figura 76) pode-se observar um exemplo de solo selecionado (A) e outro de rejeitado (B). Acredita-se que um valor de até 10% de perda de massa possa ser devido a alguma imperfeição amostral, e que o tempo de 48 horas, para estes solos, seja suficiente para que o arcabouço sólido aproxime-se do estado saturado.

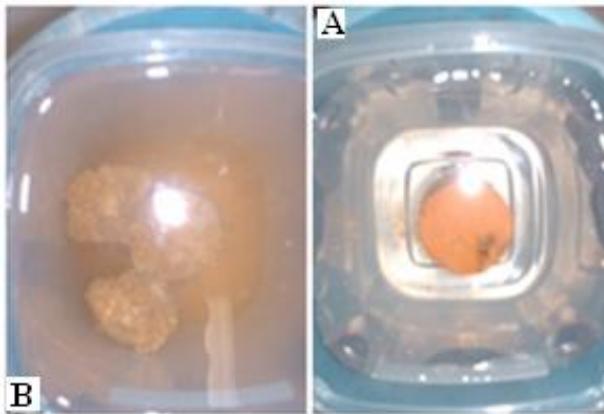


Figura 76 - Visualização das amostras submetidas ao ensaio de perda de massa por imersão durante 48 horas. A esquerda selecionada (A1SPA), e a direita rejeitada (A3SPA).

Para a realização do ensaio de perda de massa por imersão, produziu-se um recipiente, conforme as Figuras 77 e 78, que basicamente se constitui em um pote (e), com uma torneira adaptada em sua base (b), e, acima desta base, um pedestal drenante (c), envolto em dreno geotécnico (a), onde o corpo de prova permanecia, repousando

durante as 48 horas necessárias (f). Para um melhor andamento dos serviços, foram manufacturados quatro (4) recipientes.

A massa desagregada acumulava-se no fundo (f), e logo depois de passado o período de 48 horas, media-se à massa desagregada, através do controle do seu peso desagregado seco em estufa, em relação ao peso total seco inicial, denominado de perda de massa por imersão, ou, PMI.

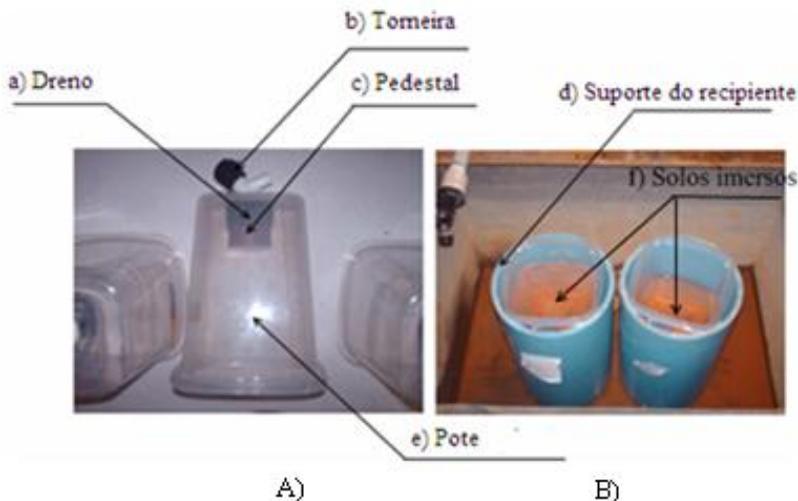


Figura 77 – Recipiente coletor: A) Recipiente coletor montado; B) vista superior, com amostras imersas.



Figura 78 – Recipientes coletores montados: Vista de topo (esquerda) e lateral (direita).

Tabela 14 – Síntese dos resultados de perda de massa por imersão em água pura (PMI)

Amostra	Local	Perda massa por imersão (PMI %)	Amostra	Local	Perda massa por imersão (PMI%)
A1	R1SPA	0%	A15	R5FLOPP3	100%
A2	R1SPA	5%	*A16=A9	R1SPA	
A3	R1SPA	42%	*A17=A9	R1SPA	
A4	R5FLOPP3	50%	A18	R1SPA	0%
A5	R2SPA-CS	100%	A19	R1SPA	100%
A6	R5FLOPP3	100%	A20	R1SPA	0%
A7	R5FLOPP3	100%	A21	R1SPA	0%
A8	R1SPA	100%	A22	R1SPA	0%
A9	R1SPA	100%	A23	R1SPA	100%
A10	R1SPA	100%	A24	R1SPA	100%
A11	R1SPA	0%	A25	R1SPA	100%
A12	R3FLOPP1	100%	*A26=A2	R1SPA	
A13	R4FLOPP2	100%	*A27=A8	R1SPA	
A14	R1SPA	100%			

Solos selecionados com PMI=0%

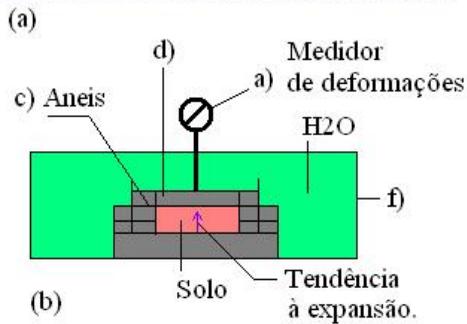
Para todos os solos:

* Corpos de prova cilíndricos 38,1x78,2mm;

** Imersão de 48 horas.

4.3 Ensaio de Expansão dos solos estruturados e desestruturados provocada pela imersão em água destilada

Para a medida da expansão estruturada vertical e horizontal dos solos provocada pela presença da água em seus vazios, utilizou-se de um sistema constituído por um medidor de deformações (a), top-cap (d), e dois anéis de encaixe metálicos (c, e), com uma pedra porosa na base. Moldava-se o solo dentro do anel molde ou inferior (c), no estado indeformado, encaixava-se o sistema de anéis, e, fazia-se inundar com água destilada a amostra (Figura 79a). Seguiu-se anotando o tempo e a deformação correspondente, até a constância das variações volumétricas. No intervalo de cada ensaio secava-se ao ar a pedra porosa, para que esta viesse a interferir ao mínimo nas expansões, as dimensões do anel molde eram: diâmetro de 59,9mm; altura de 16,2mm; constante de 0,002mm/unidade (constante do anel), sendo que na parte superior verticalmente o corpo de prova era livre.



(c)

Figura 79 – Visualização do ensaio de expansão proposto. Equipamentos para o ensaio estruturado em (a); croqui esquemático do ensaio; ensaio desestruturado em (c).

Realizavam-se expansões em corpos de prova estruturados nas direções vertical e horizontal nas condições naturais e desestruturadas, objetivando-se saber em qual direção o solo expandia mais, identificando anisotropias, da mesma forma, com o intuito de comparar o efeito das cimentações sobre as expansões.

Ressalta-se que não existe normativa para ensaio de expansão para solos estruturados, somente para solos reconstituídos.

Para os solos que foram selecionados, media-se também a expansão desestruturada, com o solo reconstituído nas mesmas condições iniciais. Para tal, desestruturavam-se os solos no almofariz com o pilão, tendo o cuidado para não quebrar partículas sensíveis, visando reconstituí-los, compactava-os sem controle de energia, dentro do anel utilizado para expansão.

Como se tinha o teor de umidade desta amostra na câmara úmida se controlava o peso seco, segundo o peso específico seco desejado, igual às condições iniciais, acrescentava-se água ou retirava-se, caso fosse necessário, para a obtenção do mesmo teor de umidade natural, adotado como o teor de umidade do ensaio de expansão vertical, com os equipamentos disponíveis conforme a Figura 79c, assim poder-se-ia corrigir a umidade, reduzindo o material as mesmas condições naturais.

Os ensaios de expansão vertical foram realizados no período de novembro de 2009 a fevereiro de 2010.

Deste período até o mês de junho de 2010, período em que se realizou as expansões desestruturadas, houve reduções de 1 à 5% no teor de umidade inicial, devido ao permanecimento das amostras na câmara úmida.

As Figuras 80 e 82 mostram os ensaios de expansão na integra.

Para melhorar a visualização, ampliaram-se estes gráficos separadamente por regiões (Figuras 81 e 83).

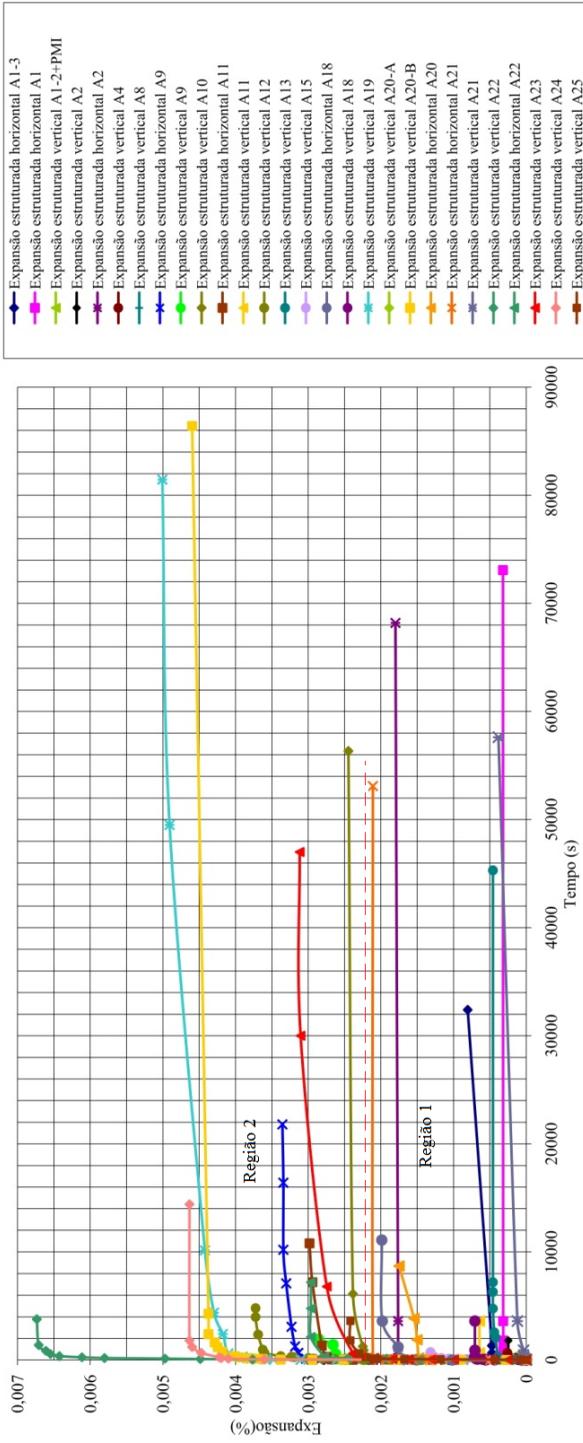


Figura 80 – Expansão dos solos estruturados nas condições naturais e estruturadas, visão geral.

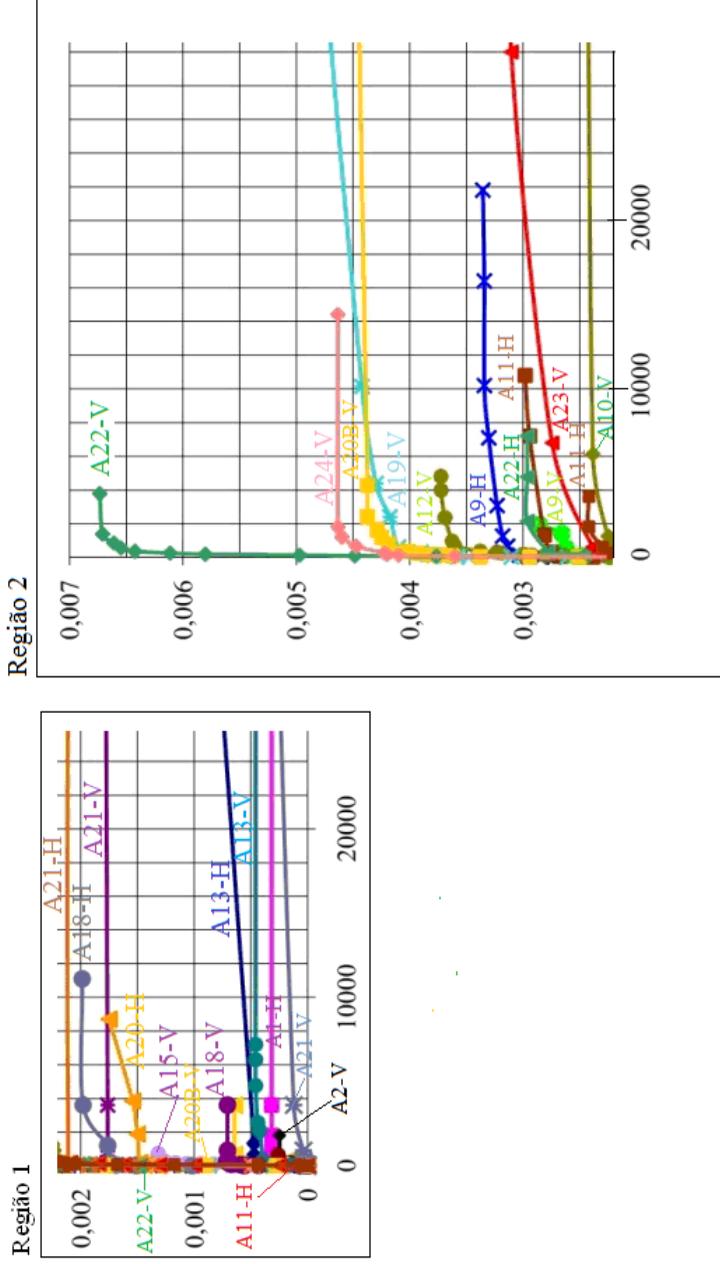


Figura 81 – Visualização por regiões ampliadas da Figura 80.

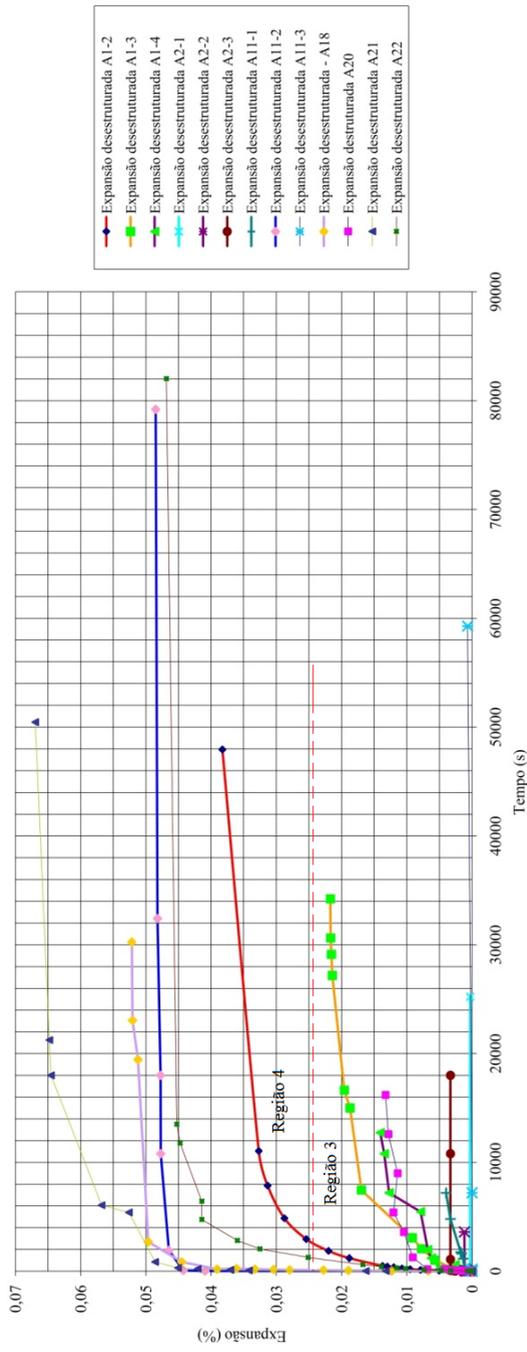


Figura 82 – Expansão dos solos reconstituídos às condições naturais (desestruturados), visão geral.

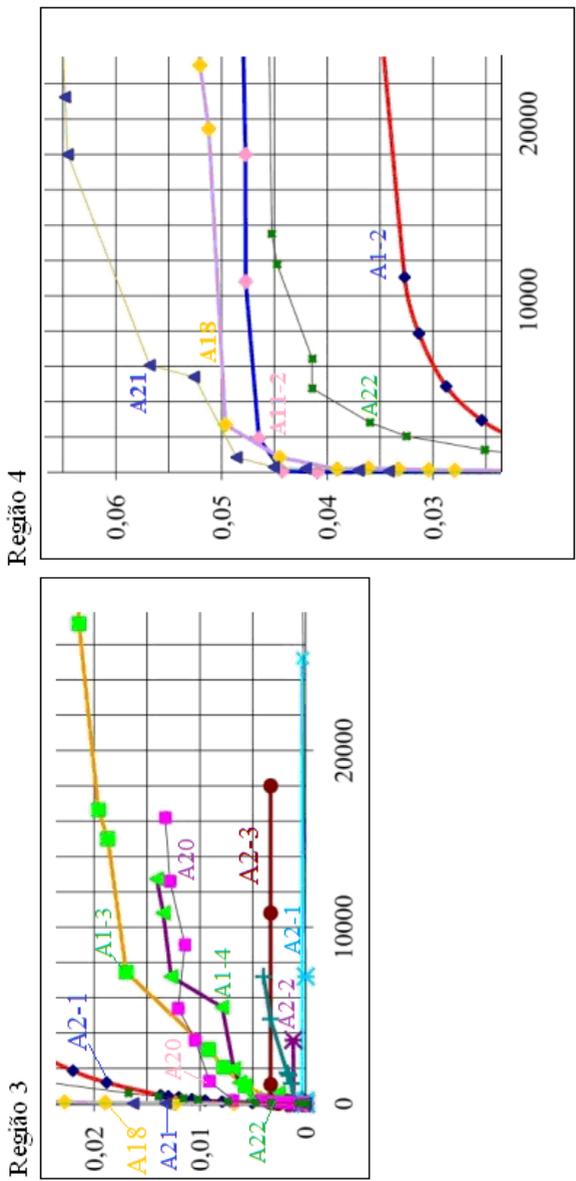


Figura 83 - Visualização por regiões ampliadas da Figura 82.

4.4 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios mais utilizados para obtenção dos parâmetros de resistência dos solos são as compressões, descompressões e os cisalhamentos. O ensaio que fornece os melhores resultados, conforme o estado de tecnologia atual são as compressões triaxiais, devido à possibilidade de obter parâmetros de deformabilidade, medir a poro-pressão, simular quaisquer carregamentos e controlar a drenagem. Para os solos naturalmente estruturados o ensaio de compressão triaxial drenado seria o ideal. Cuidados devem ser tomados para que durante a consolidação, não se rompam as cimentações. Porém, os ensaios de laboratório mais empregados para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são os ensaios de cisalhamento direto. Rapidez, baixo custo e facilidade na consolidação, são características que os deixam muito atraentes, principalmente para os solos residuais, em especial aos derivados do clã granítico, que muitas vezes possuem material granular e grosseiro em sua composição, por isso, apresentando problemas de moldagem de corpos de prova.

Deve-se ressaltar que devido à alta permeabilidade destes solos, geralmente submetidos ao ensaio, com a imersão do solo em água, subentende-se que este chegue a valores muito aproximados da saturação, o que não é provado fisicamente, pois neste ensaio não existe a possibilidade do controle dos parâmetros de Skempton (A e B) para controle da poro-pressão.

Para os materiais granulares a experiência científica comprova, que os resultados obtidos com o cisalhamento direto, como as curvas e os parâmetros de resistência ao cisalhamento se aproximam muito dos obtidos em ensaios triaxiais. Por estas razões, e devido à grande quantidade de dados já existentes, trabalhar com o ensaio de cisalhamento direto é uma boa opção.

No ensaio de cisalhamento direto, basicamente um corpo de prova é moldado em uma caixa bipartida, que possui uma parte fixa e outra móvel. Primeiramente, inunda-se o corpo de prova, e aplica-se um carregamento vertical, para consolidação do corpo de prova durante 24 horas. Após a consolidação, é imposto à caixa um binário de forças tangenciais, respectivamente transferindo ao solo um movimento cisalhante, sob uma velocidade constante, gerando uma evolução das tensões, impondo uma superfície de cisalhamento (Figura 84). Durante o ensaio, medem-se as forças cisalhantes e as deformações vertical e horizontal, para uma força vertical constante até a ruptura do corpo de

prova (Figura 84). São realizados no mínimo três corpos de prova para cada amostra estudada, respectivamente, para a obtenção da envoltória de Mohr-Coulomb.

O ensaio é guiado pelas condições de drenagem naturais do solo, pois não se consegue impor condições de drenagem neste equipamento, a vista disso, não se tem controle da drenagem nem das condições de fronteira na amostra. A tensão neutra não é medida, por isso as tensões efetivas são desconhecidas. O resultado é um plano de ruptura e um campo de tensões e deformações na amostra não uniformes com rotação do plano de tensões principais (Figura 84). A concentração de tensões nas bordas da caixa cisalhante e, a rigidez desta são os principais agentes que provocam a formação do campo desuniforme de tensões (HUMMES, 2007).

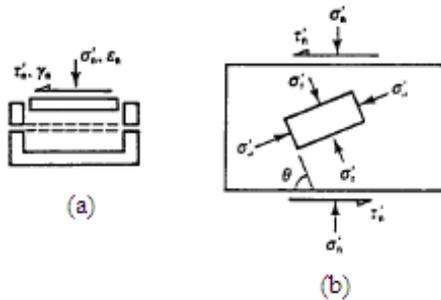


Figura 84 – Estado físico de cisalhamento direto. Fonte: ATKINSON, 1990.

Devido à grande heterogeneidade do maciço em que se trabalha, para que se pudesse estudar os efeitos anisotrópicos, que incidem sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, elaborou-se para cada amostra, 3 corpos de prova na direção vertical e, 3 corpos de prova na direção horizontal. Estas amostras, por sua vez, foram sempre coletadas na posição vertical em relação ao maciço (zênite), conforme a Figura 85. Inicialmente, antes da consolidação, as condições dos corpos de prova eram as naturais, ou seja, com o teor de umidade natural.

Apesar de se saber que existe uma infinidade de planos que poderiam ser estudados, acredita-se que estes planos escolhidos para cisalhar sejam os mais importantes e representativos. Durante a moldagem dos corpos de prova, teve-se o cuidado de moldar ao máximo fora da influência de planos de fraqueza reliquias, que pudessem intervir nos resultados enfraquecendo os corpos de prova.

É de se esperar que o plano que tenha maior massa de material confinante em seu entorno, se mantenha mais protegido dos efeitos das intempéries, tendendo a expandir menos, conservando assim suas características intrínsecas de resistência iniciais. Por outro lado, o plano que é atingido por desconfinamentos em geral como o deslizamento, por exemplo, torna-se desprotegido, desconfinado, conseqüentemente fica exposto às variações volumétricas, portanto tendendo a ser menos estruturado. Não obstante, foi possível comparar os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, com os valores obtidos nas expansões realizadas, pois na análise se fez que os planos utilizados fossem correspondentes.

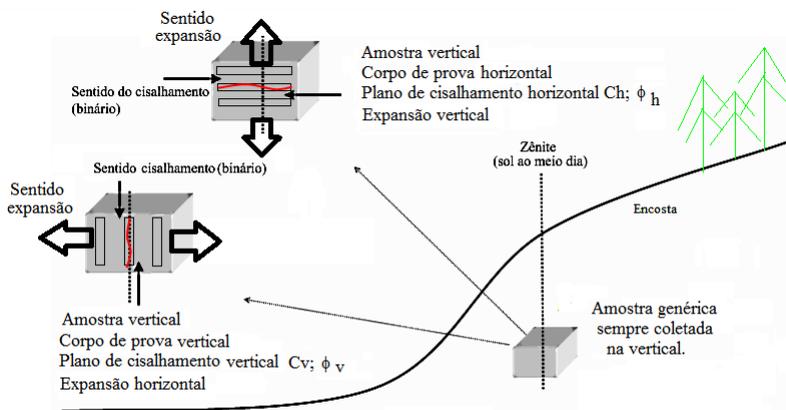


Figura 85 – Croqui demonstrativo dos planos cisalhados horizontal e vertical e das expansões.

Os corpos de prova foram consolidadas em estágios sob tensões normais de 31 kPa, 74 kPa, 122 kPa, até a constância de volume, que ocorria em torno de duas horas. As baixas tensões representam à tensão atuante devido ao peso próprio do solo, e as maiores têm o objetivo de simular o comportamento do solo sobre campos de tensões crescentes, oriundos de carregamentos que o levarão a ruptura, sob condições drenadas. As amostras tinham dimensões de 20,65mm de altura com 101,6mm de lados.

Prosseguem nas páginas seguintes as tabelas sínteses, envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento para os solos selecionados e ensaiados, com o equipamento de

cisalhamento direto, nos planos vertical e horizontal, todos sob condições de inundação e consolidados.

Tabela 15 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A1, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A1-1H	32,38	55,45	1,14	-0,26	41,6	20,87
	A1-2H	79,24	79,77	4,5	0,66		
	A1-3H	126,96	139,44	2,14	0		
Plano horizontal	A1-1V	32,38	37,29	1,17	-0,07	39,4	16,06
	A1-2V	129,11	117,54	3,78	0		
	A1-3V	77,56	90,01	2,42	0,47		

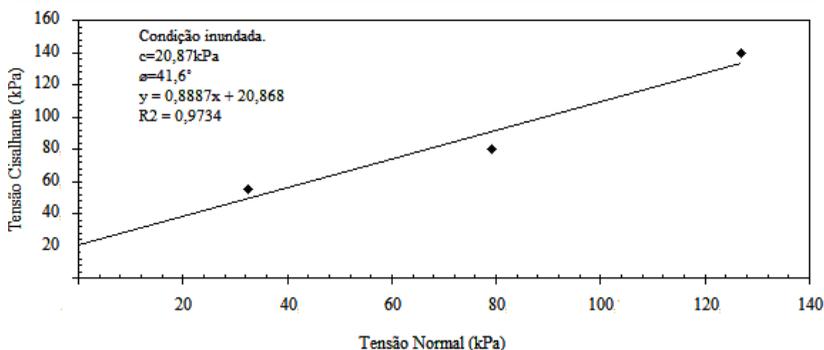


Figura 86 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência a cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A1.

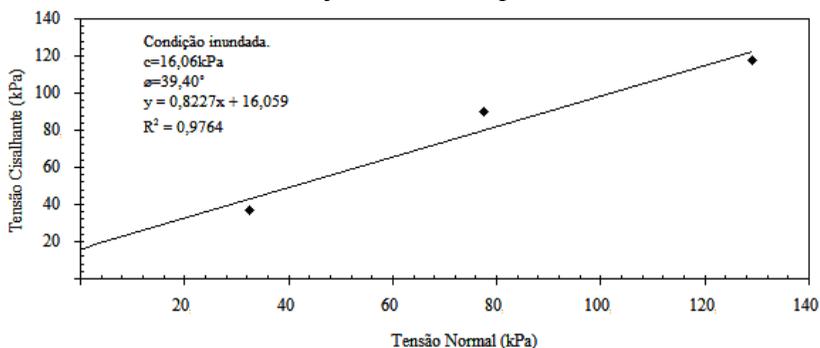


Figura 87 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência a cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A1.

Tabela 16 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A2, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A2-1H	33,34	33,86	4,03	-2,04	35,7	9,28
	A2-2H	79,78	65,4	5,17	-3,47		
	A2-3H	132,25	104,9	6,08	-4,85		
Plano horizontal	A2-1V	32,83	30,35	2,54	-1,97	37,7	4,48
	A2-2V	80,57	65,61	6,1	-4,34		
	A2-3V	133,29	107,81	6,8	-4,12		

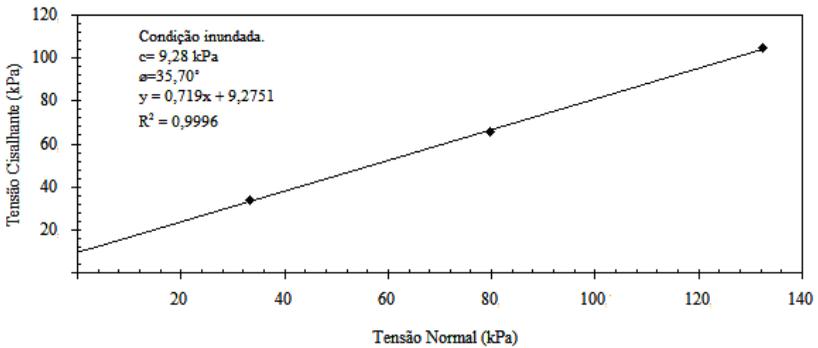


Figura 88 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A2.

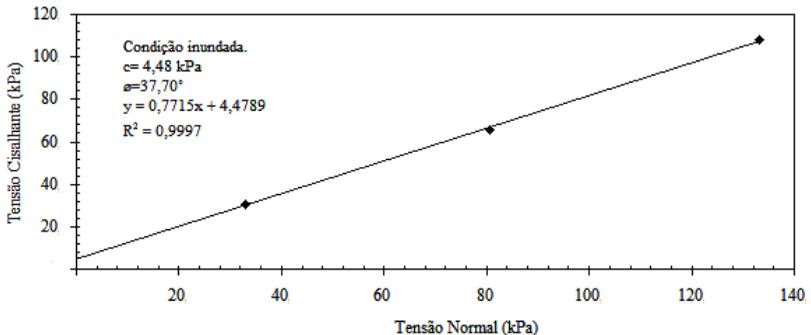


Figura 89 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A2.

Tabela 17 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A11, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A11-1H	33,56	31,53	4,65	-3,76	26,6	13,48
	A11-2H	79,66	51,07	5,03	-5,66		
	A11-3H	130,20	79,87	4,62	-6,42		
Plano horizontal	A11-1V	33,33	23,24	4,02	-5,22	32,2	5,34
	A11-2V	79,32	61,04	4,62	-5,84		
	A11-3V	130,39	84,58	4,76	-5,91		

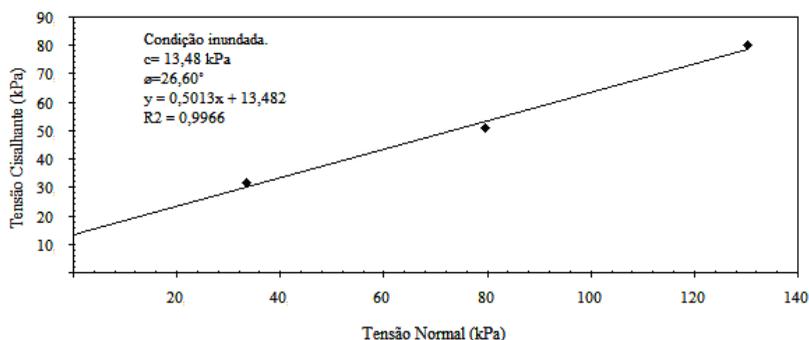


Figura 90 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência a cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A11.

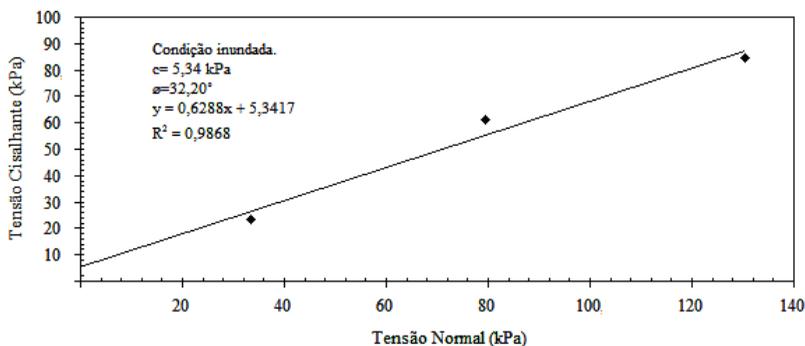


Figura 91 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência a cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A11.

Tabela 18 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A18, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A18-1H	32,76	40,22	2,32	-0,69	33,20	19,70
	A18-2H	77,47	72,03	2,33	-0,11		
	A18-3H	128,36	102,82	3,24	-1,68		
Plano horizontal	A18-1V	32,67	50,50	2,04	0,22	27,50	34,35
	A18-2V	77,22	76,25	2,01	-0,15		
	A18-3V	126,99	99,74	2,19	-1,13		

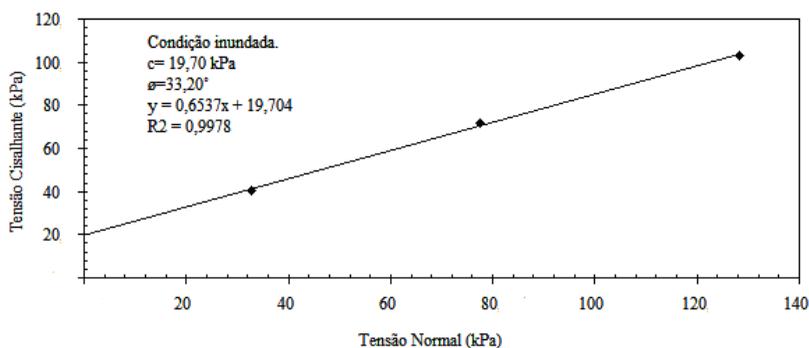


Figura 92 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A18.

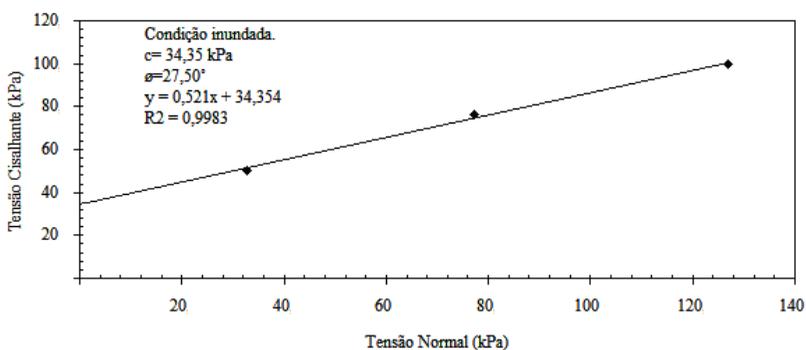


Figura 93 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A18.

Tabela 19 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A20, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A20-1H	33,96	32,95	2,9	-1,57	28,90	17,77
	A20-2H	64,56	78,05	3,07	-3,65		
	A20-3H	86,86	128,5	3,36	-5,44		
Plano horizontal	A20-1V	27,92	32,89	2,75	-1,02	35,80	4,38
	A20-2V	61,06	78,05	3,07	-2,48		
	A20-3V	97,28	128,99	3,71	-5,8		

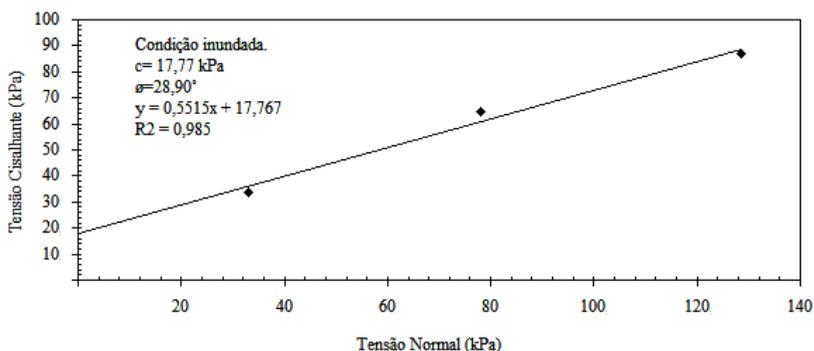


Figura 94 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A20.

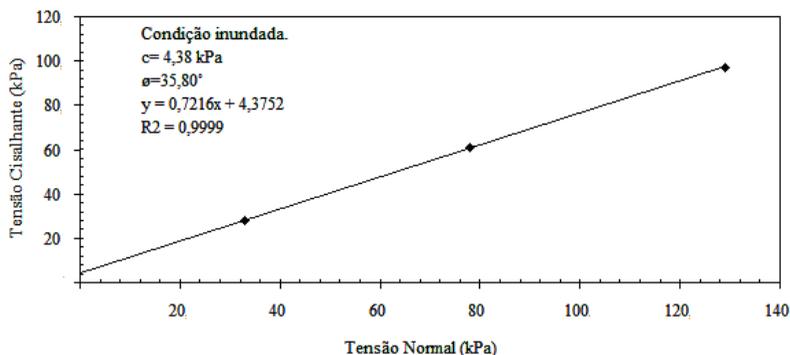


Figura 95 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A20.

Tabela 20 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A21, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A21-1H	32,48	31,01	1,48	-0,84	29,70	13,33
	A21-2H	77,93	59,47	2,92	-3,10		
	A21-3H	86,47	129,41	4,04	-6,20		
Plano horizontal	A21-1V	32,48	30,03	1,49	-0,95	29,70	13,48
	A21-2V	78,96	62,28	4,18	-5,51		
	A21-3V	129,42	85,46	4,04	-6,28		

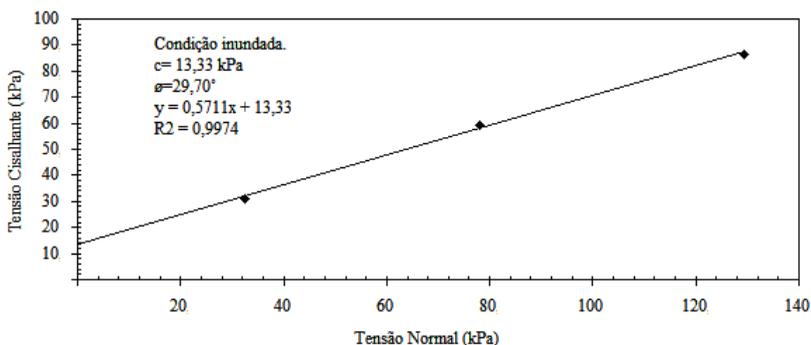


Figura 96 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A21.

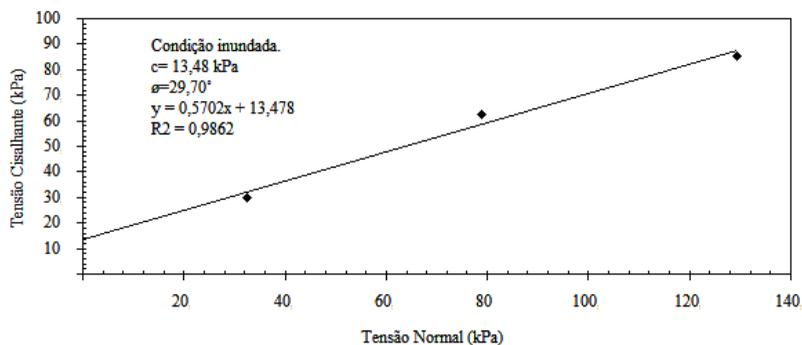


Figura 97 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A21.

Tabela 21 – Tabela resumo do cisalhamento direto para a amostra A22, sob as condições inundadas.

Plano cisalhado	Corpo de prova	σ_N (kPa)	τ_R (kPa)	ΔH_R (%)	ΔV_R (%)	ϕ (graus)	c (kPa)
Plano vertical	A22-1H	32,29	38,76	3,9	-2,15	33,70	5,19
	A22-2H	78,7	55	3,87	-3,65		
	A22-3H	130,79	93,52	5,04	-6,75		
Plano horizontal	A22-1V	32,51	30,06	1,59	-0,26	27,40	14,03
	A22-2V	78,91	56,67	4,12	-5,18		
	A22-3V	129,35	80,36	3,99	-5,07		

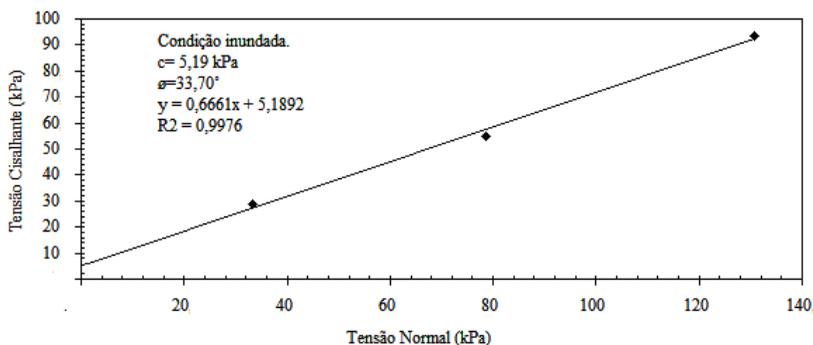


Figura 98 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano vertical, em condições inundadas para a amostra A22.

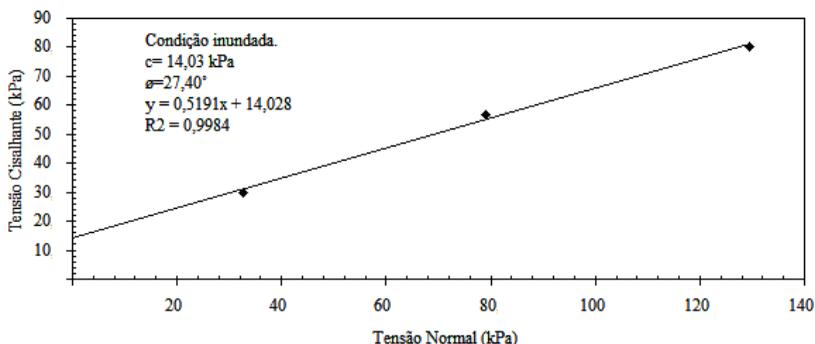
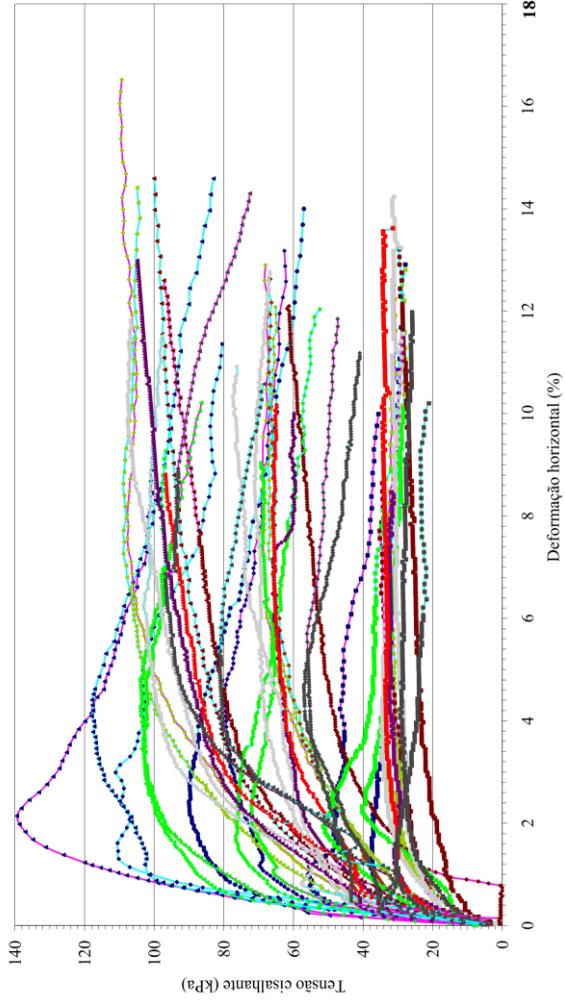


Figura 99 – Envoltória de resistência e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, sob o plano horizontal, em condições inundadas para a amostra A22.



- A1H-Estágio1
- A1H-Estágio2
- A1H-Estágio3
- A1V-Estágio1
- A1V-Estágio2
- A1V-Estágio3
- A1V-Estágio4
- A2H-Estágio1
- A2H-Estágio2
- A2H-Estágio3
- A2V-Estágio1
- A2V-Estágio2
- A2V-Estágio3
- A11H-Estágio1
- A11H-Estágio2
- A11H-Estágio3
- A11V-Estágio1
- A11V-Estágio2
- A11V-Estágio3
- A18H-Estágio1
- A18H-Estágio2
- A18H-Estágio3
- A18V-Estágio1
- A18V-Estágio2
- A18V-Estágio3
- A20H-Estágio1
- A20H-Estágio2
- A20H-Estágio3
- A20V-Estágio1
- A20V-Estágio2
- A20V-Estágio3
- A21H-Estágio1
- A21H-Estágio2
- A21H-Estágio3
- A21V-Estágio1
- A21V-Estágio2
- A21V-Estágio3
- A22H-Estágio1
- A22H-Estágio2
- A22H-Estágio3
- A22V-Estágio1
- A22V-Estágio2
- A22V-Estágio3

(as curvas continuam na outra página)

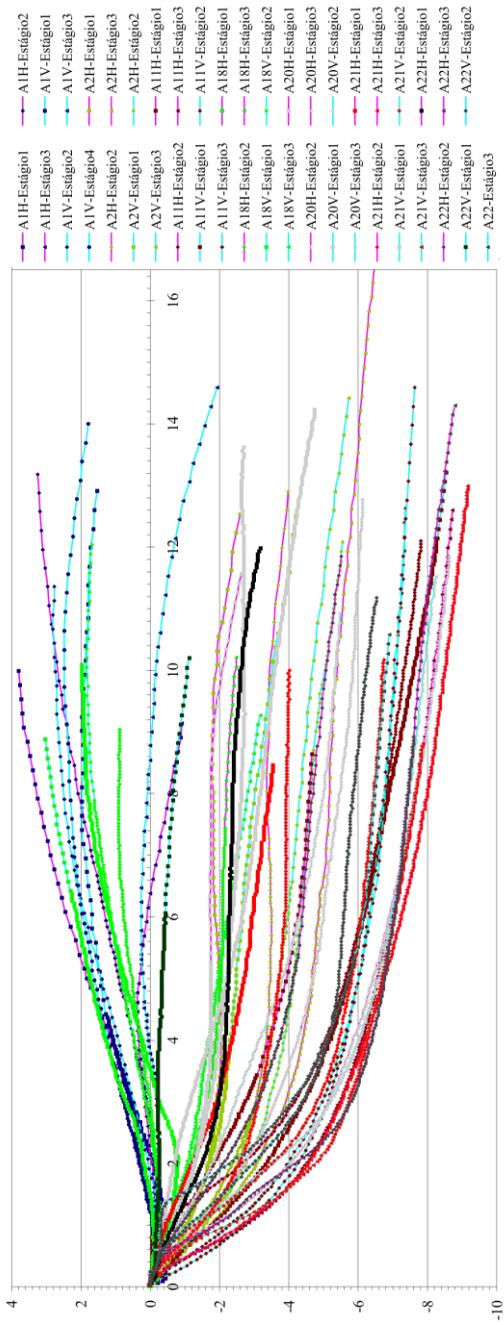


Figura 100 – Curvas tensões-deformações para os solos estudados, obtidas no ensaio de cisalhamento direto.

4.5 Ensaio de compressão diametral

Este ensaio idealizado pelo professor Lobo Carneiro (CARNEIRO,1943), também é conhecido como ensaio Brasileiro. Na verdade, é a medida indireta da tração de um material, portanto, sob certo ponto de vista, principalmente o geotécnico, é a medida da coesão dos materiais. Pela sua simplicidade, precisão e uniformidade de resultados, é reconhecido no meio técnico como muito adequado para obter dados de resistência à tração de materiais como concreto, rochas, solos fortes e estruturados (INGLES; FRYDMAN, 1963).

O teste envolve o carregamento uniaxial de um cilindro circular ou um disco. Ocorre uma uniformidade de tensões de tração perpendiculares ao longo do plano diametral, onde ocorre a ruptura, sendo que no núcleo da amostra desenvolvem-se condições biaxiais, observar a Figura 101 (KRISHNAYA; EISENSTEIN, 1974).

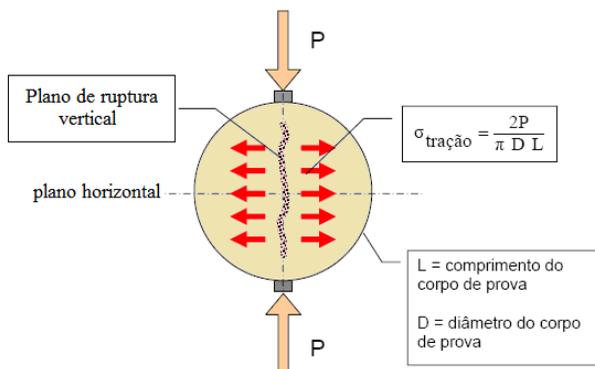


Figura 101 – Ilustração do estado físico à que o corpo de prova cilíndrico fica submetido, durante o ensaio de compressão diametral.

Por isso, a região de distribuição das tensões é relativamente uniforme, desde que a largura dos filetes de apoio seja de 10% do diâmetro da amostra (CARNEIRO, 1943). A amostra deve possuir uma relação de 2 (dois) entre altura e diâmetro, para que a geometria do corpo de prova não interfira no ensaio. Assume-se que a ruptura tenha iniciado no instante em que ocorre a carga de pico (INGLES; FRYDMAN, 1963). A formulação básica do ensaio é a seguinte:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi.L.D} \quad [5]$$

Equação 5 – Resistência à tração indireta.

Onde :

σ_t - Resistência à tração;

P - Esforço de compressão total aplicado;

L - Altura da amostra;

D - Diâmetro da amostra.

A existência de coesão verdadeira em solos residuais oriundos do granito está diretamente ligada às cimentações entre partículas. Solos com coesão verdadeira deverão apresentar pequena resistência à tração, mesmo quando submetidos a estados físicos sem confinamento. A medida é dita indireta, pois durante o ensaio não há tração propriamente dita, mas sim, devido ao carregamento, se induz este a um estado de tração. Por isso, a forma do corpo de prova, alinhamento do carregamento e a distribuição uniforme de tensões, são premissas, para que se alcancem medidas de valores corretos durante o ensaio.

O objetivo foi realizar este ensaio para se medir a tração de forma indireta nos corpos de prova, concomitantemente, tentando interligar estes resultados obtidos com as cimentações existentes entre partículas, para tal, posteriormente associando estes resultados ao intercepto coesivo dos solos e seus agentes intervenientes. Adotou-se como corpo de prova padrão, um cilindro indeformado com 38,1mm de diâmetro e 78,2mm de comprimento.

Para todos os solos (amostras) selecionados, realizaram-se a compressão diametral com corpos de prova nas condições naturais e submersas, todos estruturados. A imersão era por um tempo mínimo de 48 horas.

Acredita-se que devido à permeabilidade razoavelmente alta dos solos em estudo, este procedimento e o período de submersão, fossem suficientes para remover quase que totalmente, os efeitos da coesão aparente, atingindo um estágio muito próximo da condição saturada. Logo depois de concluído o período de submersão, retirava-se o corpo de prova da imersão, e rapidamente submetia-o à ruptura, pois o sistema de compressão já estava todo pré-acionado. Para a realização de todo o procedimento, não eram gastos mais do que 5 minutos. As rupturas se davam na carga de pico. Para o ensaio com amostra natural, moldavam-se os corpos de prova nas condições naturais, e submetia-os as compressões. A constante do anel de carga, que se obteve com sua calibração, segue na tabela síntese do ensaio (Tabela 22, Pág.171).

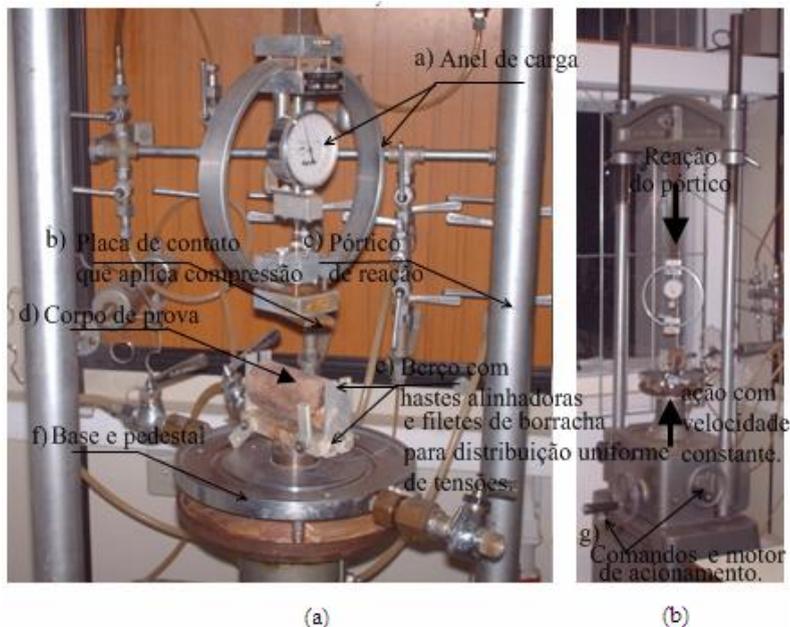


Figura 102 – Ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro (brazilian test).

Na Figura 102 tem-se (a) detalhamento e em (b) visão geral da adaptação do ensaio ao sistema do triaxial (LMS-UFSC), mostrando a subida do pedestal com velocidade constante (ação).

Descreve-se o sistema (Fig.102): Adaptou-se um berço com hastes (e) que posicionavam e alinhavam o corpo de prova (d), adaptado sobre o pedestal do ensaio triaxial (f). Utilizavam-se filetes de borracha para a distribuição uniforme de tensões ao longo do corpo de prova, superior e inferior (e). Com esse procedimento acreditava-se ter cumprido as exigências para um ensaio adequado.

Segundo Carneiro (1943), tem-se as seguintes principais relações:

- a) Resistência à tração direta (fct)
 $fct = 0,9.\sigma$
- b) Resistência à tração na flexão (fct.f)
 $fct.f = 1,43.(fct)$
- c) Resistência à compressão simples (σ_{cs})

$$\sigma_{cs} = 10.(\sigma_t)$$

Onde σ_t é a tensão de tração indireta.

Para materiais frágeis a medida da resistência à tração indireta aproxima-se dos valores obtidos por compressão uniaxial. A ruptura é independente dos efeitos externos e das camadas internas. Poderá ser instrumentado, de maneira a que possamos medir os módulos de deformabilidade (CARNEIRO; BARCELLOS, 1953).

A velocidade de carregamento influencia a mobilização da resistência à tração, inclusive mais rapidamente do que na resistência à compressão, segundo Tschebotarioff, Ward e De Phillipe (1953).

A resistência à tração e a rigidez dos solos, decrescem com o aumento do teor de umidade, aumentando a flexibilidade e também os valores de deformações. Portanto os valores obtidos em ensaio de compressão não confinada distanciam-se, aumentando em relação aos valores obtidos para tensão à tração, quando existem acréscimos no teor de umidade.

Prossegue coletânea de fotos dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão diametral:

A) Corpos de prova submetidos ao ensaio com as condições naturais:



Figura 103 – Visualização das superfícies de ruptura, vista superior (A1, A11, A21 e A22).

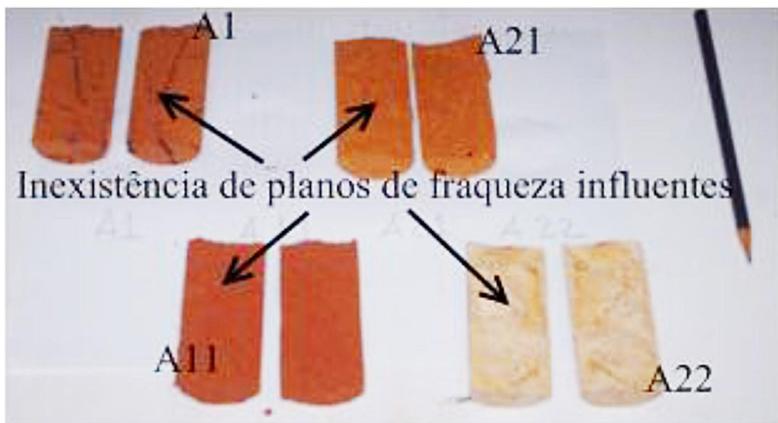


Figura 104 – Vista de topo das superfícies de ruptura com os corpos de prova abertos (A1, A11, A21 e A22).

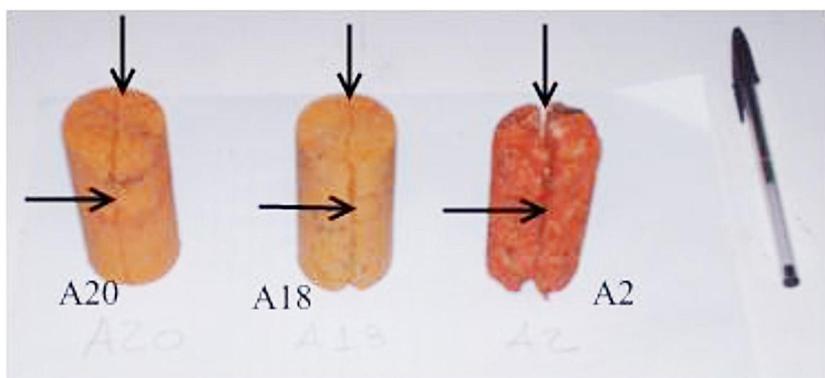


Figura 105 – Visualização das superfícies de ruptura dos corpos de prova para os solos A20, A18 e A2, vista superior.

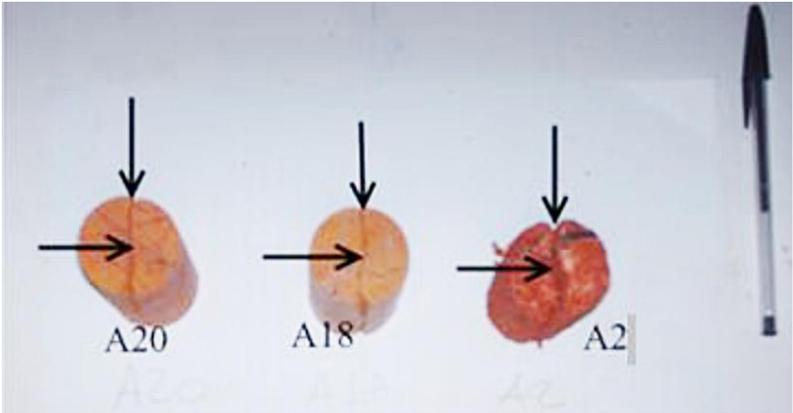


Figura 106 – Visualização das superfícies de ruptura dos corpos de prova para os solos A20, A18 e A2, vista de topo.

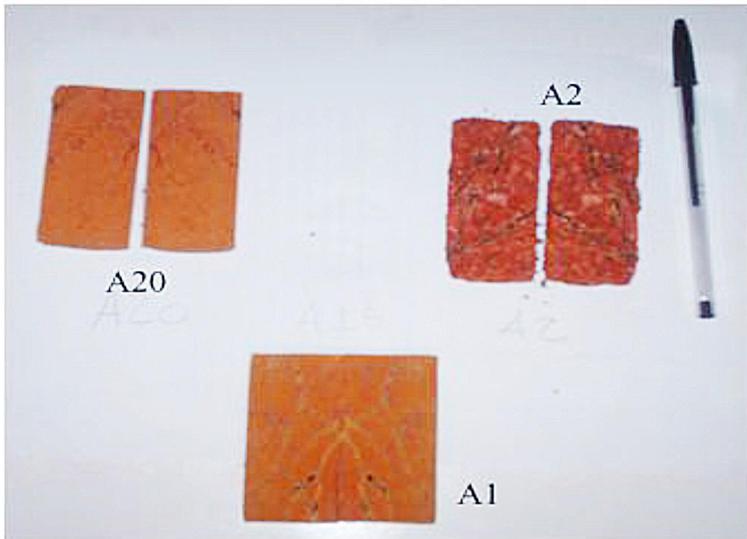


Figura 107 - Vista de topo das superfícies de ruptura com os corpos de prova abertos (A20, A1 e A2).

B) Corpos de prova submetidos ao ensaio sob as condições pós-inundadas:



Figura 108 – Visualização das superfícies de ruptura e da amostra A1, depois da imersão em água por 48horas, vista superior.



Figura 109 – Visualização das superfícies de ruptura e da amostra A1, mantida em imersão durante 48horas, vista lateral.



Figura 110 – Visualização da superfície de ruptura para a amostra A11.



Figura 111 – Vista de topo, das superfícies de ruptura do solo A18, e da amostra inundada (A18), depois da imersão por 48horas.

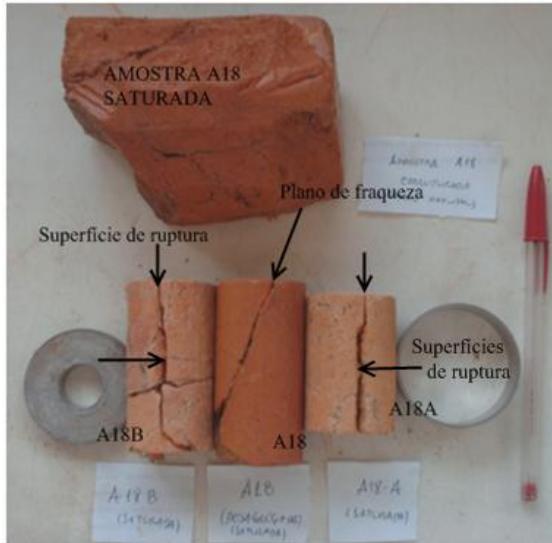


Figura 112 – Visualização das superfícies de ruptura, vista lateral (A18).



Figura 113 – Visualização dos corpos de prova abertos, mostrando a presença de plano de fraqueza no corpo de prova A18, e ausência nos demais.

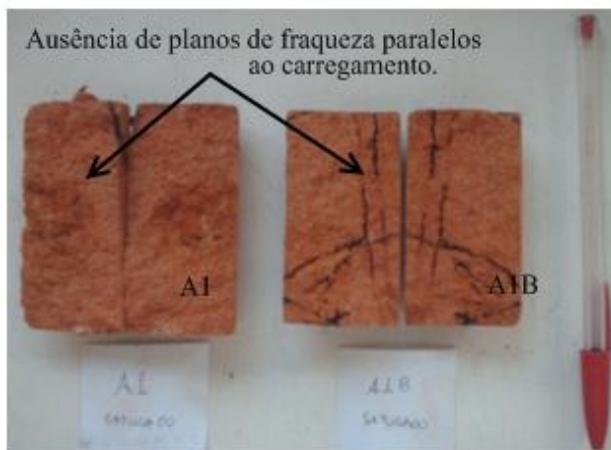


Figura 114 – Corpos de prova abertos (A1).



Figura 115 – Corpo de prova A11.

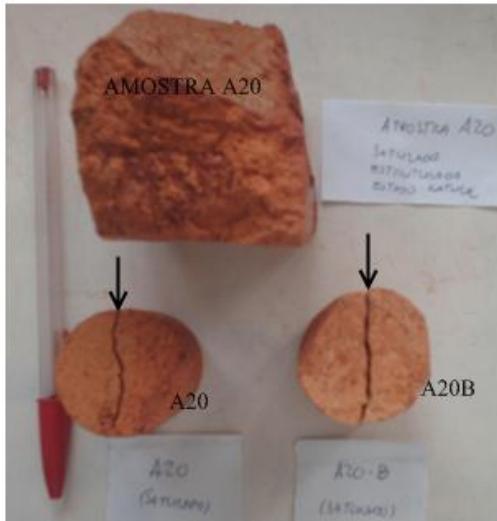


Figura 116 – Visualização da amostra e dos corpos de prova da amostra A20 vista de topo.



Figura 117 – Visualização da superfície de ruptura ao longo do corpo de prova, vista lateral (A20).



Figura 118 – Corpos de prova abertos, mostrando ausência de planos de fraqueza (A20).



Figura 119 – Amostra A2, que desagregou durante a imersão, apesar de ter sido selecionada.

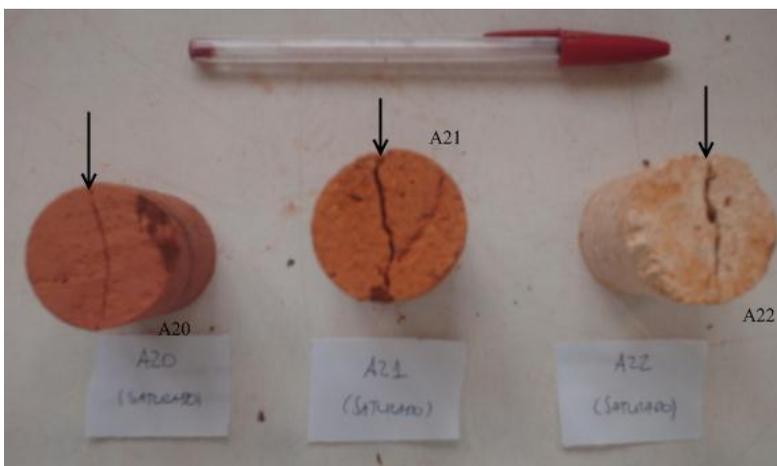


Figura 120 – Visualização das superfícies de ruptura (A20, A21 e A22).

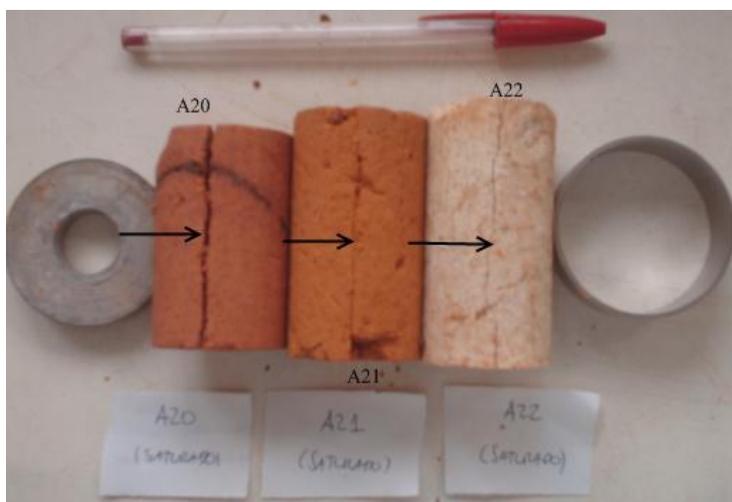


Figura 121 – Visualização da superfície de ruptura ao longo dos corpos de prova A20, A21 e A22, vista lateral.

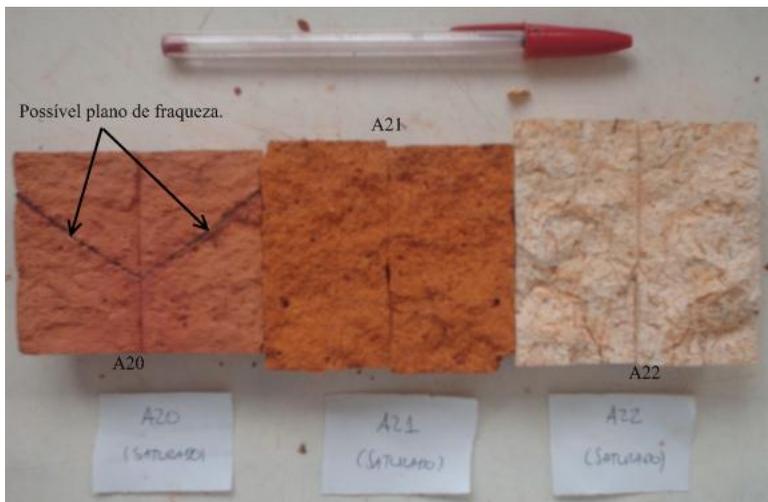


Figura 122 – Corpos de prova abertos, onde se pode visualizar um possível plano de fraqueza (esquerda) no corpo de prova A20, e nos demais ausência de planos de fraqueza (A21 e A22).

Algumas observações foram realizadas durante os ensaios de compressão diametral. Focava-se examinar com minúcia a formação do plano de ruptura durante o carregamento. Para os corpos de prova ensaiados tem-se: os corpos de prova A1, A11, A18, A20, A21, A22 que formaram planos de ruptura condizentes com a teoria, formando um campo de tensões uniformes, como o esperado. Exceções aconteceram. A amostra A18, por exemplo, que devido a planos de fraqueza não formou a superfície de ruptura esperada, e por fim a amostra A2, que apesar de ter sido selecionada no PMI, desagregou posteriormente quando submetida à imersão. Estes detalhes podem ser visualizados na coletânea de fotos da Figura 103 até a Figura 122.

Segue na Tabela 22, a apresentação dos resultados em forma de tabela com resumo dos dados obtidos durante o ensaio de compressão diametral.

Tabela 22 – Tabela síntese com os valores de resistência à tração para os solos selecionados e ensaiados.

ENSAIO DE COMPRESSAO DIAMETRAL														
Corpos de prova das amostras selecionadas	Constante do anel de carga (kg/divisão)	Condições naturais						Condições inundadas						
		Divisões do anel na ruptura (unidades)	diâmetro (cm)	Altura cm	wi (%)	γ_s (kN/m ³)	σ'_{hsat} (kPa)	Divisões do anel na ruptura (unidades)	diâmetro (cm)	Altura (cm)	wi (%)	γ_s (kN/m ³)	σ'_{hsat} (kPa)	$\Delta\sigma_t$ (kPa)
A1	0,0571	483	3,81	7,62	41,00	12,84	60,48	126	3,81	7,72	41,01	12,15	15,57	44,90
A1B	0,0571	-	-	-	-	-	-	266	3,81	7,08	-	-	35,85	-
A2	0,0571	75	3,81	7,62	21,41	14,48	9,39	-	-	-	-	-	-	-
A11	0,0571	191	3,81	7,62	29,68	12,77	23,91	15	3,81	7,65	30,73	12,59	1,87	22,04
A18A	0,0571	470	3,81	7,62	38,94	13,28	58,85	88	3,81	7,15	39,12	13,22	11,74	47,11
A18B	0,0571	-	-	-	-	-	-	124	3,81	5,89	-	-	20,09	-
A20	0,0571	220	3,81	7,62	51,29	11,47	27,55	74	3,81	6,28	39,44	10,73	11,24	16,30
A20B	0,0571	-	-	-	-	-	-	21	3,81	6,95	-	-	2,88	-
A21	0,0571	119	3,81	7,62	43,76	10,94	14,90	29	3,81	7,04	43,99	11,16	3,93	10,97
A22	0,0571	175	3,81	7,62	51,95	11,36	21,91	28	3,81	7,72	51,3	10,89	3,46	18,45

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se as análises dos experimentos realizados de forma global, sempre visando os objetivos gerais.

Primeiramente, apresenta-se uma tabela síntese de caráter geral, que traz resumidamente, todos os dados médios obtidos para os solos, durante a campanha de ensaios laboratoriais de caracterização e ensaios em geral, realizados no laboratório LMS-UFSC. Como durante a realização dos ensaios em geral, obteve-se um grande número de valores para os índices físicos, aplicou-se sobre estas variáveis quantitativas, um tratamento estatístico prévio, mais especificamente as técnicas de média aritmética e desvio padrão, assim obtendo-se um valor representativo para cada ensaio correspondente a cada solo. Em mãos destes, montou-se esta tabela resumo (síntese).

Em seguida apresenta-se o cruzamento das variáveis obtidas durante a caracterização em forma gráfica, Tabela 23 e as Figuras 123, 124 e 125 no item 5.1.

Por fim, apresenta-se de forma prática, uma análise gráfica detalhada realizada segundo cruzamentos das variáveis mais importantes investigadas de interesse na pesquisa. De forma objetiva, separa-se esta parte da análise em cinco (5) grandes grupos de famílias, que trazem as variáveis a serem analisadas segundo a sua afinidade ou vinculamento que são: intercepto coesivo obtido no ensaio de cisalhamento direto sobre condições inundadas, item 5.2, Figuras 126 a 135; ângulo de atrito interno obtido no ensaio de cisalhamento direto nas condições inundadas, item 5.3, Figuras 136, 137 e 138; resistência à tração obtida no ensaio de compressão diametral após inundação e natural, item 5.4, Figuras 139 a 147; variações volumétricas obtidas no ensaio de expansão, item 5.5, Figuras 148 e 149.

As linhas de tendência foram objetivo de diversas análises, traçados e sobreposições. Onde possível acrescentam-se como dados complementares (BARBETTA, 1999): a equação característica da dispersão; o coeficiente de determinação R^2 ; Coeficiente de Pearson (C.Pearson).

5.1 Inter-relação entre os valores médios dos índices físicos

Neste momento, realiza-se uma análise dos valores médios obtidos para os índices físicos e limites de Atterberg nos ensaios normalizados de caracterização, conjuntamente, com os dados obtidos para cada corpo de prova utilizado para os ensaios de cisalhamento direto, expansões e perda de massa por imersão. Pode-se dizer até que se trata de um cruzamento geral entre variáveis obtidas durante estes ensaios. Todas as análises foram realizadas para os solos no estado estruturado.

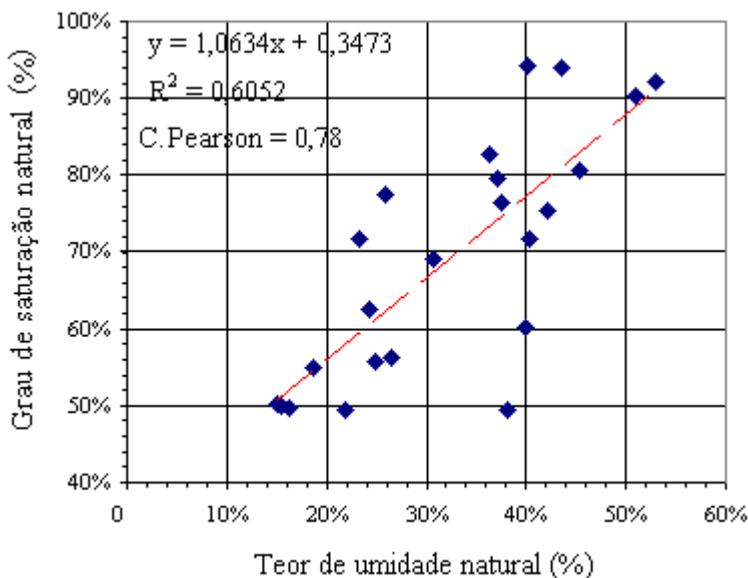


Figura 123 – Análise do grau de saturação natural em função do teor de umidade natural.

A análise da Figura 123 mostra que o grau de saturação aumenta conjuntamente com o teor de umidade natural.

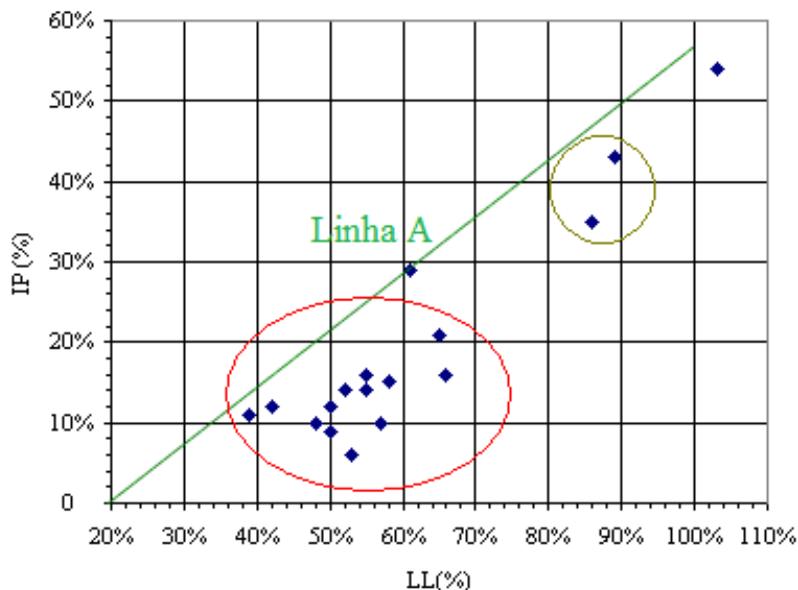


Figura 124 – Análise dos limites de Atterberg na carta de Casagrande (1936).

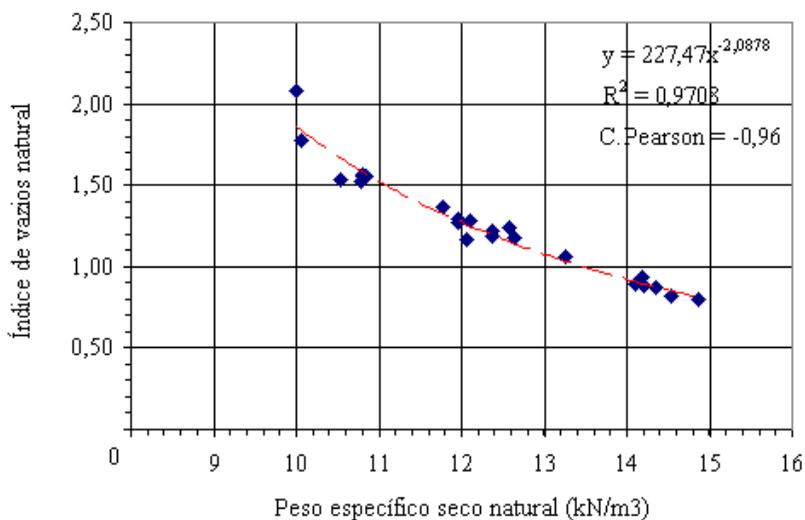


Figura 125 – Análise do índice de vazios natural em função do peso específico seco natural.

Os valores obtidos na pesquisa, quando inseridos na carta de Casagrande (1932), não se encontram na região esperada para solos areno-siltosos (Figura 124). O índice de vazios natural diminui enquanto o peso específico seco aumenta, segundo a Figura 125.

5.2 Inter-relação entre os interceptos coesivos vertical e horizontal com as outras variáveis obtidas

Agora se introduz a análise do intercepto coesivo em função das diversas variáveis estudadas. Os valores do intercepto coesivo foram obtidos através do ensaio de cisalhamento direto em duas direções ortogonais. Os índices físicos utilizados aqui foram determinados nos corpos de prova moldados para o próprio ensaio de cisalhamento direto, nas condições estruturadas e inundadas.

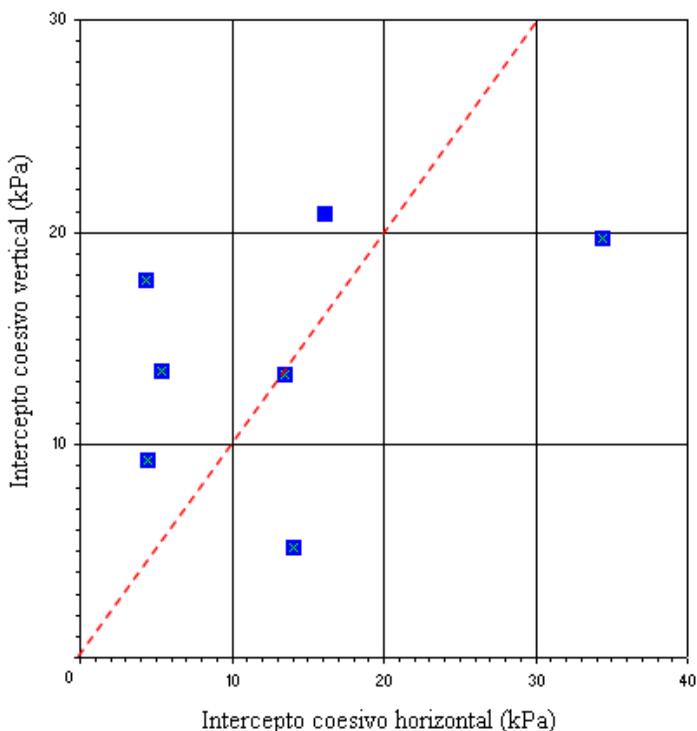


Figura 126 – Análise da inter-relação entre os interceptos coesivos horizontal e vertical, obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

A análise da relação entre os interceptos coesivos verticais e horizontais (Figura 126), apesar do pequeno número de pontos, mostra haver significativas diferenças entre a coesão vertical e horizontal.

Segundo o gráfico da Figura 126, a coesão vertical é levemente maior do que a horizontal.

Ainda, analisando o gráfico da Figura 126, pode-se constatar que existem fortes indícios do intercepto coesivo ter comportamento anisotrópico.

Devido a este comportamento observado, pode-se supor que existem possibilidades da estruturação devido às cimentações entre partículas ser maior na direção vertical. Acredita-se que com o aumento do espaço amostral estas observações possam se aclarar mais graficamente.

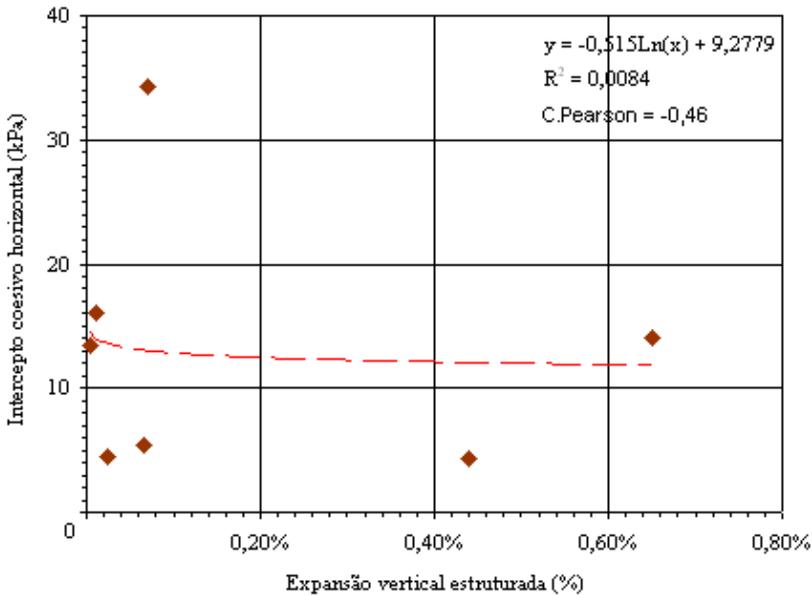


Figura 127 – Análise do intercepto coesivo horizontal em função da expansão vertical estruturada.

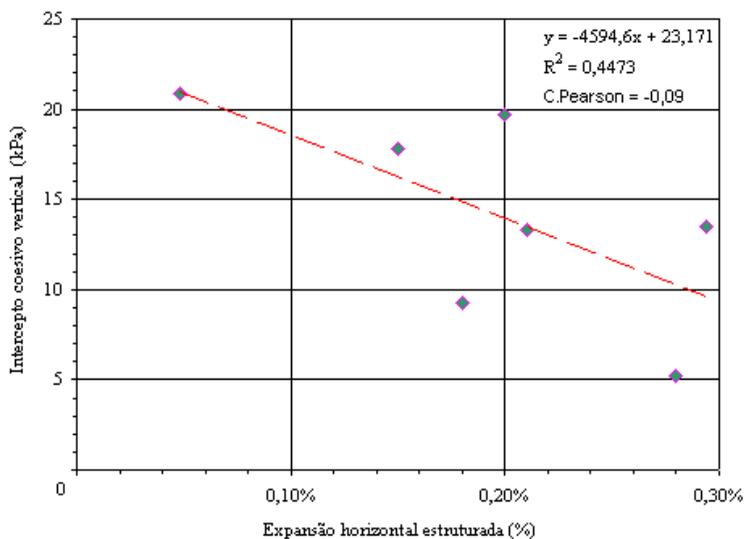


Figura 128 – Análise do intercepto coesivo vertical em função da expansão horizontal estruturada.

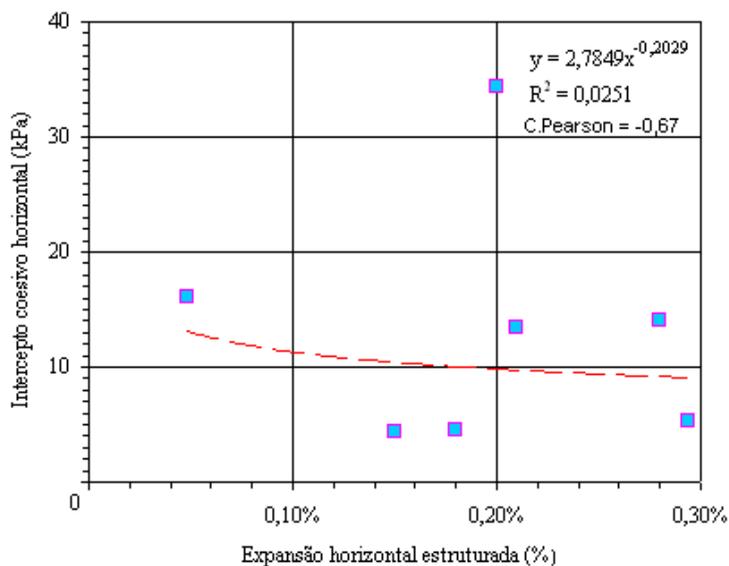


Figura 129 – Análise do intercepto coesivo horizontal em função da expansão horizontal estruturada.

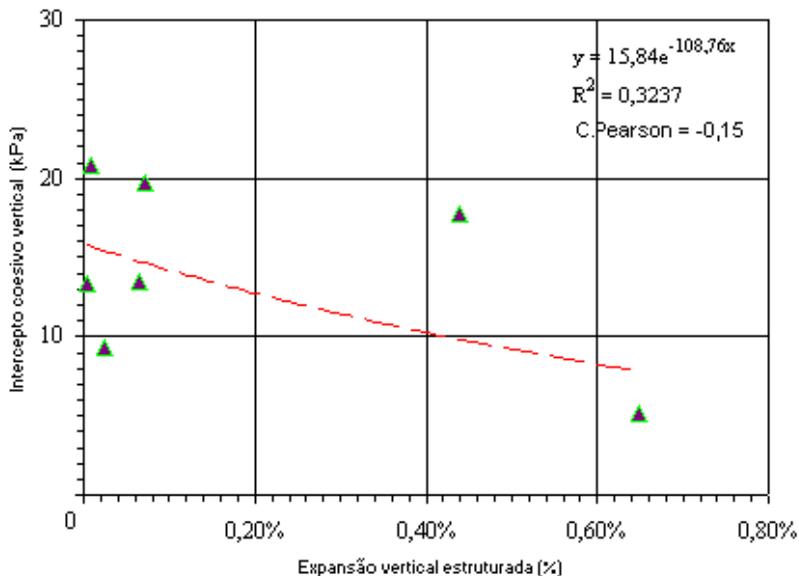
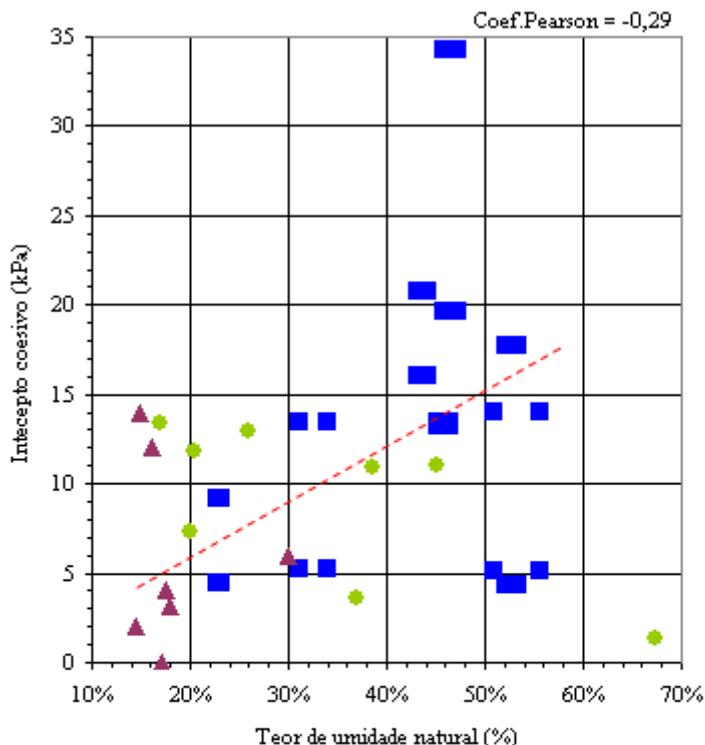


Figura 130 – Análise do intercepto coesivo vertical em função da expansão vertical estruturada.

A Figura 127, mostra da mesma forma que a Figura 129, não haver dependência sensível entre o intercepto coesivo horizontal e a expansão horizontal estruturada. Por outro lado, na Figura 128 e também na Figura 130, observa-se que o intercepto coesivo vertical mostra uma afinidade com as expansões, diminuindo com o aumento das expansões estruturadas.



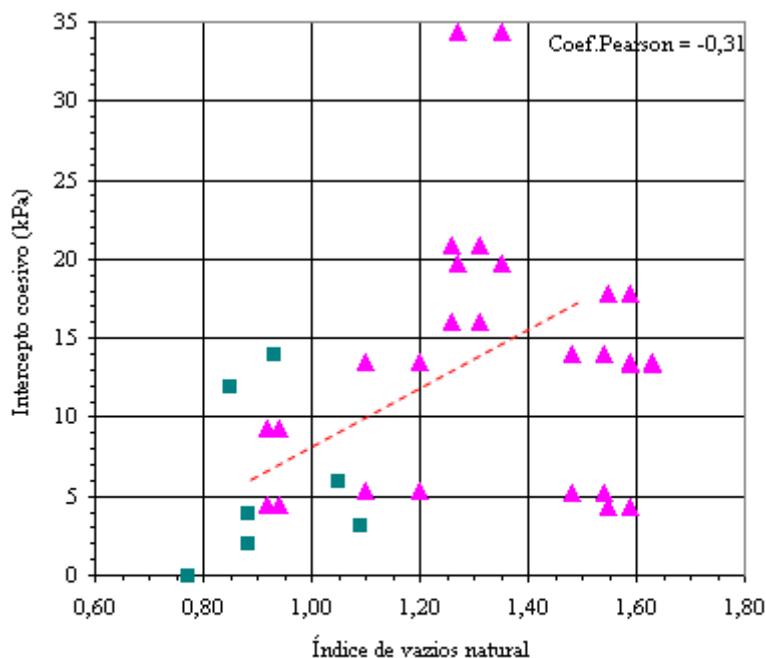
▲ Bevilaqua, 2004. Solos residuais de granito da grande Florianópolis e ensaios nas condições inundadas.

● Higashi, 2006. Solos residuais do horizonte C (Tubarão/SC), cambisolos, pontos 1, 2,3,5,7,8,9 e 11, nas condições inundadas

■ Deste trabalho nas condições inundadas.

Figura 131 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais obtidos nas condições inundadas em função do teor de umidade natural.

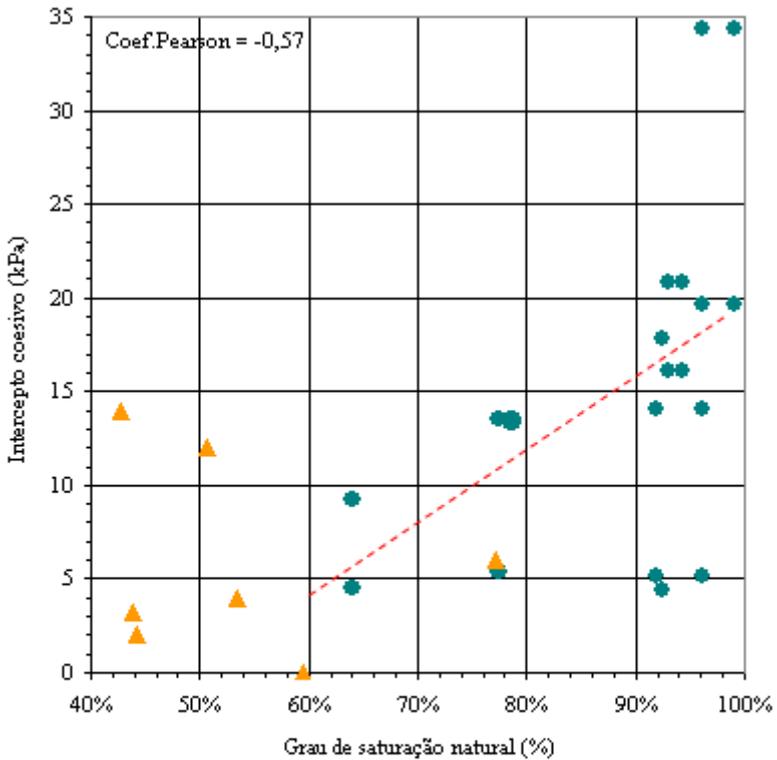
A análise da Figura 131 aponta haver um aumento da coesão com o aumento do teor de umidade natural. Colocaram-se dados que Bevilaqua (2004) e Higashi (2006) obtiveram para solos semelhantes (Figura 131).



- Bevilaqua, 2004. Solos residuais de granito da grande Florianópolis e ensaios nas condições inundadas.
- ▲ Deste trabalho nas condições inundadas.

Figura 132 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais em função do índice de vazios natural.

Muito embora haja uma significativa dispersão, ao contrário do esperado, o gráfico da Figura 132, revela uma tendência de aumento do intercepto coesivo com o aumento do índice de vazios natural.



- ▲ Bevilaqua, 2004. Solos residuais de granito da grande Florianópolis e ensaios nas condições inundadas.
- Deste trabalho nas condições inundadas.

Figura 133 – Os interceptos coesivos horizontais e verticais em função do grau de saturação natural.

Observa-se na Figura 133 haver uma tendência de crescimento do intercepto coesivo com o grau de saturação natural.

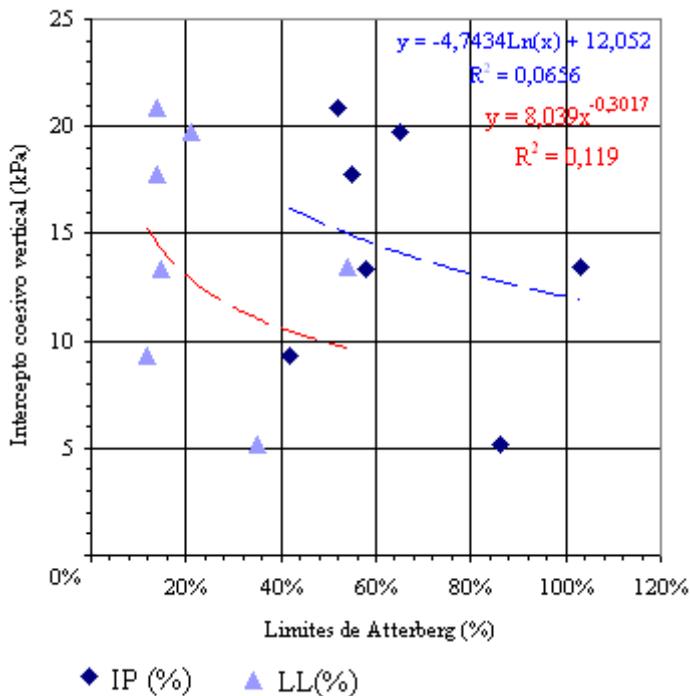


Figura 134 – O intercepto coesivo vertical em função dos limites de Atterberg.

As Figuras 134 e 135, respectivamente, mostram que os interceptos coesivos vertical e horizontal dependem muito pouco dos limites de Atterberg, entretanto, observa-se uma leve relação inversa entre as variáveis.

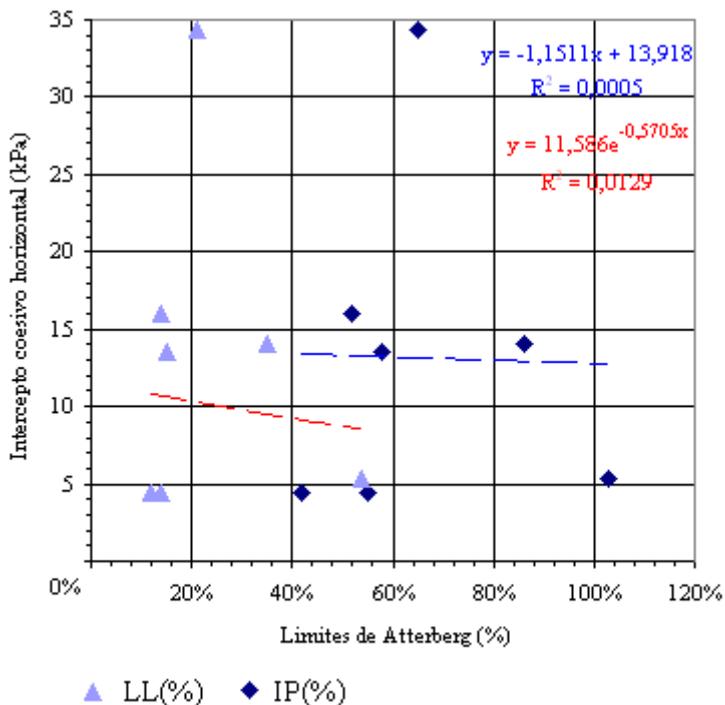


Figura 135 – O intercepto coesivo horizontal em função dos limites de Atterberg.

5.3 Análise da correlação entre os ângulos de atrito interno vertical e horizontal com as outras variáveis obtidas

Da mesma forma, será analisado o ângulo de atrito interno, obtido através do ensaio de cisalhamento direto em função das diversas variáveis obtidas na pesquisa. Os índices físicos utilizados aqui foram determinados nos corpos de prova moldados para o próprio ensaio de cisalhamento direto, nas condições estruturadas e inundadas.

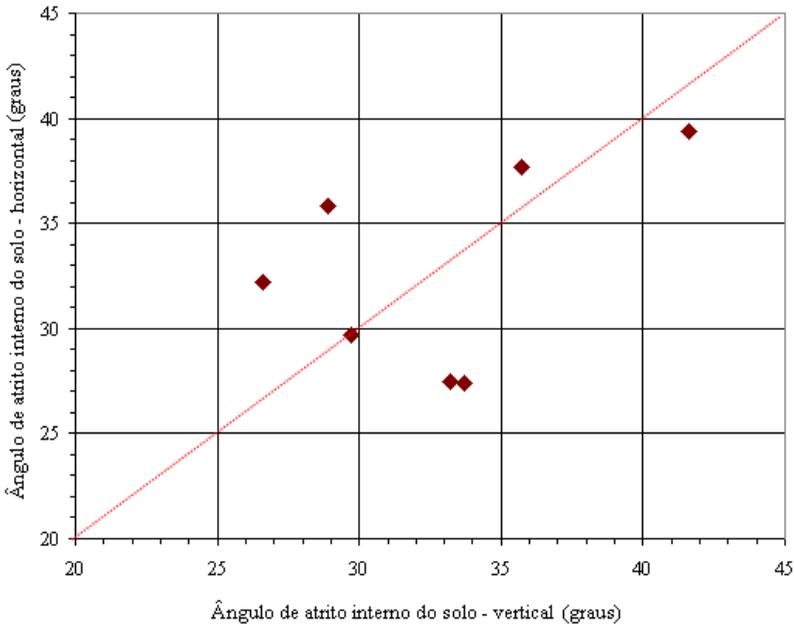


Figura 136 – Análise da correlação entre os ângulos de atrito interno horizontal e vertical do solo, obtidos através do ensaio de cisalhamento direto.

Apesar do pequeno espaço amostral, a interpretação gráfica conjunta dos ângulos de atrito interno vertical e horizontal destes solos (Figura 136) revela indícios de comportamento isotrópico.

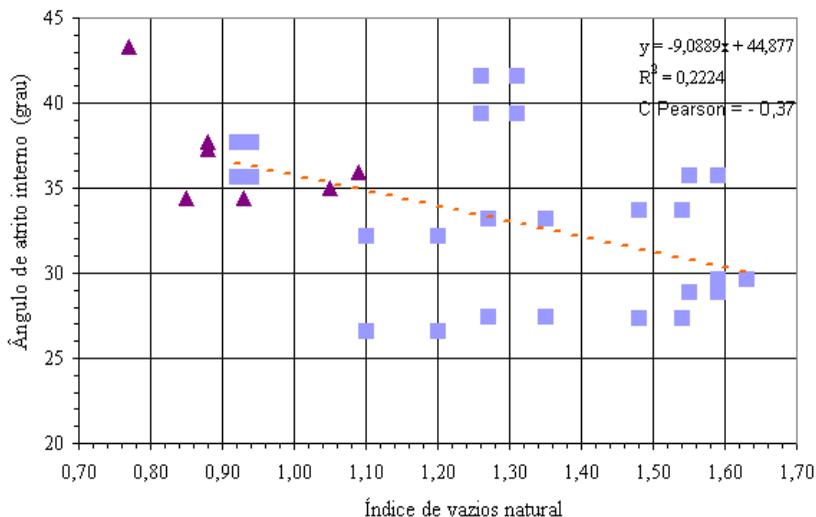


Figura 137 – O ângulo de atrito interno horizontal e vertical em função do índice de vazios natural.

Observa-se uma forte influência do índice de vazios no ângulo de atrito interno, pois a interpretação gráfica da Figura 137 denota que o índice de vazios cresce enquanto o ângulo de atrito diminui.

Na Figura 137, os dados obtidos por Bevilaqua (2004) foram analisados conjuntamente.

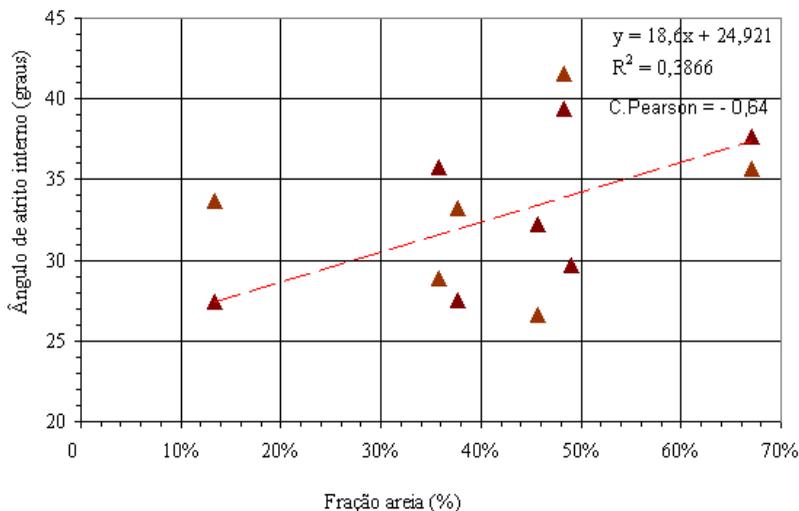


Figura 138 – Análise do ângulo de atrito interno dos solos em função das frações granulométricas da areia.

A Figura 138, também mostra fortes afinidades entre o ângulo de atrito interno e a fração areia da granulometria, pois as duas variáveis apresentam crescimento conjunto.

5.4 Análise da inter-relação entre as resistências à tração medidas no ensaio de compressão diametral com as outras variáveis obtidas

Nesta análise objetivam-se relacionar as resistências à tração, medidas no ensaio de compressão diametral para os solos pesquisados, com as outras variáveis medidas em outros ensaios. O enfoque principal agora era tentar realizar um dos objetivos principais do trabalho, por isso, cruzam-se as resistências à tração com os valores obtidos para o intercepto coesivo e expansões a procura de correlações, não obstante, cruza-se também, com os índices físicos, obtidos nos próprios corpos de prova do ensaio de tração. A resistência à tração foi obtida em amostras sob condições naturais e após submersão. Completa-se a análise comparando os valores obtidos com os de outras pesquisas.

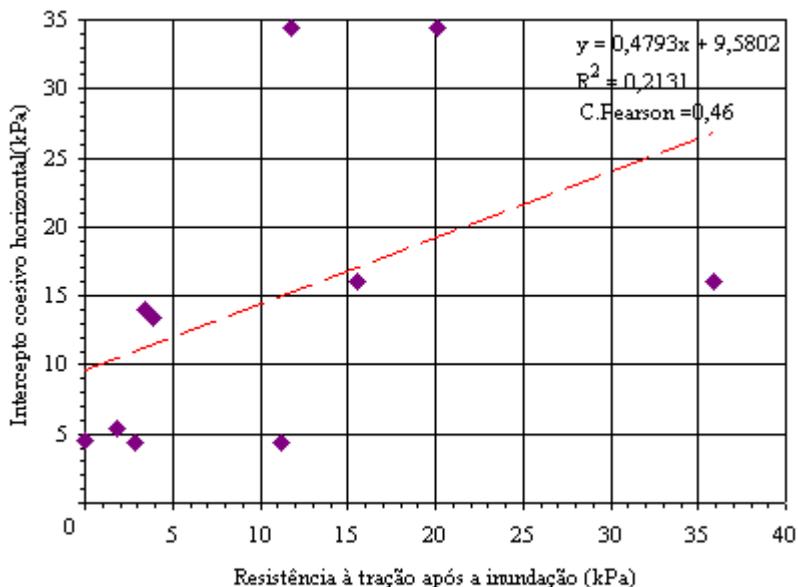


Figura 139 – O intercepto coesivo horizontal em função da resistência à tração após a inundação.

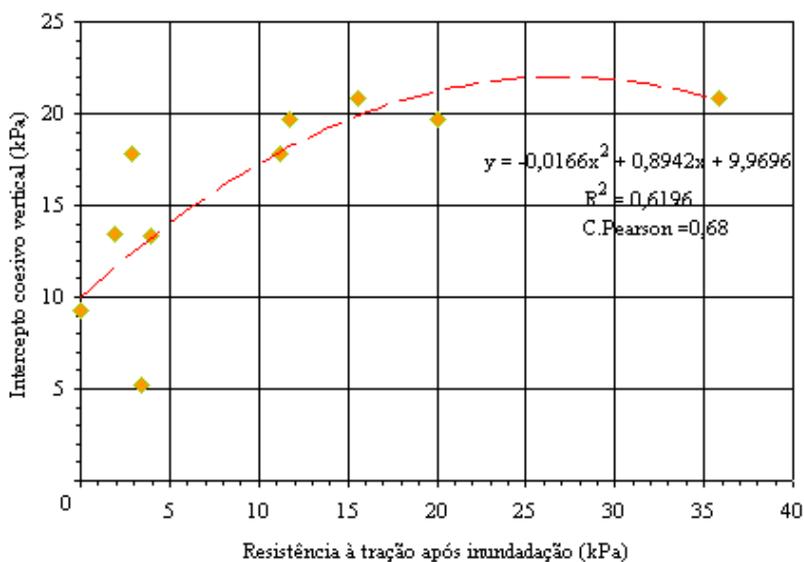


Figura 140 – O intercepto coesivo vertical em função da resistência à tração após a inundação.

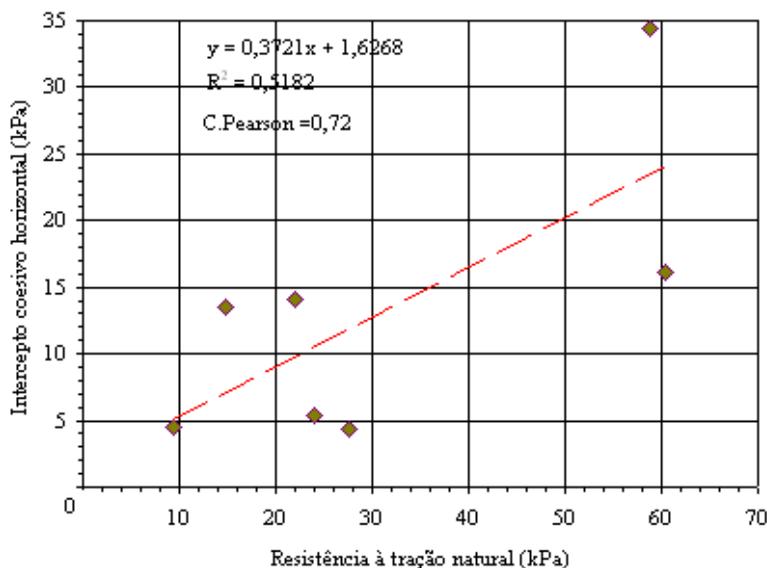


Figura 141 – O intercepto coesivo horizontal em função da resistência à tração natural.

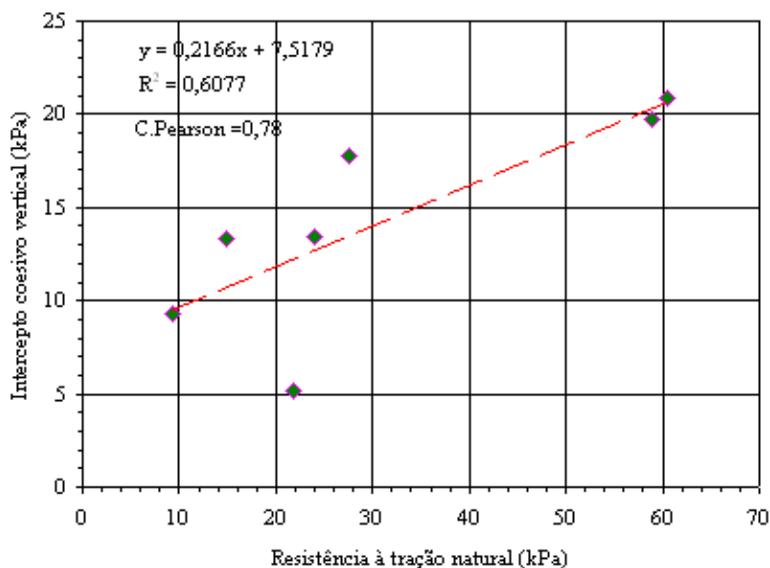


Figura 142 – O intercepto coesivo vertical em função da resistência à tração natural.

A análise gráfica conjunta das Figuras 139, 140, 141, 142 aponta que o intercepto coesivo vertical comporta-se mais influenciado pela resistência a tração do que o intercepto coesivo horizontal.

Apesar do pequeno espaço amostral, a análise conjunta dos gráficos do intercepto coesivo em função da resistência a tração, expõe que existe a tendência de aumento do intercepto coesivo com o aumento da resistência à tração destes solos (Figuras 139, 140, 141 e 142).

Observa-se que a aproximação de valores entre as variáveis, coesão e resistência à tração, está relacionada à preservação ou não das cimentações.

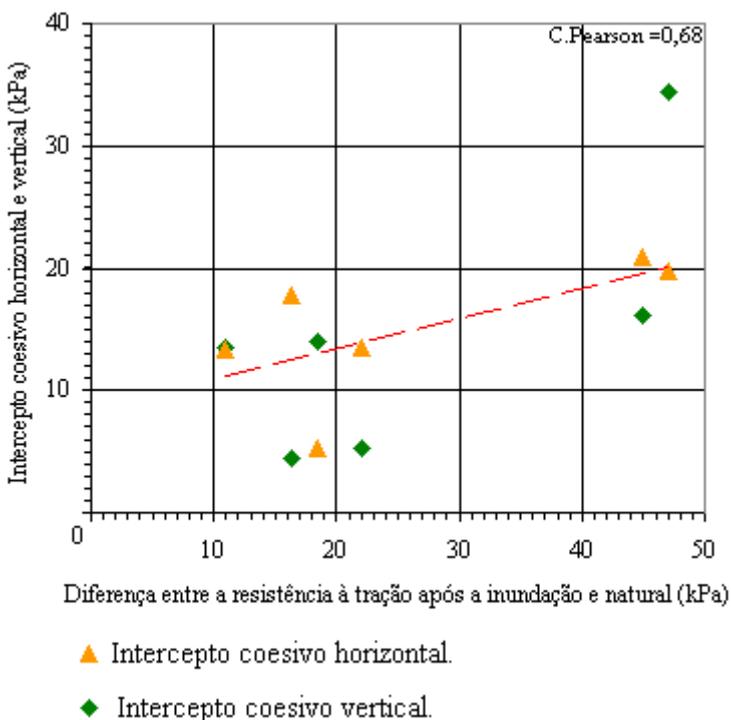


Figura 143 – Análise da diferença entre a resistência à tração nas condições naturais e a resistência à tração nas condições após inundação em função dos interceptos coesivos.

A análise gráfica da Figura 143 revela uma tendência de aumento dos interceptos coesivos horizontais e verticais

concomitantemente com o aumento da diferença entre a resistência à tração natural e a resistência à tração após a inundação, variável semelhante à coesão aparente.

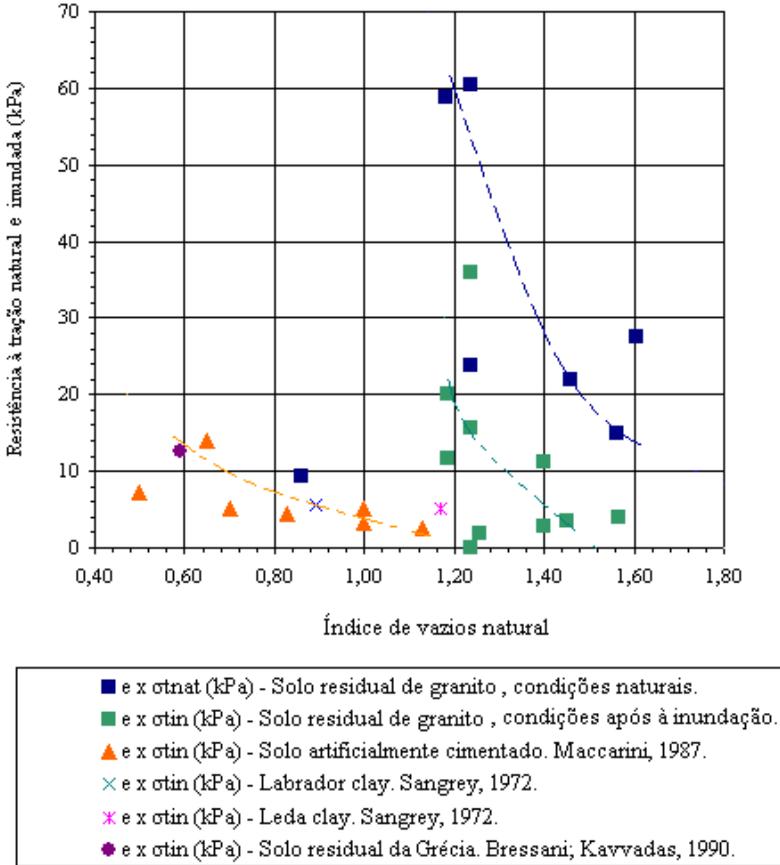


Figura 144 – Análise das resistências à tração em função do índice de vazios dos valores obtidos neste trabalho, conjuntamente com outras pesquisas.

Na Figura 144, comparam-se graficamente os valores obtidos na pesquisa com valores obtidos por outros pesquisadores. Neste gráfico observam-se a formação de famílias de curvas que podem indicar

dependências e correlações entre os dados comparados, relações estas que poderiam melhorar com o aumento do espaço amostral. Os valores de resistência à tração (2 a 28 kPa) obtida são comparativamente maiores do que valores publicados por outros pesquisadores, apesar do índice de vazios ser significativamente maior (0,5-1,6).

A tendência verificada é a mesma, ou seja, a resistência a tração diminui com o aumento do índice de vazios.

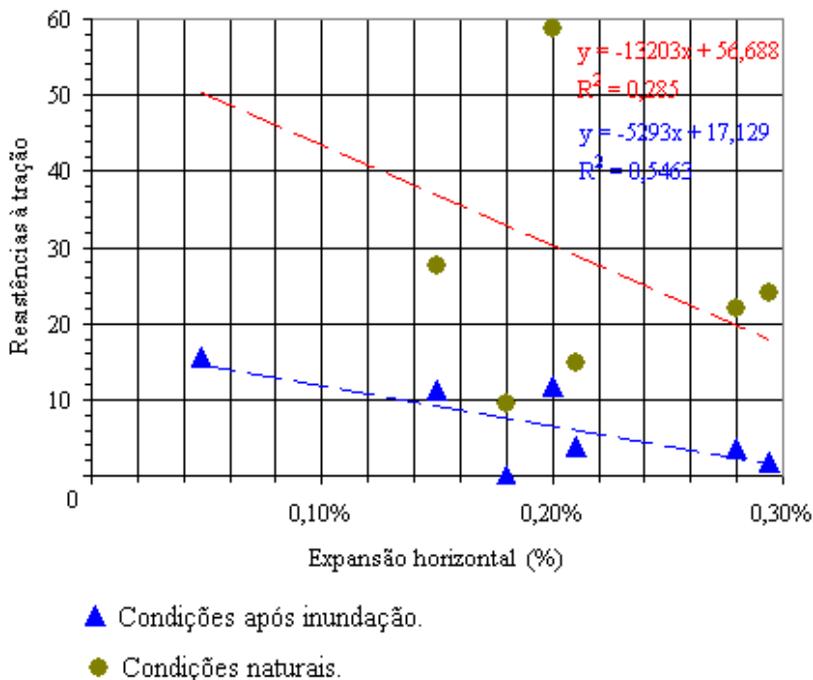


Figura 145 – Análise das resistências à tração em função das expansões horizontais

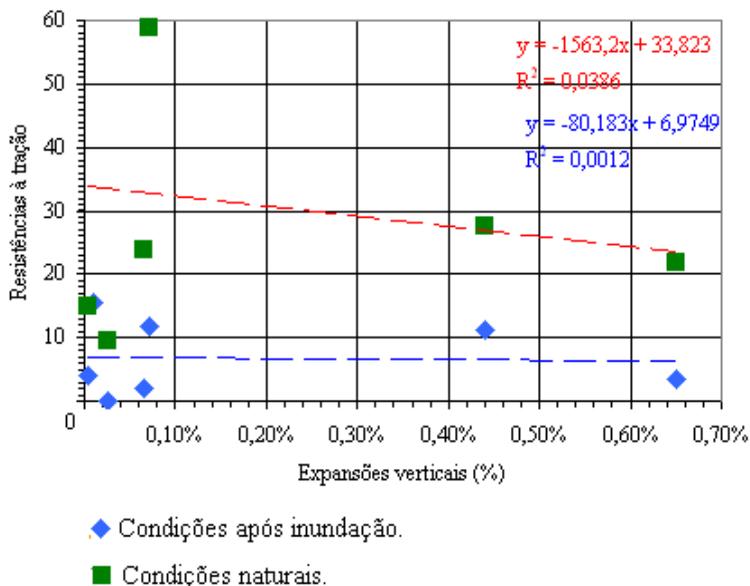


Figura 146 – Análise das resistências   traço em fun o das expansões verticais.

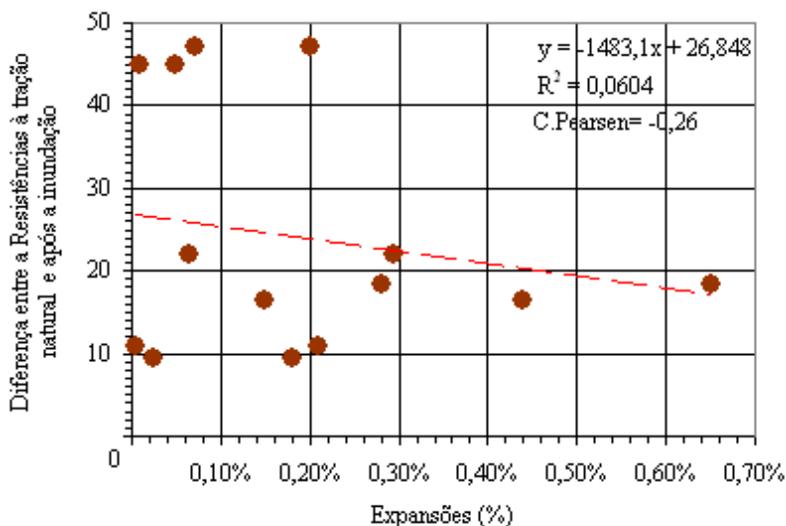


Figura 147 – Análise da diferença entre a resistência   traço natural e após a inunda o em fun o das expansões.

Da análise conjunta das resistências à tração em função das expansões (Figuras 145 e 146), observa-se não haver fortes relações entre as variáveis. Pode-se observar que existe uma leve tendência da resistência à tração diminuir enquanto as expansões horizontais aumentam (Figura 145).

A análise da diferença entre a resistência à tração natural e inundada (Figura 147) revela haver tendência em aumento desta diferença em quanto às expansões diminuem.

5.5 Análise da inter-relação entre as variações volumétricas de expansão dos solos e as outras variáveis medidas

Nesta análise buscam-se correlações entre as variações volumétricas de expansão, obtidas através do ensaio de expansão não normalizado, e as outras variáveis obtidas na pesquisa. Os índices físicos utilizados aqui foram determinados nos corpos de prova moldados para o próprio ensaio de expansão. Os corpos de prova inicialmente estavam nas condições naturais e estruturadas, posteriormente para a realização do ensaio, foram submetidas à submersão em água. Ensaiaram-se também algumas amostras desestruturadas, a fim de estabelecer comparações de grandezas.

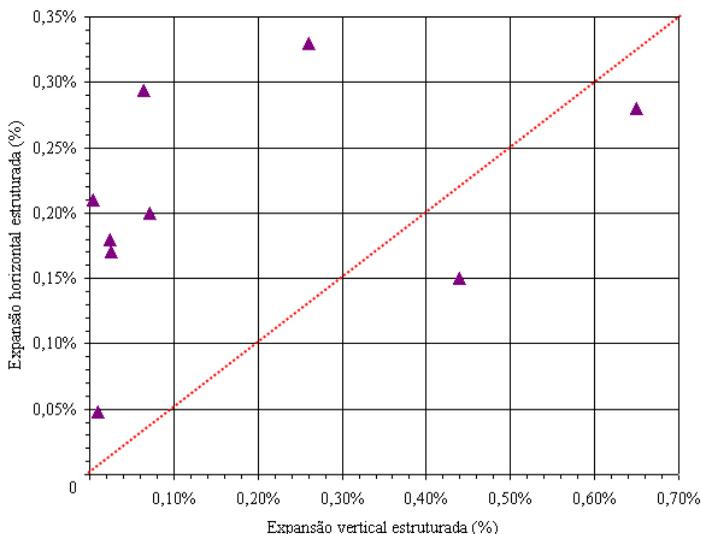


Figura 148 – Análise das expansões nas direções horizontal e vertical obtidas para os solos estruturados.

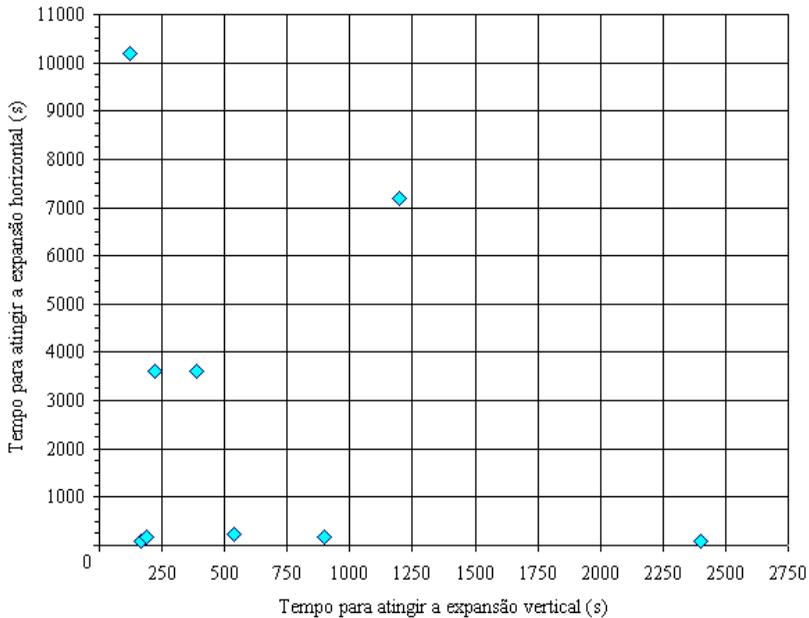


Figura 149 – Análise das variações de tempo para obtenção das expansões nos planos vertical e horizontal (estruturadas).

Da análise conjunta entre as expansões estruturadas (Figura 148), pode-se observar que existe uma tendência das expansões horizontais serem maiores do que as expansões verticais. As expansões horizontais também são as que mais tempo demoram, para alcançar a expansão máxima e estabilizar (Figura 149).

O fato das expansões serem menores na direção vertical, que é a direção que tem maior valor de intercepto coesivo, é relevante, e dá indícios de uma suposição admissível de que a estruturação dos solos é maior na direção vertical, o que prova que as cimentações exercem forças contrárias importantes contra as expansões.

Em breve conjectura, tentar-se-á formar algumas hipóteses para estas evidências acima expostas.

Levando-se em conta a coletânea de fotos ao longo do trabalho (Capítulo 3), pode-se observar que a encosta antes do deslizamento mostrava-se ter mais massa confinante na direção vertical do que na horizontal, ou seja, o talude era mais alto do que largo, conseqüentemente, deduz-se que na direção vertical a coesão tenha permanecido mais protegida do intemperismo e mais preservada devido

às tensões confinantes durante sua história geológica. O deslizamento, por sua vez, deslocou mais massa horizontal do que vertical fato que também pode ser observado na coletânea de fotos ao longo do trabalho. Sendo assim, pode-se partir do pressuposto de que esta condição de confinamento e rigidez prevaleceu também depois do deslizamento, obviamente com outra geometria. Por estas razões, ainda se mantiveram mais preservadas as propriedades intrínsecas do solo na direção vertical, assim proporcionando nesta direção valores maiores de estruturação.

Levando-se em conta as evidências, poder-se-ia dizer que os solos em estudo apesar do aspecto táctil-visual heterogêneo apresentam-se com comportamento bem mais isotrópico do que o esperado.

6 CONCLUSÕES

As principais conclusões dessa pesquisa para estes solos seguem agrupadas em famílias conforme a variável de interesse.

6.1 - Sobre a caracterização, amostragem, curvas tensão-deformação e ensaios em geral pode-se dizer:

6.1.1 – Um total de 27 amostras indeformadas de solos residuais foi obtido em campo, na região da Grande Florianópolis. Os valores de índice de plasticidade variaram na faixa de 0 a 54%. Os solos possuem teor de materiais com granulometria fina bem expressiva (1,2% a 45%) e índice de vazios relativamente elevados, na faixa de 0,8 a 1,7;

6.1.2 – Do total de 27 amostras apenas 6 não desagregaram quando submetidas à inundação. Para essas foi realizado o ensaio de compressão diametral para a determinação da resistência a tração entre partículas;

6.1.3 – Durante a realização do ensaio de Perda de Massa por Imersão não houve meio termo, ou as amostras desagregavam por total ou mantinham o arcabouço sólido intacto após imersão;

6.1.4 – Foram identificados alguns fatores que alteram e minimizam as cimentações entre as partículas como:

- O desconfinamento e o alívio das tensões confinantes que provocam ciclos de expansão-contração in situ;
- Os efeitos da amostragem e a sensibilidade das cimentações;
- Os efeitos de desintegração e alteração físico-químicos do intemperismo acabam por alterar e remover as cimentações;

6.1.5 – O grau de saturação natural aumenta conjuntamente com o teor de umidade natural;

6.1.6 – O índice de vazios natural diminui enquanto o peso específico natural aumenta;

A interpretação gráfica das curvas tensão-deformação (Figura 100, Pág. 156) mostra que os solos A1 e A18, independentemente do estágio e da direção de cisalhamento, possuem a tendência inicial de comportamento frágil, rígido e linear, e que com o aumento das tensões cisalhantes, alcançam a resistência de pico, fragilizando-se, iniciando a quebra gradual das cimentações. Neste instante forma-se a tensão de cedência e as deformações já alcançaram valores em torno de 2%, ocorrendo conjuntamente uma tendência à expansão. Com a quebra gradual das cimentações ocorre a plastificação do material. A resistência

ao cisalhamento que era governada até então pelas cimentações, transfere seu domínio gradualmente para o ângulo de atrito interno até o estado residual. Pode-se classificar tais solos como do grupo 1 na classificação de Schmertmann e Osterberg (1960) e do grupo 3 de Coop e Atkinson (1993).

Os outros solos submetidos ao cisalhamento na pesquisa (A2, A11, A20, A21, A22) diferem deste comportamento exposto, exibem comportamento mais dúctil, e parecem pertencer a grupos intermediários, entre bonding-dominated e fabric-dominated.

Por isso conclui-se que os solos A1 e A18, são os que mais possuem contribuição da estruturação por cimentações entre partículas na resistência ao cisalhamento e podem ser denominados de bonding-dominated soils.

6.2 - Sobre o intercepto coesivo:

6.2.1 – Da análise dos dados da pesquisa, observa-se existirem fortes indícios de que o intercepto coesivo tenha comportamento anisotrópico, sendo que, sua variação foi de 4,48 a 20,87 kPa (Figura 126);

6.2.2 – O intercepto coesivo vertical apresenta-se levemente maior do que o horizontal (Figura 126);

6.2.3 - Houve diminuição do intercepto coesivo vertical com o aumento das expansões estruturadas (Figuras 128 e 130). Por outro lado, a análise gráfica aponta não haver dependência entre o intercepto coesivo horizontal e as expansões estruturadas (Figuras 127 e 129);

6.2.4 – Observam-se aumentos da coesão com o aumento do teor de umidade natural (figura 131);

6.2.5 – Ao contrário do esperado ocorre, uma tendência de aumento da coesão com o aumento do índice de vazios natural (Fig.132), igualmente também com o grau de saturação natural (Fig.133);

6.2.6 – Os limites de Atterberg mostram pouca relação com o intercepto coesivo, entretanto, observa-se uma leve relação inversa entre as variáveis (Fig. 134 e 135).

6.3 – Quanto ao comportamento do ângulo de atrito interno observou-se:

6.3.1. - Os dados da pesquisa indicam existir um comportamento isotrópico, sendo que, sua variação foi de 26,6 a 41,6° (Figura 136);

6.3.2. - O índice de vazios cresce enquanto o ângulo de atrito diminui (Fig.137), por outro lado, a fração areia aumenta conjuntamente com o ângulo de atrito (Fig.138).

6.4 - A resistência à tração demonstrou:

6.4.1- O intercepto coesivo vertical mostra ter maior afinidade com a resistência à tração vertical do que com a horizontal (Figuras 139, 140, 141 e 142);

6.4.2 - Existe uma tendência de aumento do intercepto coesivo com o aumento da resistência à tração (Figuras 139, 140, 141 e 142);

6.4.3 – A interpretação gráfica revela uma tendência de aumento dos interceptos coesivos, com o aumento da diferença entre a resistência a tração natural e a resistência a tração após a inundação (Fig.143), enquanto que, por outro lado, esta diferença parece diminuir enquanto as expansões aumentam (Fig.147);

6.4.4 – Os valores de resistência a tração variaram entre 2 e 28 kPa, e são relativamente maiores do que valores publicados por outros pesquisadores, apesar do índice de vazios ser significativamente maior. A tendência verificada é da resistência à tração diminuir com o aumento do índice de vazios (Figura 144);

6.4.5. – A análise conjunta das resistências à tração em função das expansões (Figuras 145 e 146), aponta não haver fortes relações entre as variáveis, existindo apenas uma leve tendência da resistência à tração diminuir enquanto as expansões horizontais aumentam (Figura 145).

6.5 – Sobre as expansões:

6.5.1 – A faixa de valores de expansão estruturada é baixa variando de 0,0037% à 0,65%. As expansões estruturadas horizontais apresentam-se maiores do que as expansões verticais, sendo que as expansões horizontais são as que mais tempo demoram, para atingir a expansão máxima e estabilizar, estas variaram de 200s a 1200s (Figuras 148 e 149);

6.5.2 – As expansões estruturadas, que variaram na faixa entre 0,0037% a 0,65% são bem menores do que as expansões desestruturadas que variam na faixa de 0,33% a 6,70% (Figuras 80, 81, 82 e 83, Pag.137 a 140);

6.5.3 – Talvez devido ao pequeno número de dados, não foi estabelecida uma relação clara entre o aumento da expansão e a diminuição da resistência à tração que justificasse, mesmo que parcialmente, a desagregação das amostras indeformadas.

6.6 – Algumas observações de caráter geral:

6.6.1 - As observações demonstram existir indícios de que as cimentações entre partículas, portanto a estruturação são maiores na direção vertical do que na horizontal, e que a aproximação de valores entre as variáveis intercepto coesivo e resistência à tração está vinculada a preservação ou não das cimentações, sendo que as cimentações exercem forças significativas contra as expansões. Estas hipóteses estão fundamentadas nas seguintes observações: O fato das expansões serem menores na direção vertical; A direção vertical possuir o maior valor de intercepto coesivo; O intercepto coesivo ter dependência e crescer enquanto as expansões estruturadas diminuem; Existir uma tendência de aumento do intercepto coesivo com o aumento da resistência à tração.

6.6.2 – Levando-se em conta as evidências, poder-se-ia dizer que os solos em estudo apesar do aspecto tátil-visual heterogêneo apresentam-se com comportamento bem mais isotrópico do que o esperado.

6.6.3 – Problemas práticos encontrados em taludes constituídos pelos solos pesquisados, como as instabilidades, escorregamentos e susceptibilidade a erosão, são em sua grande maioria causados pela instabilidade do arcabouço sólido destes solos na presença da água. Este processo é muitas vezes facilitado pelo corte inadequado do talude natural e pela falta de sistema de drenagem adequado.

6.6.4 - Na prática de projetos que envolvam solos naturalmente estruturados, a utilização do ensaio de compressão diametral é uma opção viável e bem realista.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de ampliar os conhecimentos destes tipos de solos e dar prosseguimento a esta pesquisa, sugere-se os seguintes estudos posteriores:

- Desenvolver mais pesquisas comparativas utilizando o ensaio de compressão diametral (Brazilian Test);

- Melhorias e estudos de aplicabilidade dos ensaios de caracterização, de forma que estes se tornem mais representativos para os solos residuais e estruturados;

- Avaliar o conceito de partícula unitária indestrutível e incompressível de Terzaghi, e sua validade, como um todo, para os solos residuais;

- Estudos a fim de normalizar os ensaios sugeridos de perda de massa por imersão em água e expansão dos solos na presença de água, visando aplicabilidade aos solos residuais estruturados não reconstituídos;

- Medir a tensão de expansão provocada pelos solos durante a imersão em água;

- Medir os módulos de deformabilidade destes solos utilizando o ensaio de compressão diametral, medindo concomitantemente pequenas deformações nas condições submersas;

- Medir a sucção destes solos, utilizando, por exemplo, a técnica do papel filtro Whatman número 42;

- Avaliar os efeitos da perda de água e alterações no teor de umidade destes solos, depois da amostragem e durante a permanência na câmara úmida, comparando estes dados também com as variações de temperatura, umidade e pressão atmosféricas diárias durante o período de permanência;

- Estudar as curvas de tensões-deformações destes solos comparando estados estruturados e desestruturados, utilizando o ensaio triaxial drenado, ou outro equipamento com alta tecnologia, também estudando os pontos de quebra das cimentações e as tensões de cedência, determinando os parâmetros de deformabilidade, conforme recomendado por Maccarini (1988);

- Viabilizar uma comparação entre um solo estruturado artificialmente como elaborou Maccarini (1988) e o solo A1 e A18, que possuem fortes cimentações, e tentar estabelecer relações entre o

comportamento destes solos e as classificações de Schmertmann e Osterberg (1960) e com os grupos de Coop e Atkinson (1996);

- Examinar as relações mais profundamente entre a rocha mãe e os solos residuais produzidos por esta, assim como a determinação da denominação exata das rochas envolvidas na pesquisa, e também suas constituições mineralógicas, talvez tentando em laboratório produzir efeitos semelhantes ao do intemperismo natural através de um intemperizador artificial.

REFERÊNCIAS

ADAMSON, A.W. **The physical chemistry of surfaces**. Interscience, New York, 756p. 1960.

AIREY, D. W. **Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil**, J. Geotech. Eng., ASCE , 119(9), p.1379–1398. 1993.

ALLMAN, M.A.; POULOS, H.G. **Stress-strain behaviour of an artificially cemented calcareous soil**. Proceedings of Int. Conf. on Calcareous Sediments, Vol. 2, p.51-58. 1988.

ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. **A constitutive model for partially saturated soils**. Géotechnique, v.40, n.3, p.405-430, 1990.

ASTM. AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes, **STP 479**, 5 th Ed., American Society for Testing and Materials, 634p. 1970.

ASTM. AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. **D3080-04**. Standart Test Method for Direct Shear Test of soils Under Consolidated Drained Conditions, 7p.1998.

ASHGHARI, E.; TOLL, D.G.; HAERI, S.M. **Triaxial behaviour of a cemented gravelly sand, Tehran alluvium**. Journal of Geotechnical and Geological Engineering, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, 21(1): p.1-28. 2003.

ASHGHARI, E.; D.G. TOLL, D.G.; HAERI, S.M.H. **Effect of Cementation on the Shear Strength of Tehran Journal of Sciences**, Islamic Republic of Iran 15(1): 65-71. University of Tehran, ISSN 1016-1104 Gravelly Sand Using Triaxial Tests, 18p, 2004.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 13p. 1984.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**. Solos: Análise granulométrica conjunta. Rio de Janeiro, 13p. 1984a.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**. Solos e rochas. Rio de Janeiro, 18p. 1995.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**. Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 6p. 1986b.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 6p. 1984c.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**. Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 3p, 1984d

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 9p, 1986b.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820**. Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 7p, 1997.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**. Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1p, 1986a.

ATKINSON, J. **An Introduction to Mechanics of Soils and Foundations, Though Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill Book Company, London U.K, 337p. 1996.

ATKINSON, J.H., BRANSBY, P.L. **The Mechanics of Soils**. McGraw-Hill: London, 375p. 1978.

ATKINSON, J. **Foundations and slopes**, Mc-Graw-Hill, London, 382p. 1981.

ATKINSON, J.H.; EVANS, J.S. **Discussion on the measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus**. Géotechnique 35, No.3, p.378-380. 1982.

ATKINSON, J.H.; RICHARDSON, D.; STALLEBRASS, S.E. **Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil.** Géotechnique, 40(4): p.531:540. 1990.

ATKINSON, J.H.; SÄLLFORS, G. **Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in-situ tests. in Deformation of soils and displacements of structures** (Proc X ECSMFE) (Ed Associazione Geo-tecnica Italiana) AA Balkema, Rotterdam 3, p.915-956. 1991.

ATKINSON, J.H.; STALLEBRASS, S.E. **A model for recent history and non-linearity in the stress-strain behaviour of overconsolidated soil.** Proceedings of 7 th IACMAG'91, Cairns, p.555-560. 1991.

ATKINSON, J.H.; COOP, M.R.; STALLEBRASS, S.E.; VIGGIANI, G. **Measurement of stiffness of soils and rocks in laboratory tests,** Proc. Of 25th Annual Coc. Of Engng. Geo. Group, Leeds, British Geology Society. 1990.

ATKINSON, J.H.; CHARLES, J.A.; MHACH, H.K. **Examination of erosion resistance of clays in embankment dams,** Quarterly Journal of Engineering Geology, 23, p. 103-108. 1990.

ATTERBERG, A. **Über die Physikalische Bodenuntersuchung und über die Plasticität der Tone,** Internationale Mitteilungen Bodenkunde, vol 1, p. 10-43. 1911.

BARBETTA, P.A. **Estatística aplicada às Ciências Sociais,** 3ed., Editora da UFSC, Florianópolis, 284p. 1999.

BASTOS, C.A.B. **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre.** Dissertação (Mestrado em engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS,156p. 1991.

BEVILAQUA, F.Z. **Estudo do comportamento geomecânico de solos residuais de granito de Florianópolis.** Dissertação (Mestrado em engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina,114p. 2004.

BIGARELLA, J.J.; LEPREVOST, A.; BOLSANELLO, A. 1985. **Rochas do Brasil**. São Paulo, v.01, 310p. 1985.

BIGARELLA, J.J.; FRANCO, R.R.; LEPREVOST, A.; BOLSANELLO, A. **Minerais do Brasil**. 01 ed. São Paulo: Editora da Univ. de São Paulo/Ed.Edgar Blucher, v03, 426p. 1972.

BISHOP, A.W. **The principle of effective stress**. Teknisk Ukeblad, Oslo 39 p. 859-863. 1959.

BISHOP, A.W. **The strength of soils as engineering materials**. Rankine Lecture, Geotechnique, 16, (2), pp.91-130. 1966.

BISHOP, A.W.; ALPAN, S.; BLIGHT, T.E.; DONALD, T.B. **Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils**. Proceedings of the A.S.C.E. Conference on Shear Strength of Coesive Soils, Boulder/Colorado, p. 503-532. 1960.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. Editora E.Arnold, London, 227p. 1957.

BISHOP, A.W.; HIGHT, D.W. **The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions**. Géotechnique, v.26, n.3 p. 369-384. 1977.

BISHOP A.W.; SKEMPTON, A.W. **The measurement of the shear strength of Soils**. Géotechnique, v.1, n.2 p.90-108. 1950.

BISHOP, A.W.; KUMAPLEY N.K., E.L. RUWAYIH. **The influence of pore-water tension on the strength of clay**. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Science volume 278, pages 511-554, number 1286. Published by the Royal Society, 6 Carton House Terrage London. 1975.

BISHOP, A.W.; WEEB, D.L.; LEWIN, P.I. **Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft; strength-effective stress relationships**. Géotechnique 15, No.1, p. 1-31. 1965.

BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. **A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing**. Géotechnic 25, p. 657-670. 1975.

BISHOP, A. W. Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soils specimens. In Stress-strain behaviour of soils, pp. 3-58 (ed.R. H. G. Parry). London. 1972.

BISHOP, A.W. The influence of an undrained change in stress on pore pressure in porous media of low compressibility. Géotechnique, v.23, n.3, p.432-442. 1973.

BISHOP, A.W. The influence of system compressibility on the observed pore pressure response to an undrained change in stress in saturated rock. Géotechnique, v.26, n.2., p.317-330. 1976.

BISHOP, A. W.; GREEN, G. E. The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. Géotechnique 15, No. 3, p.243-266. 1965.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, p. 109-159. 1973.

BJERRUM, L. Engineering geology of Norwegian marine clays, Geotechnique, 27, 2, p. 81-118. 1967.

BOEHL, P.E.G. Dilatômetro de MARCHETTI (DMT): Atualização da revisão bibliográfica. Trabalho apresentado em seminário sobre ensaios geotécnicos de campo UFSC, PPGEC, 104 p. 2005.

BOEHL, P.E.G. Análise estatística por testes de hipóteses sobre a eficácia e eficiência dos dados obtidos através dos ensaios de campo DMT, CPT & SPT. Trabalho apresentado em seminário sobre ensaios geotécnicos de campo UFSC, PPGEC 85p. 2005.

BOEY, C.F.; CARTER, J.P. Mechanical testing of artificial cement carbonate soil. Proc.5 th Aust. N.Z. Geomech. Conf., Sydney, p. 145-149. 1988.

BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. Géotechnique 36, No.1, p. 65-78. 1986.

BOLTON, M. **A Guide to Soil Mechanics**. Macmillan Publishers Ltd, London, UK, 439 p.1979.

BOLTON, M.D.; DASARI, G.R. **The small strain stiffness of a carbonate stiff clay**. CUED/D-SOILS/TR279, p. 109-114. 1994.

BOWLES, J.E. **Physical and Geotechnical Properties of Soils**, MC Graw-Hill, USA, 478p. 1979.

BOWLES, J.E. **Engineering Properties of Soils and Their Measurement** 2d ed., McGraw-Hill Book Company, New York, 215p. 1978.

BRESSANI, L.A. **Experimental properties of bonded soils**. Ph.D. Thesis. Imperial College of Science and Tecnology. London, 459p. 1990.

BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. **The effect of laboratory test technique on the measured properties of weakly bonded soil**. Proc.12 th Int. Conf. Soil. Mech. & Fdn.Engng., Rio de Janeiro 1, p.17-20. 1989.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Methods of test for soils civil engineering purposes. **BS 1377**, London, 63p. 1975.

BRITH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for foundations. **BS 8004**, London. 1986.

BRITISH STANDART **1881**. Test for indirect tensile strength of cylinders. part. 4, p.23-25. 1970.

BURLAND, J.B. **On the compressibility and shear strength of natural clays**. Géotechnique, v. 40, n.3, p.329-378. 1990.

CARNEIRO, F.L.. **Um novo método para a determinação da resistência à tração dos concretos**. In: 3ª. Associação Brasileira de Norma Técnicas ABNT, São Paulo, p. 126-129. 1943.

CARNEIRO, F.L.L.B.; BARCELLOS, A. **Concrete tensile strength**. Int. Assoc. Testing Res. Lab., Paris, Fr., Bull No. 13, pp. 97-127. 1953.

CARUSO JUNIOR, F. **Mapa geológico da Ilha de Santa Catarina.** Porto Alegre: Centro de Geologia Costeira e Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (Notas técnicas), n.6, 28p. dez 1993.

CASAGRANDE, A. **Research on the ATTERBERG limits of soils.** Public Roads 13, Washington DC, p.17-19. 1932.

CASAGRANDE, A. **Classification and identification of soils.** Transactions, A.S.C.E., Vol. 113, p. 901-991. 1948.

CASAGRANDE, A. **The structure of clay and its importance in foundation engineering.** J. Boston Soc. Civ. Engrs, Apr., p.168-209. 1932.

CASAGRANDE, A.; CARRILHO, N. **Shear Failure of Anisotropic Materials** Boston Soc. Of Engrs. 31, p.74-87. 1944.

CHEN, F.H. **Foundations on expansive soils.** 2.ed. Amsterdam, Elsevier Science Publications, 463p. 1988.

CHIOSSSI, N.J. **Geologia aplicada à engenharia.** São Paulo: USP – Grêmio Politécnico, p.103-110. 1979.

CLOUGH, W, SITAR, N, BACHUS, R.C. **Cement sands under static loading.** Journal of Geotechnical Engineering 107, 6, p.799-817. 1981.

CLOUGH G.W.; SITAR N.; BACHUS R.C., RAD N.S. **Cemented sands under static loading.** Journal of Geotech. Engerg. Div., ASCE, 107(6): p.799-817. 1981.

CLOUGH, G.W.; KUCK, W.M.; KASALI, G. **Silicate stabilized sands.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, Vol. 105, No.1, p.65-82. 1979.

COLLINS, K.; McGOWN, A. **The form and function of microfabric features in a variety of natural soils,** Geotechnique, Vol.24, No.2, P.223-254. 1974.

COOP, M.R. **The mechanics of uncement carbonate sands.** Géotechnique 40, No.4, p.607-626, 1990.

COOP, M.R.; ATKINSON. **The mechanics of cement carbonate sands**, Géotechnique 43, No 1, p.53-67, 1993.

COVOLO, I. PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL – PUCRS – ESCOLA POLITÉCNICA - ECV- **Apostila de resistência ao cisalhamento de solos tropicais e engenharia de fundações**. 100p. 1996.

COSTA FILHO, L.M.F., DE CAMPOS, T.M.P. **Anisotropy of a gneissic residual soil**. In: IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina Del Mar, v.1, p.51-61, 1991.

CRUZ, P.T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de textos, 645p. 1996.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. **Yielding and pre-failure deformation of structure sands**. Geotechnique, Vol.47, No.3, p.481-508. 1997.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. **Characterising the elastic response of very stiff coarse grained soils**. The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks, Evangelista & Picarelli Eds., Vol.1, p. 491-496. 1998.

DALLA ROSA, F. **Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão em ensaios triaxiais**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS-BR, 104p. 2006.

DIAS, R.D. **Geomecânica dos solos lateríticos do sul do Brasil** In: Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil. Porto Alegre – RS: CPGEC/UFRGS e CPGEC/UFSC, Relatório técnico, p.96-120. 1988.

DIAS, R.D.; GEHLING, M.Y.Y. **Considerações sobre solos porosos tropicais**. Porto Alegre, Escola de Engenharia da UFRGS. (CT-A-54),59p. 1983.

DE, P.K.; FURDAS, B. **Discussão**. Geotechnique. 23. numero 2. p.203-218. 1973.

DELGADO, A. **Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de lãs arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno.** Sevilla, Universidad de Sevilla, 564p. (Tese de Doutorado). 1986.

DESCHAMPS, O. **Memórias da Nossa Terra e Nossa Gente.** Edição do autor. São Pedro de Alcântara, Santa Catarina, 223p. 2005.

Dicionário de ciências EXITUS. Mirador Internacional, Enciclopédia Britânica do Brasil – São Paulo, 283p. 1978.

DOBEREINER, L. **Geotecnia de arenitos brandos.** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 52p. (Síntese de tese 08). 52p. 1987.

DOBEREINER, L. et al. **Processos de alteração em rochas argilosas de algumas formações brasileiras.** In: CBGE 6, COBRANSEG, 9, Salvador. Anais... São Paulo: ABGE – ABMS, 1990. v1, p.145-162. 1990.

DONATH, F.A. **Strength variation and deformation behaviour in anisotropic rocks.** Proceedings of the International Conference on the State of Stress in the Earth's Crust 281-297. Ed. W.R. Judd, American Elsevier Publishing Company, New York, 1964.

DRUCKER DC. **Conventional and unconventional plastic response and representation.** Applied Mechanics Reviews; 41:151-167. 1988.

DRUCKER, D.C., GIBSON, R.E.; HENKEL, D.J. **Soil mechanics and work-hardening.** Theories of plasticity, " Transactions, ASCE, Vol.122, Paper No.2864, p.338-346. 1957.

DUPAS, J.J.; PECKER, A. **Static and dynamic properties of sand-cement.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105: p.419-436. 1979.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. **The shear strength of partly saturated soils.** Géotechnique, v.36, n.3, p.453-456. 1986.

FANG, H.; CHEN, W.F. **New method for determination of tensile strength of soil,** presented at 50th Annual Meeting of the Highway Research Board, held at Washington D.C, n.345, p.62-68. 1971.

FARJALLAT, J.E.S. **Estudos experimentais sobre desagregação de rochas basálticas**. São Paulo. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências/USP. 1971.

FARJALLAT, J.E.S. **Relato sobre o tems (desagregabilidade de rochas e problemas relativos à sua aplicabilidade)**. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 4, 1972, São Paulo. Anais... São Paulo: Assoc. Paulista Geol. Aplicada, p.19-54. 1972.

FERREIRA, S.R.M. **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação**. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 379p. (Tese de Doutorado). 1995.

FERREIRA, S.M.; FERREIRA, M.G.V.X. **Mudanças de volume devido à variação do teor de água em um vertissolo** no seminário de Pernambuco, R. Bras. Ci. Solo, p.33:779-791.2009.

FLINT, R.F. **Glacial and quaternary geology**, Wiley & Sons, New York. 892p. 1971.

FELLENIOUS, W. **Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (adhesion) und unter Annahme Kreiszyklindrischer Gleitflächen**. Ernst e Sohn, Berlim, 1927.

FOOKES, P.G. **The geology of carbonate soils and rocks and their engineering characterization and description**. Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments, Perth 2, p.787-806. 1988.

FOOKES, P.G.; VAUGHAN, P.R. 1986. **A handbook of engineering geomorphology**, Surrey University Press.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K. **Shear Strength of unsaturated soils**. University of Saskatchewan, Canada, Lake Head University Canada.p.329-361. 1995.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. **Stress state variables for unsaturated soils**. Geotechnical Engineering Division, ASCE. 103GT5, p.447-466. 1977.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley and Sons, INC., New York. 1993.

GENS, A.; NOVA,R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. Proc. Int. Symp. On Geotech.Engerg.of Hard Soils-soft Rocks, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.1, pp 485-494. 1993.

GENS, A. **Unsaturated soils: recent developments and applications**. Shear Strength, Civil Engineering European Courses. Programme of Continuing Educations, Barcelona. 1993.

GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY REPORT. **The description and classification of weathered rocks for engineering puposes**. Quaterly Journal of Engineering Geology. V.28, p.207-242. 1995.

GRIM, R.E. **Clay mineralogy**, 2nd Ed., McGraw-Hill, New-York. 596p. 1968.

GRIM, R.E. **Applied clay mineralogy**, McGraw-Hill, New York. 422p. 1962.

GREENWOOD, J.A., WILLIAMSON, J.P.B. **Contact of nominally flat surfaces**, Proc. Soc. A, 295, p.300-319. 1966.

GREENWOOD, J.A.; TRIPP, J.H. **The elastic contact of rough spheres**, J.Appl.Mech., ASME 34 (1), 153-159. 1967.

GUERRA, A.T., GUERRA A.J.. **Novo dicionário geológico-geomorfológico**. Rio de Janeiro 652p.:il. 1977.

HAERIS, M.; SEIPHORI, A. **The behavior of a limy cement gravely sand under static loading – case study of Tehran alluvion**. EJGE, VOL.13, 10p. 2008.

HAERI, S.M.; HAMIDI, A. **The effect of cement contet of shear behaviour of a cement gravely sand**. Eletronic Journal of Geotechnical Engineering, 2005, Vol.10, No.E, pp. XX, Tehran, 8p. 2003.

HAERI, S.M.; HAMIDI, A.; ASGHARI, E.; HOSSEINI, S.M.; TOLL, D.G. **The mechanical behaviour of a cement gravely sand cement with different cement types**. Proceedings of 57 th Canadian Geotechnical Conference, Quebec, Session 3E, 13-20p. 2004.

HAERI, S.M.; HOSSEINI, S.M.; TOLL, D.G.; YASROBI, S.S. **Experimental study of the behaviour of a cement gravelly sand**, Geotechnical and Geological Engineering Journal, Vol.23, No.5, pp.537-560. 2005b.

HAERI, S.M.; YASREBI, S.; ASGHARI, E. **Effects of cementation on the shear strength parameters of Tehran alluvion using large direct shear test**. Proceedings 9th IAEG Congress, Durban, South Africa, 519-525p. 2002.

HAMIDI, A.; HAERI, S.M. **Critical state concepts for a cement gravelly sand**. Eletronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol.10, No.E, 1-12p. 2005.

HASEGAWA, H; IKEUTY, M. **On the tensile strength of disturbed soils, Symposium on rheology and soil mechanics**, j. Kravtchenko and P.M. Sirieys, eds., Springer- Verland, Berlin, West Germany, p.405-412. 1966.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing.v.1 : Soil classification and compaction tests**. A Halsted Press Book. John Wiley & Sons, 300p. 1985a.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing.v.2 :Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. A Halsted Press Book. John Wiley & Sons, 400p. 1985b.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing.v.3: Effective Stress Tests**. ELE International Limited, Pentech Press, London, UK. 300p, 1985c.

HERTZ, H. J. **Reine und angewandte Mathematik**, 92, 156-171. (For English translation see miscellaneous papers ed. By Hertz, H), Jones and Schott, London, Macmillan. 1896.

HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**, 486p. tese (doutoramento em engenharia civil) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2006.

HYPOLITO, R. **Estudo experimental de alteração intempérica de diabásios**. São Paulo: Universidade de São Paulo. (Tese de Doutorado). 103p. 1972.

HYPOLITO, R.; VALARELLI, J.V. **Alteração experimental de diabásios**. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 4, 1972, São Paulo. Anais...São Paulo: Associação Paulista de Geologia Aplicada, p.103-122, 1972.

HOULSBY, G.T. **A study of plasticity theories and their application to soils**. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 14. 482p. 1981.

HOULSBY, G.T. **Critical State Models and Small-Strain Stiffness**. Developments in Theoretical Geomechanics, Proceedings of the Booker Memorial Symposium, Sydney, 16-17 November, Balkema, ISBN 90 58091589, p.259-312. 1982.

HOLTZ, R.D.; KOVACS, W.D. **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA. 733p. 1981.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. **Properties of artificially cemented carbonate sand**, ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124(6), p.492–499. 1998.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. **The manufacture of cement carbonate soils**. Research report R631. University of Sydney. 8p. 1991.

HUMMES, R. A. M. **Compressibilidade e resistência ao cisalhamento de rejeitos de beneficiamento de carvão mineral em equipamentos de grandes dimensões**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil . Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 187p. 2007.

IAEG COMMISSION “ ENGINEERING GEOLOGICAL MAPPING” **Classificação of rocks and soils for engineering geology mapping. Part 1: rock and soil materials**. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Krefeld, v.19, p.364-371, 1979.

ISMAIL, M.A. **Strength and deformation behaviour of calcite-cemented calcareous soil**. PhD Thesis, The University of Western Australia (submitted). 2000.

ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; RANDOLPH M.F. **Sample preparation technique for artificially cemented soils** ASTM Geotechnical Testing Journal - June 2000 Issue. sand". Proc. Int. Geological Congress, Beijing, China. p.171-177. 2000.

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. **Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil**, J. Geotech. Eng. ASCE, 128(6), 520–529. 2002.

ISRM. **Rock Characterization, testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods**, Pergamon Press, London, 211p. 1981.

INGLES, O.G.; FRYDMAN, S. **An examination of some methods for strength measurement in soils**, Proceedings fo the forth Australian-New Zealand Conferece soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 213-219. 1963.

INGLES, O.G. **Bonding forces in soils, Part3: A theory of tensile strength for stabilized and naturally coherent soils**, “ Proceedings of the first conference of the Australian Road Research Board, Vol.I, p.1025-1947. 1962.

JARDINE, R.J. **One perspective of the prefailure deformation characteristics of some geomaterials**. Proceedings of international symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Sapporo, p.151-182. Rotterdam: Balkema. 1985.

JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. **The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus**. Géotechnique, v.34, p. 323-340. 1984.

JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; FOURIE, A.B.; BURLAND, J.B. **Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction**. Géotechnique 36, 3, p.377-396. 1986.

JOHNSON, K.L. **Contact mechanics**, Cambridge Uni. Press. 452p. 1985.

JUSTO, J.L.A.; DELGADO, A.; RUIZ, J. **The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 5., Adelaide, Proceedings, p.67-71. 1984.

KENNY, T.C. **The influence of mineralogical composition of residual strength of natural soils.** Proceedings of Oslo Geotechnical Conference on the Shear strength Properties of Natural Soils and Rocks, Vol I, p 123-129. 1967.

KARMAKAR S.; SHARMA J.; KUSHWAHA R.L. **Critical state elasto-plastic constitutive models for soil failure in tillage – A review.** Agricultural and Bioresource Engineering Department; and 2Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada S7N 5A9. Volume 46 2004 CANADIAN BIOSYSTEMS ENGINEERING, PAG 2.19-2.23. 2004.

KAVVADAS, M.; ANAGNOSTOPOULOS, A. **A framework for the behaviour of the cement Corint. marl.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings...Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.577-583, 1993.

KRISHNAYYA, A.V.G.; EISENSTEIN, Z.; MORGENSTERN, N. **Behavior of compacted soil in tension.** Journal of the geotechnical engineering division, GT9 ASCE, p. 1051-1061, September. 1974.

KRISHNAYYA, A.V. G.; EISENSTEIN, Z. **Brazilian tensile test for soils.** CAN.GEOTECH.J.VOL.11, pp. 632-641.1974.

LADE, P.V.; DUNCAN, J.M. **Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil.** Journal of the geotechnical engineering division, GT10, p.1038-1053 OCTOBER. 1975.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. **Cementation effects in frictional materials,** Journal of Geotech. Engerg. Div., ASCE, 104(12), p.1449-1465. 1989.

LADEIRA, F.L.; MINETTE, E. **A quantificação da alteração e da alterabilidade de rochas.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE

GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4, Belo Horizonte: ABGE, V.3, p.351-358.1984a.

LADEIRA, F.L.; MINETTE, E. **Índices físicos de alteração na quantificação de alterabilidade de rochas**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4, 1984, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABGE, v.3, p.359-366. 1984b.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. **Cementation effects in frictional materials**, Journal of Saxena, S.K. and Lastrico, R.M.(1978), “Static properties of lightly cemented sand”, Journal of Geotech. Engng. Div., ASCE, 104(12), p.1449-1465. 1989.

LAFEBER, F. **Soil structure concepts**. Engineering Geology, Vol. 1, No. 4, pp.261-290. 1966.

LAGOIA, R.; BURLAND, J.B.; DELAGE, P. **Pre-yield behaviour of the Gravina calcarenite at small strains**. The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks, Evangelista & Picarelli Eds., Vol. 2, pp. 629-636. 1998.

LAGOIA, R.; NOVA, R. **A constitutive model for soft rocks**. In: International Symp. On Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens.Proceedings...Rotterdam: A.A. Balkema, 1, p.625-632. 1993.

LAMBE, W.T.; WHITMAN R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 533p. 1969.

LAMBE, T.W. **Soils Testing for Engineers**, John Wiley & Sons, Inc., The Massachusetts Institute of Technology, USA. 165p.1951

LAMBE T.W. **Methods of estimating settlement**. Journal of Geotechnical. Engineering Division, ASCE. P.47-71. 1964.

LEINZ, V. **Guia para determinação de minerais** (por) Viktor Leinz e João Ernesto de Souza Campos. 5ª ed., revista e ampliada. São Paulo, Editora Nacional. 61p. 1974.

LEME, R.A.S. **Dicionário de engenharia geotécnica** – Inglês-Português, São Paulo, 159p. 1977.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.** Géotechnique 40, No 3, 467-488. Lubliner J. Plasticity Theory. MacMillan: New York. 1990.

LEROUEIL, S.; MAGNAN, J.P.; TAVENAS, F. **Remblais sur argyles molles.** Technique et Documentation Lavoisier, Paris. p.1-342. 1985.

LIU, C.; EVETT, J.B. **Soils and foundations.** 3rd.ed. Englewood Cliffs: Prentice Hall, USA. 465p. 1992.

LIU C.; EVETT J.B. **Soil Properties: Testing, Measurement and Evaluation – 3rd.** The University of North Carolina at Charlotte, ed. Prentice Hall Inc., New Jersey USA. 404p. 1997.

LORET, A.; ALONSO, E.E. **Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior.** Géotechnique v.30, n.4. 449-447. 1980.

LUMB, P. **The properties of decomposed granito.** Geotechnique, vol.12.number 3. 226-243. 1962.

MACCARINI, M. **Laboratory Studies of a weakly bonded artificial soil.** Ph. D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, London U.K. 323p. 1987.

MACCARINI, M.; TEIXEIRA, V.H.; TRICHÊS, G. 1989. **Bonding properties of a residual soil derived from diabase.** ICSMF, Rio de Janeiro, vol.1 pp.525-528.

MACCARINI, M. **Ensaio triaxiais e cisalhamentos direto de um solo residual jovem, derivado de gneisse.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil . Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 276p.1980.

MACCARINI, M. **Algumas considerações sobre a mecânica dos solos residuais.** Trabalho submetido como parte dos requisitos para participação de concurso para Professor Titular da Universidade Federal de Santa Catarina. 98p. 1993.

MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à geologia de engenharia,** Editora da UFSM, CPRM Brasília, 1994.

MACIEL FILHO, C.L. **Caracterização geotécnica das formações sedimentares de Santa Maria**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro (Dissertação de Mestrado). 123p. 1977.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. G. **Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil**, Geotechnique, London, 50(2), 141–151. 2000.

MARSHALL, C.E. **The physical chemistry and mineralogy of soils**, Vol. 1, soil materials, Wiley, New York. 400p. 1964.

MATSUO, S.; NISHIDA, K. **Physical and chemical properties of decomposed granite soil grains**. Soil and foundations. Vol.8 number 4. 10-20. 1968.

MCDOWELL, G.R.; BOLTON, M.D. **Micro mechanics of elastic soil**. Soils and foundations, Japanese Geotechnical Society., Vol. 41, No.6, 147-152, Dec.. 2001.

MELLO, V.F.B. **Química coloidal e algumas propriedades das argilas**. Revista Politécnica, Ano XLVII, n. 160, São Paulo, p..31-37. 1951.

MELLO, V, F.B. **Apreciações sobre a Engenharia de Solos aplicável a solos residuais**. Proc.of the 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering. Tradução n.9 da ABGE. p.489-494. 1973.

MELLOW, M.; HAWKES, I. **Measurement of tensile strength by diametral compression of discs and annuli**, Engineering Geology, Vol.5, No.3, Oct., pp.173-225. 1971.

MENEZES, R.S.; DOBEREINER, L. **Estudo da alterabilidade de siltito maciço da Formação Rio Bonito – Santa Catarina**. Solos e Rochas, São Paulo, v.14 (1), p.41-54. 1991.

MENDONÇA, M.B. **Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 270p.1990.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour**, New York, USA: Ed. John Wiley & Sons, 422p. 1976.

MICHELL, J.K.; SOLYMAR, Z.V. **Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand.** J. Geotech. Div., Am.Soc. Civ. Engrs 110, GT11, 1559-1576. 1984.

MURTHY, V.N.S. **Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Marcel Dekker, Inc. New York. 1029p. 2003.

NEWMAN, D.A.; BENETT, D.G. **The effect of specimen size and stress rate for the brazilian test – A statical analyses.** Rock mechanics and rock engineering, vol.23, pp 123-134, 1990.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Identificação expedita dos grupos de classificação MCT para solos tropicais.** X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.4, Foz do Iguaçu, PR, ABMS.P.1293-1300, 1994.

OBERT, L.; DUVALL, W.I. **Rock Mechanics and the Design of Structure in Rock,** John Wiley and Sons, New York, pp.94-98. 1967.

ODA, M. **Initial fabrics and relations to mechanical properties of granular material.** Soils and foundations, Vol.12, No.1, p.17-36. 1972.

ODA, M.; KONISHI, J. **Microscopic deformation mechanics in granular materials in simple shear.** Soils and Foundation, v.14, n4. p.25-38, 1974.

O'ROURKER, T.D.; CRESPO, E. **Geotechnical properties of cemented volcanic soil**, ASCE J. Geotech. Eng. Div., 114(10), p.1126–1147. 1988.

PARCHER, J.V.; MEANS, R.E. **Physical properties of soils.** Charles Merrill. 464p. 1964.

PASTORE, E.L. **Maçãos de solos saprolíticos em fundação de barragens de concreto-gravidade.** Tese de Doutorado. E.E.São Carlos/SP. 1992.

POULOS, H.G. **The mechanics of calcareous sediments.** Proc. 5th Aust. N.Z. Geomech.Conf., Sydney. p.8-41. 1989

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. John Wiley, New York. 411p. 1974.

PRADO, H. **Solos do Brasil: gênese, morfologia, classificação e levantamento**. 2.ed. ver. E ampl. - Piracicaba. 2001.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil . Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 150p.1986.

PRIETTO, P. D. M. **Comportamento tensão-dilatância de solos cimentados:uma abordagem teórico experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia) PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.230p. 2004.

PRÉVOST, J.H.; HÖEG, K. **Soil mechanics and plasticity of strain softening**. JOURNAL OF THE GEOTHECNICAL ENGINEERING DIVISION 25, 11157 GT3, MARCH No.2, 259-278. 1975.

PUZRIN, A.M; BURLAND, J.B **A logarithmic stress-strain function for rocks and soils**, Géotechnique 46, No 1, 157-164. 1996.

RAIMUNDO, H. A. **Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis**. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universiade Federal de Santa Catarina. 325p. 2002.

REIS, R.M. **Comportamento Tensão-Deformação de dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaisse**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 198p. 2004.

REIS, R.M.; AZEVEDO, R.F. **Anisotropic Study of Residual Soil Based on Cubic Triaxial Test Results**. In: XI PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 1999, Foz do Iguacu.V.1, P.141-146.

ROSCOE, K.H. **The influence of strains in soil mechanics**, 10th Rankine Lecture, Geotechnique, London, England, Vol.20, No.2, p.129-170.

ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. **On the generalized stress-strain behavior of Wet clay**, Engineering Plasticity, J.Heyman and F.A. Leckie, Eds., Cambridge University Press, Cambridge, England, pp,535-609. 1968.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. **On the yielding of soils**". Geotechnique, London, England, Vol.8, No.1, pp.22-52. 1958.

ROWE, P. W. **The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**. Proc. R. Soc. 269A, 50G-527. 1962.

ROWE, P. W. **The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear**. Geotechnique 19, No. 1, 75-86. 1969.

ROWE, P. W. **Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil**. In Stress strain behaviour of soils, pp. 143-194 (ed. R. H. G.Parry). London: Foulis. 1972.

ROWE, P.W. **The relevance of soil fabric to site investigation practice**, Geotechnique, Vol.22, No.2, pp 195-300. 1972.

ROUAINIA, M.; WOOD, M. **A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure**. Geotechnique 50 (2) p.153-164. 2000.

SALGADO R.; BANDINI P.; KARIM. A. **Shear Strength and Stiffness of Silty and Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(5), p.451-462, May. 2000.

SANDRONI, S.S. **Sampling and testing of residual soils in Brazil. In sampling and testing of residual soils**. A Review of International Practice. Ed. Brand E W and Philipson H B. Scorpion Press. Hong Kong, p.31-50. 1985.

SANDRONI, S.S. **Stress relief effects in gneissic saprolitic soils**. 1st Int. Conf. In Geom. In Trop. Later and Saprol. Soils. Vol. 3. 290-296. Brazil. 1985.

SANGREY, D.A. **Naturally cement sensitive soils**. Géotechnique, v.22, n.1, p.139-152. 1972.

SANTOS, G.T. **Integração de informações pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS, 209p. 1997.

SANTOS, G.I.T., DIAS, R.D. **Cadastro Geotécnico dos Solos do Município de Florianópolis** – SC. Inc. II Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, p.77-84. 1996.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M. **Static properties f lightly-cement sand**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104:1449-1464. 1978.

SCHENCK, H. **Theories of engineering experimentation**. Third edition, Hemisphere Publishing Corporation, New York, USA. 302p. 1979.

SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**, London: McGraw Hill, 310p. 1968.

SCHOFIELD, P.R. **The pf of water in soil**. Transactions of the 3rd International Conference on Soil Science, Oxford, p.37-48. 1935.

SCHREIMER, H.D. **Volume change of compacted highly plastic African clay**. Ph D Thesis. Imperial College, University of London. 313p. 1988.

SCHMERTMANN, J.H.; OSTERBERG, J.O. **An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated Cohesive Soils**, Proc. ASCE Research Conference on the Shear Strength of Coesive Soils, Bouders, Coli.,pp 643-694. 1960.

SCOTT, C.R. **An Introduction to soil mechanics and foundations**, Applied Science Publishers Ltda, 3 ed, London. 406p. 1980.

SEED, H.B.; WOODWARD, R.J.; LUNDGREN, R. **Fundamental aspects of the ATTERBERG limits**, Journal Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol.90, No.SM 6, pp. 75-105, 1964b.

SHANKER,N.B.; KRISHNA,V.S. **Laboratory Studies on Shear Strength of Expansive Clays**. Proc. Ind. Geotec. Conf.; Vishakhapatnam, Dec.Vol. 1, p.155-158. 1989.

SIM, W.H. **Artificially cemented calcareous soil: a comparative study**. Undergraduate HonoursThesis, The University of Western Australia. 1999.

SIMONS, N.E.; MENZIES, B.K. **Introdução à engenharia de fundações**. Tradução Luciano J.Moraes Jr. Rio de Janeiro, Editora Interciência. 199p. 1981.

SMITH, G.N. **Elements of soil mechanics**. Sixth edition, Oxford BSP PROFESSIONAL BOOKS, London, UK.528p. 1990.

SKEMPTON, A.W. **The pore-pressure parameters A and B**. Géotechnique 4, No 4, 143-147. 1954.

SKEMPTON, A.W. **Significance of Terzagui's Conference of effective stress**, in from Theory to practice in soil mechanics, pp. 42-53, Wiley, New York, 1960a.

SKEMPTON, A.W. **Effective stress in soils, Conference, and Rocks,**” Proceedings of Conference on Pore pressure and suction in soils, Butterworths, London, pp. 4-16, 1960b.

SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI,L.A.; MARTINS, F.B. 1994. **Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall**. Solos e Rochas, v.17, n.3, p.183-188.

SKINNER, A. E. **A note on the influence of interparticle friction on the shearing stress of random assembly of spherical particles**. Géotechnique, v.19, p.150-157. 1969.

SOWERS, G.F. **Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks**. 2nd Pan. Am.Conf. on Soils Mech. And Found. Eng..Vol. I, 39-62. 1963.

TARBUK, E.J.; LUTGENS, F.K.; TASA, D. **Earth: An introduction to Physical Geology**. New Jersey: Prentice Hall. 752p. 1996.

TEIXEIRA, W. et al. **Decifrando a terra**. São Paulo: Oficina de textos, 2000. Reimpressão. 557p. 2001.

TERZAGHI, K. **The shearing resistance of saturated soils**. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics, Cambridge, v.1., p.54-56. 1936.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**, 1 edição, John Wiley and Sons, New York, 510p. 1943.

TERZAGHI, K. **Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock**. Proc. Amer.Soc.Testing Materials.v.45. p.777-801. 1945.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**, 3 rd, Ed.Willey-Interscience, 659p. 1996.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. **Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra**, MC-Graw Hill do Brasil.237p. 1978.

TSCHEBOTARIOFF, G.P.; WARD, E.R.; DE PHILLIPPE, A.A. 1953. **The tensile strength of disturbed and recompacted soils**, Proceedings of Third Internacional Coference on Soil Mechanics and Foundation Engennering, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 207-210.

SOUZA. UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANA – UFPR - **CURSO DE GRADUAÇÃO EM GEOLOGIA** - www.geologia.ufpr.br, 2008.

GERSCOVICH, D. UNIVERSIDADE ESTADUAL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO – UERJ – FEN-PGE-CIV- **Notas de aula**. www.eng.uerj.br/~denise, 2008.

URIEL, S. **Brazilian tensile test for soils**. Discussion.CAN. GEOTECH. J.VOL.11, pp 540-541. 1974.

URIEL, S.; SERRANO, A.A. **Geotechnical properties of two collapsible soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands.** Spain.Proc. 8th ICSMFE, vol. 2.2, p.251-264. 1973.

VARGAS, M. **Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil.** Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Zurich. V.1.p.67-71. 1953.

VARGAS, M. **Origem, propriedade e natureza dos solos naturais indeformados.** COPPE/UFRJ, 1970.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo, MCGraw-Hill do Brasil Ltda, Ed.da Universidade de São Paulo, 509p. 1977.

VARGAS, M. **Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil.** 3 rd ICSMFE, Switzerland, vol.I. pp 84-90, 1971.

VAUGHAN, P.R. **Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components.** First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, Brasil, ABMS, Vol.3, p.231-263. 1985.

VAUGHAN, P.R. **Keynote paper: characterising the mechanical properties of in-situ residual soil.** Proceedings of the 2nd International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore. p.469-487. 1988.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. **Indexing the engineering properties of residual soils.** Quart. J. Engng Geol. 21, No 1, 69-84. 1988.

VAUGHAN, P.R.; KWAN, C.W. **Wheathering, structure and in situ stress in residual soil.** Géotechnique, v.34, n.1. p. 43-59. 1984.

VERRUIJT, A. **Soil mechanics.** Delft University of technology, 315p, 2006.

VERRUIJT, A. **Off Shore soil mechanics**. Delft University of technology, 204p, 2006.

VIGGIANI, G; ATKINSON, J.H. **Stiffnes of fine-grained soils at very small strains**, Géotechnique, 45 (2), 249-265. 1995.

WALLACE, K.B. **Structural behaviour of residual soils of the continually wet highlands of Papua**. New Guine. Geotecnique. Vol. 23 number 2. 203-218. 1973.

WESLEY, L.D. **Geotechnical engineering in residual soils**. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey, USA, 272p. 2010.

WOOD, D.M. **Soil behavior and critical state mechanics**. Cambridge University Press, Cambridge, UK. 462p. 1990.

WOOD, D. M. **Soils Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdon, 462p. 1990.

WROTH, C.P.; HOULSBY, G.T. **Soil mechanics-property characterisation, and analysis procedures**, Proc. 11th Conf. Soil, Mech., San Francisco, 1, 1-55. 1985.

ZIENKIEWICZ, O.C. **The finite element method in engineering science**. London: Mc-Graw-Hill, 521p. 1971.

ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L. **The finite element method**. 4th ed. London: Mc-Graw-Hill, 733p. 1994.