

Fábio Krueger da Silva

**CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO
E LABORATÓRIO - SANTO AMARO DA IMPERATRIZ,
SANTA CATARINA.**

Tese submetida ao Programa de
Pós Graduação em Engenharia
Civil da Universidade Federal de
Santa Catarina para a obtenção do
Grau de Doutor em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Marciano
Maccarini, PhD.

Florianópolis
2015

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

Krueger, Fábio da Silva
Caracterização física e mecânica de solo residual de
gnaisse por meio de ensaios de campo e laboratório - Santo
Amaro da Imperatriz, Santa Catarina / Fábio da Silva
Krueger ; orientador, Marciano Maccarini ; coorientador,
Rafael Augusto dos Reis Higashi. - Florianópolis, SC, 2015.
491 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Solos residuais. 3. Ensaios de
campo. 4. Ensaios de laboratório. I. Maccarini, Marciano.
II. Higashi, Rafael Augusto dos Reis. III. Universidade
Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. IV. Título.

Fábio Krueger da Silva

**CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO
E LABORATÓRIO - SANTO AMARO DA IMPERATRIZ,
SANTA CATARINA.**

Esta Tese foi julgada adequada para obtenção do Título de “Doutor em Engenharia Civil”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

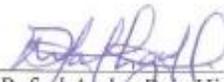
Florianópolis, 10 de Julho de 2015.

Prof. Glicério Trichês, Dr.

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.
Orientador
Universidade Federal de Santa
Catarina



Prof. Rafael A. dos Reis Higashi, Dr.
Coorientador
Universidade Federal de Santa
Catarina

Banca Examinadora:



Prof. Heraldo Luiz Giacheti, Ph.D.
Universidade Estadual Paulista



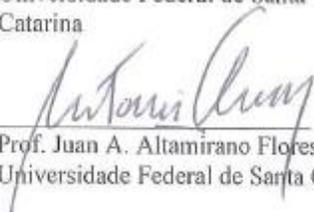
Prof. Luiz Antonio Bressani, Ph.D.
Universidade Federal do Rio Grande
do Sul



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



Prof. Regina Davison Dias, Ph.D.
Universidade Federal de Santa
Catarina



Prof. Juan A. Altamirano Flores, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado à minha
família.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus pelas graças e bençãos recebidas permitindo mais esta vitória, sem Sua mão poderosa nada é possível.

A minha esposa Ludmilla e meu filho Bruno pela paciência e suporte, vocês são a minha inspiração.

Aos meus familiares pela compreensão e apoio inestimável, acreditando no sucesso desse empreendimento.

Ao professor Maccarini que ensinou, desde a graduação, os principais conceitos da engenharia geotécnica e me orientou até este momento. Sinto que ainda tenho muito a aprender com o senhor.

Aos professores Heraldo Giacheti, Luiz Bressani, Orlando Oliveira, Regina Davison e Juan Flores por terem aceitado compor a banca examinadora.

Ao meu amigo e parceiro de pesquisa Cesar Godoi, sem você este pesquisa ficaria muito mais difícil.

Ao meu amigo - irmão Murilo Espíndola, por me ajudar nos momentos difíceis, motivar e me inspirar.

Aos professores Orlando Oliveira e Ronaldo Ferreira pelos ensinamentos geotécnicos repassados;

À equipe de profissionais das empresas Versal Engenharia e Geoforma Engenharia pelo apoio especial à concretização deste estudo.

Ao CNPQ por ter me concedido bolsa de ensino durante o período da pesquisa.

A todas as pessoas que participaram da pesquisa de campo e de laboratório, dispondo do seu tempo para dar ajuda durante os ensaios.

É no fogo mais forte que se forja o aço bom.
(autor desconhecido)

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma caracterização geotécnica de um perfil de solo residual de gnaiss da cidade de Santo Amaro da Imperatriz - Santa Catarina/Brasil, através da análise dos resultados de ensaios de campo, laboratoriais e de microscopia eletrônica. O entendimento do comportamento geomecânico deste tipo de solo, é feito a partir das análises e interpretações dos resultados de ensaios de campo e dos resultados de laboratório feitos em amostras coletadas em diferentes profundidades.

Com este fim, foi executada uma campanha de investigação de subsolo com ensaios SPT (Standart Penetretion Test), CPT (Cone Penetration Test), DMT (Dilatometer Test) e SDMT (Dilatometer Seismic). Para a realização dos ensaios de laboratório foram coletadas amostras em um talude e em um poço de inspeção, executado para esta pesquisa. Foram realizados ensaios de caracterização física, ensaios de adensamento, permeabilidade, cisalhamento direto, compressão diametral e ensaios triaxiais CID e CIU, além de uma análise mineralógica com a utilização de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura.

O perfil de solo residual de gnaiss foi classificado como um silte-arenoso. Os ensaios de compressibilidade deixaram evidente a presença de cimentação e de mudança na rigidez ao longo da profundidade. A compressão diametral possibilitou a verificação do nível de cimentação das partículas. Os ensaios de cisalhamento direto mostram a influência das condições de inundação sobre os parâmetros de resistência do material. Os ensaios triaxiais refletem a importância da microestrutura de solos estruturados no comportamento geomecânico em condições drenadas e não drenadas. As difratometrias de raios-X indicaram a presença dos minerais como Quartzo, Caulinita e Haloisita. Os resultados mostram que o processo de intemperização física e química têm diferentes graus de atuação ao longo da profundidade refletindo em variação dos índices físicos ao longo da profundidade.

Os ensaios de campo permitiram a definição do perfil geotécnico do solo e estimativa das propriedades geotécnicas através de relações consagradas. Foi realizada a comparação dos resultados de campo com os resultados de laboratório. Ficou comprovado que em solos residuais de gnaiss algumas correlações dos ensaios de campo superestimam o ângulo de atrito quando comparados com modelos de solos poucos coesivos E que algumas equações desenvolvidas para o ensaio Dilatômetro de Marchetti não podem ser aplicadas nestes solos residuais.

Os resultados da pesquisa permitiram um melhor entendimento do comportamento desse solo e sugerem novas correlações entre os ensaios de campo para avaliação dos parâmetros geotécnicos de solos residuais silte arenosos de gnaiss do município de Santo Amaro da Imperatriz/SC.

Palavras-chave: Solo Residual de Gnaiss. Ensaios de Campo. Ensaios de Laboratório. Parâmetros geotécnicos. Microestrutura.

ABSTRACT

This paper presents a geotechnical characterization of a gneissic residual soil profile from the city of Santo Amaro da Imperatriz - Santa Catarina state/South Brazil. The interpretation involved in situ and laboratory tests results and electron microscopy. The understanding of the geomechanical behavior of this type of soil, has been developed from the analysis and interpretation of soils from field and laboratory tests.

To achieve this, a drilling campaign of SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test), DMT (dilatometer Test) and SDMT (Seismic dilatometer) were performed. To carry on the laboratory tests, undisturbed block samples were collected on a slope and at different depths of a well, both adjacent to each other. Physical and mechanical characterization tests were performed, such as, consolidation, permeability, direct shear, diametrical compression (Brazilian test), triaxial CID and CIU, and mineralogical analysis by using X-ray diffraction and scanning electron microscopy.

The residual gneissic soil profile was classified as a Sandy-silt. Compressibility tests have left evident the presence of cement and change in stiffness along the depth. The diametrical compression tests enabled to check the degree of cementation among particles. The direct shear tests showed the influence of submersion conditions on the material strength parameters. By its turn, triaxial compression tests reflected the importance of soil microstructure in geomechanical behavior under drained and undrained conditions. The diffraction X-ray indicated the presence of minerals, such as, quartz, kaolinite and halloysite. The results show that the physical and chemical weathering process have different degrees of activity throughout the depth, reflecting in variation of physical index along the well.

Boreholes have enabled the definition of soil stratigraphy and estimation of geotechnical properties through typical relations. Comparison between in situ and laboratory test results showed that correlations tend to overestimate friction angles, when compared to models for cohesionless materials. Some equations developed for Marchetti dilatometer test can not be applied for these type of soils.

The results obtained in this research allowed an improved understanding and suggest new correlations between in situ tests to assess the geotechnical properties of of gneissic Sandy-silt residual soils.

Keywords: Gneissic Residual, soil, in situ tests, laboratory tests, Geotechnical parameters, Microfabric.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Organização da Tese.....	50
Figura 2 - Processo de formação de solos residuais e sedimentares.....	52
Figura 3 - Mudanças ocorridas no perfil de intemperismo.....	56
Figura 4 - Conceito de microestrutura de solos.....	58
Figura 5 - Ensaio triaxiais drenados realizados em amostras artificialmente cimentadas com diferentes teores de cimento Portland.....	60
Figura 6 - Ensaio triaxiais drenados em argila e calcário cimentados .	61
Figura 7 – Ensaio triaxiais em uma amostra artificialmente cimentada	63
Figura 8 - Modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) para solos cimentados.	65
Figura 9 - Ensaio de adensamento e compressão isotrópica em solo residual de gnaiss comparada com a máxima pressão de sobrecarga	66
Figura 10 - Trajetória de tensões seguida durante um ensaio triaxial K_0 , no espaço σ'_3 versus σ'_1 , em solos residuais de gnaiss	68
Figura 11 - Curvas obtidas durante ensaios do tipo K_0 em solos residuais de gnaiss no estado estruturado, em amostras com dimensões 10,16cm x 20,32cm.....	69
Figura 12 - Ensaio do tipo K_0 em amostras de um modelo físico de laboratório para simular solos residuais naturais, com diferentes graus de cimentações	70
Figura 13 - Comportamento da velocidade de onda e tensão efetiva sob o esqueleto estrutural de amostras cimentadas e remoldadas.....	77
Figura 14 - (a) tetraedro de sílica; (b) lâmina de sílica; (c) octaedro de alumina; (d) lâmina octaedro (gibssita); (e) lâmina elementar de sílica-gibssita	79
Figura 15- Arranjo das moléculas na água	82
Figura 16 - Atração de moléculas dipolares em dupla camada difusa ..	83
Figura 17 - Influência da topografia na formação do solo residual	84
Figura 18 - Representação idealizada dos horizontes de solos residuais brasileiros	86
Figura 19 - Variação do perfil do solo devido a ação do intemperismo	88

Figura 20 - Desenho esquemático do ensaio SPT	93
Figura 21 - Exemplo das informações de um laudo SPT	94
Figura 22- Perfis de solos residuais de com base em ensaios SPT	96
Figura 23 - Foto do CPT mecânico	97
Figura 24 - Equipamento de cravação.....	99
Figura 25 - Ábaco para classificação de solo para CPT mecânico.....	100
Figura 26 - Ábaco de classificação de solo para CPT.....	101
Figura 27 - Perfis de solos residuais com base em ensaios CPT.....	102
Figura 28 - Carta de classificação de solos via CPT	106
Figura 29 - Nova carta com os limites de classificação dos solos baseados no I_c	109
Figura 30 - Ábaco para determinação de n	111
Figura 31 - (a) funcionamento esquemático (b) lâmina do DMT	113
Figura 32 - Princípio de funcionamento da membrana	115
Figura 33- Carta de Classificação dos Solos por meio do DMT.....	121
Figura 34 - Perfis de solos residuais com base em ensaios DMT	122
Figura 35 - Ilustração esquemática de funcionamento do SDMT.....	124
Figura 36 - Resultados de um SDMT respectivamente, I_D , M_D , C_u , K_D , V_s	126
Figura 37 - Ábaco de classificação de solos através da relação I_D x G_o/E_D	127
Figura 38 - Aplicação da relação G_o/E_D	129
Figura 39- Limites superior e inferior de solos cimentados através da relação G_o/M_D x K_D	130
Figura 40 - Relação entre G_o e q_c para solos residuais.....	132
Figura 41- Gráfico dos valores médios I_c e I_D obtido para ensaios CPT e DMT adjacentes.....	136
Figura 42 - Relação entre R_f e I_D para solos residuais Piedmont.....	137
Figura 43 - Proposta para determinação de K_D e I_D sobre carta de classificação quanto ao comportamento do solo via CPT.....	138
Figura 44 - Influência da forma da sonda na perturbação do solo	140
Figura 45 - Efeitos da ponteira cônica sobre a tensão horizontal.....	141
Figura 46 - Influência do formato da sonda na estimativa de σ_h	142
Figura 47 - Representação da perturbação do solo na cravação do cone e pela expansão da membrana	144

Figura 48 - Distribuição granulométrica de solo residual de gnaiss..	146
Figura 49 - Textura de solo residual de folhelho obtida com MEV	147
Figura 50 - Pacotes de biotita ligada por agente cimentante, obtida através de MEV.....	149
Figura 51 - Esquema de funcionamento de um difratômetro de raios-X	150
Figura 52 - Difratograma de raios-X de um solo residual de gnaiss..	152
Figura 53 - Célula onde é realizado o ensaio de compressão confinada	156
Figura 54 - Curva de compressibilidade de um solo residual saprolítico de basalto	157
Figura 55 - Detalhe do equipamento para realização do ensaio de compressão diametral.....	159
Figura 56 - Detalhes a) da amostra e b) do equipamento de cisalhamento direto	161
Figura 57 - Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência obtidos em um ensaio de cisalhamento direto em solo residual de granito ...	162
Figura 58 - Detalhes do equipamento triaxial	164
Figura 59 - Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb do ensaio triaxial	166
Figura 60 – Resultados de um ensaio triaxial típico em solo residual de gnaiss.....	167
Figura 61- Localização geográfica do município de Santo Amaro da Imperatriz e da área de pesquisa	170
Figura 62 – Vista aérea e longitudinal da área de pesquisa	171
Figura 63 - Mapa geológico da região.....	173
Figura 64 - Mapa geotécnico da região	175
Figura 65 - Alterações cronológicas da elevação estudada	177
Figura 66 - Foto do Talude principal de pesquisa	178
Figura 67 – Visualização dos ensaios de campo realizados ao longo da encosta	180
Figura 68 - Ilustração estimada do talude (antes e após o retaludamento)	181
Figura 69 – Levantamento topografico plani-altimétrico da área de estudos	183

Figura 70 - Fluxograma das etapas da pesquisa.....	186
Figura 71 - Posição dos ensaios de campo na área de pesquisa	188
Figura 72 – Localização dos grupos de sondagens	190
Figura 73 - Posicionamento dos ensaios de campo na encosta da área de estudo (Fotos a,b)	193
Figura 74 - Realização do ensaio SPT: a) Abertura com trépano b) Avanço das hastes c) Inspeção do solo coletado	196
Figura 75 - Realização do Ensaio CPT: a) Ancoragem do equipamento de cravação b) Posicionamento da ponteira cônica c) Detalhe do registro na célula de carga	199
Figura 76 - Realização do ensaio DMT: a) Preparação das hastes b) Calibração da membrana c) Cravação da lâmina d) Registro das leituras e) Despressurização do sistema de ar comprimido	202
Figura 77 - Realização do ensaio SDMT a) Ancoragem do equipamento b) Golpe de martelo c) Verificação da qualidade de onda propagada.....	205
Figura 78 – Situação em corte e localização dos pontos de amostragem no poço, talude 2 e 4	208
Figura 79 – Fotos do poço de inspeção e coleta de blocos indeformados. a) Esquema de coleta de blocos indeformados b) Detalhes da escavação do poço, c) Detalhes da proteção do poço d) Coleta de bloco indeformado no poço e talude e) Amostragem de corpos de prova na face do talude.	209
Figura 80 - Preparação dos corpos de prova para o MEV.....	214
Figura 81 – Permeâmetro de carga variável do LMS/UFSC.....	216
Figura 82 – a) Amostras moldadas prontas para o ensaio e b) Equipamento do ensaio de compressão confinada do LMS/UFSC.	217
Figura 83 - Corpo de prova do ensaio de compressão diametral após inundação.....	219
Figura 84 – a) Moldagem do corpo de prova b) Equipamento de cisalhamento direto do LMS/UFSC.....	221
Figura 85 – Moldagem do CP e Equipamento triaxial para amostras até 3” do LMS/UFSC	224

Figura 86 - Detalhes do equipamento Triaxial 1,5” utilizado para realização dos ensaios CID e CIU.....	225
Figura 87- Curvas granulométricas de solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	229
Figura 88 - Carta de plasticidade de alguns solos residuais	231
Figura 89 - Imagens de MEV – amostra Tal. 2 – AM.1- prof. 0,5m, antes e após o cisalhamento	233
Figura 90 - Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.2 – prof. 2m, antes e após o cisalhamento	235
Figura 91 - Imagens de MEV ampliada em 8000x da amostra Tal. 2 – AM.1- prof. 0,5m	237
Figura 92 - Ensaio EDS na amostra do Tal.-2-AM1-prof.0,5m	238
Figura 93 - Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM2-prof. 2m.....	239
Figura 94 – Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM1-prof. 1m	240
Figura 95 – Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM3-prof. 3m	241
Figura 96 - Difractometria de raios-X em solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	243
Figura 97 - Curvas de compressibilidade do Tal.4-AM1-prof.0,5m e PI 1-AM1– Prof. 1m, em condições inundadas e não inundadas. ...	249
Figura 98 - Curvas de compressibilidade do Tal. 2-AM1-prof.0,5m, PI-1-AM2 – Prof. 2m e PI-1-AM3 – Prof. 3m, em condições inundadas e não inundadas.....	251
Figura 99 - Comparação da tensão virtual de préadensamento com a pressão de terra na condição natural e saturada e com a condição de terra atual.	255
Figura 100 - Relação entre coeficiente de compressibilidade Cr e Cc ao longo da profundidade estimada	256
Figura 101 - Relação entre Cc e índice de vazios em solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	257
Figura 102 - Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra Tal. 4 AM. 1 – prof. 0,5m.....	260
Figura 103 - Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra Tal. 2 AM. 1 – prof. 0,5m.....	260
Figura 104 – Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra PI.1. AM. 1 – prof. 1m.	261

Figura 105 – Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra PI.1. AM. 2 – prof. 2m.	261
Figura 106 – Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra <i>PI.1. AM. 3 – prof. 3m.</i>	262
Figura 107 – Avaliação da contribuição da cimentação do intercepto coesivo	264
Figura 108- Curva tensão x deformação x variação volumétrica num ensaio CID em amostra de solo residual silte arenoso de gnaisse	269
Figura 109 Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CID na amostra Tal. 2 – AM.1- prof.0,5m.....	270
Figura 110 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CID na amostra Tal. 2 – AM.1- prof.0,5m.....	271
Figura 111 - Curva tensão x deformação x variação volumétrica num ensaio CID em amostra de solo residual silte arenoso de gnaisse	272
Figura 112 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CID na amostra PI 1 – AM. 2- prof. 2m.....	273
Figura 113 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CID na amostra PI 1 – AM. 2- prof. 2m.....	273
Figura 114 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaisse	274
Figura 115 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m	275
Figura 116 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m	276
Figura 117 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaisse	277
Figura 118 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 1 – prof. 1m.....	278
Figura 119 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 1 – prof. 1m.....	279

Figura 120 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaisse.....	280
Figura 121 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 3 – prof. 3m	281
Figura 122 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 3 – prof. 3m	282
Figura 123 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios SPT	290
Figura 124 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios CPT	291
Figura 125 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 01	293
Figura 126 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 02	294
Figura 127 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 03	295
Figura 128 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 04	296
Figura 129 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios DMT	298
Figura 130 - Resultados dos ensaios DMT 01	300
Figura 131 - Resultados dos ensaios DMT 02	301
Figura 132 - Resultados dos ensaios DMT 03	302
Figura 133 - Resultados dos ensaios DMT 04	303
Figura 134 - Resultados dos ensaios SDMT01 e SDMT04	305
Figura 135 - Resultados da classificação de solos e peso específico, obtidos pelo ensaio DMT	307
Figura 136 – Avaliação do peso específico natural obtido pelo DMT x laboratório.	309
Figura 137 - Carta de classificação de comportamento do solo residual silte arenoso de gnaisse, Q_{tn} x F_r	311
Figura 138 - Classificação de solos através de I_D x G_v/E_D em solo residual silte arenoso de gnaisse	313
Figura 139 - Valores da relação I_C x $\log I_D$ encontrada para quatro grupos de ensaios realizados em solo residual silte arenoso de gnaisse.....	315
Figura 140 – Proposta de novo subgrupo para solos residuais de gnaisse na região de Santo Amaro da Imperatriz.....	316

Figura 141 - Estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares com base do SPT.	319
Figura 142- Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 01 e dos ensaios de laboratório no Poço de inspeção.	321
Figura 143: Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 02 e dos ensaios de laboratório no Talude 2.	322
Figura 144: Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 03 e dos ensaios de laboratório no Talude 4.	323
Figura 145: Intervalo da razão $q_c/N_{60} \times D_{50}$ em solos residuais brasileiros e portugueses	326
Figura 146 - Relação entre E_D e N_{SPT} para solos residuais Piedmont .	328
Figura 147 - Relação entre E_D/p_a e N_{60} para os grupos 01 e 02 em solos residual silte arenoso de gnaissé	329
Figura 148 - Relação entre E_D/p_a e N_{60} para os grupos 03 e 04 em solos residual silte arenoso de gnaissé	330
Figura 149 - Relação entre M_D e N_{SPT} para os grupos de ensaios 01 e 02 em solo residual silte arenoso de gnaissé.	331
Figura 150 - Relação entre M_{DMT} e N_{SPT} para os grupos de ensaios 03 e 04 em solo residual silte arenoso de gnaissé.	332
Figura 151- Relações do módulo G_o ao longo da profundidade no grupo 01 em solo residual silte arenoso de gnaissé.	334
Figura 152 - Relações do módulo sísmico ao longo da profundidade nos furos 04 em solo residual silte arenoso de gnaissé	335
Figura 153 - (a) relação entre q_c e E_D (b) relação entre F_r e I_D para solos residuais Piedmont.	337
Figura 154 - Avaliação da relação $q_c \times E_D$ para solo residual silte arenoso de gnaissé	338
Figura 155 - Relação entre $I_D \times F_r$ para solo residual silte arenoso de gnaissé	339
Figura 156 – Proposta de determinação da densidade relativa (D_r) através do CPT.	340

Figura 157 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 01 em solo residual silte arenoso de gnaissse.	342
Figura 158 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 02 em solo residual silte arenoso de gnaissse.	344
Figura 159 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 03 em solo residual silte arenoso de gnaissse.	345
Figura 160 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 04 em solo residual silte arenoso de gnaissse.	346
Figura 161 – Comparação de valores $E_D \times \sigma'_{vo}$ e $D_r \times \sigma'_{vo}$	347
Figura 162 - Carta para estimativa de densidade relativa em solo residual silte arenoso de gnaissse do local estudado.....	349
Figura 163 - Relação entre resistência de ponta e tensão vertical efetiva para determinação do ângulo de atrito de areias de quartzo NA, não cimentadas.	351
Figura 164 - Resultados de ângulo de atrito em solos residuais de granito	353
Figura 165 - Resultados de ângulo de atrito via CPT em solo residual silte arenoso de gnaissse	355
Figura 166 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991) para avaliação de K_D através de ϕ e K_o em areias não cimentadas.....	357
Figura 167 - Ângulo de atrito versus profundidade obtido pelos ensaios de campo 01 e 02 e ensaio de laboratório em solo residual silte arenoso de gnaissse.....	358
Figura 168 - Ângulo de atrito versus profundidade obtida pelos ensaios de campo 03 e 04 e ensaio de laboratório em solos residuais de gnaissse.....	363
Figura 169 – Correção nas estimativas de ϕ_{CPT} e ϕ_{DMT} à partir das determinação feitas em laboratório.	365
Figura 170- Relação $M_D/q \times \sigma'_{vo}$ para solo residual silte arenoso de gnaissse.....	373
Figura 171- Resultados de OCR no grupo de ensaios 01 em solo residual silte arenoso de gnaissse	375
Figura 172 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 02 em solo residual silte arenoso de gnaissse	376

Figura 173 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 03 em solo residual silte arenoso de gnaïsse	376
Figura 174 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 04 em solo residual silte arenoso de gnaïsse	378
Figura 175- Estimativa de OCR a partir de K_D em solo residuais silte arenosos de gnaïsse.....	379
Figura 176- Resultados de K_o pelos métodos propostos, respectivamente, nos grupos de ensaios 01 e 02, em solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	383
Figura 177- Resultados de K_o pelos métodos propostos, respectivamente, nos grupos de ensaios 03 e 04, em solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	384
Figura 178 - Efeito do teor de gesso sobre os índices dos ensaios de laboratório, CPT e DMT com $D_r=40\%$, $\sigma'_v=100\text{kPa}$	386
Figura 179 - Relação $K_D \times q_c/\sigma'_{vo}$ obtida para solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	388
Figura 180 - Relação entre q_c e E_D para areias não cimentadas e cimentadas	389
Figura 181 - Limite superior e inferior da relação $E_D \times q_c$ obtida para solo residual silte arenoso de gnaïsse	390
Figura 182 - Análise dos fatores que influenciam a relação entre módulo confinado e resistência de ponta. (a) efeito da densidade relativa e tensão vertical efetiva ($C_g=5\%$) e (b) efeito do teor de gesso ($D_r=40\%$).....	392
Figura 183 - Relação entre resistência de ponta e módulo confinado em areias cimentadas	393
Figura 184 - Relação entre $M_D/q_c \times q_c$ para solo residual silte arenoso de gnaïsse	394
Figura 185 - Avaliação do módulo confinado em areias cimentadas usando a resistência de ponta e o módulo dilatométrico.....	395
Figura 186 - Relação entre $M_D/E_D \times q_c/p_a$ para solo residual silte arenoso de gnaïsse.....	396
Figura 187 - Carta de interpretação do tipo de comportamento do solo	397

Figura 188 - Aplicação da carta proposta para avaliação da cimentação do solo residual silte arenoso de gnaissse.....	399
Figura 189 - Avaliação da relação entre $G_o/q_c \times q_{cl}$ para solo residual silte arenoso de gnaissse.....	400
Figura 190 - Comparação de G_o medido e estimado.	401
Figura 191 - Avaliação da relação entre $(G_o/pa)N_{60} \times N_{60}$ para solo residual silte arenoso de gnaissse	402
Figura 192: Resultados de $G_o/E_D \times I_D$ em solos residuais naturais e cimentados artificialmente e dados de solos arenosos sedimentares de outras pesquisas.....	404
Figura 193: Resultados de $G_o/E_D \times I_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaissse.....	405
Figura 194: Resultados de $G_o/M_D \times K_D$ em solos residuais naturais e cimentados artificialmente e dados de solos arenosos sedimentares de outras pesquisas.....	406
Figura 195 – Limites superior e inferior para solos residuais e sedimentares arenosos através de $G_o/M_D \times K_D$	407
Figura 196 – Resultados de $G_o/M_D \times K_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaissse.....	408
Figura 197 - Resultados de $G_o/M_D \times K_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaissse.....	409

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Formulação original para dedução das propriedades geotécnicas e classificação dos solos através do DMT	120
Tabela 2- Publicações de resultados de ensaios CPT e DMT	134
Tabela 3- Feições micro-estruturais de solos residuais jovens gnáissicos	148
Tabela 4 - Análises de difração de raios-X (adaptado de Bernades, 2003)	153
Tabela 5 - Valores de “k” para solos residuais brasileiros	154
Tabela 6 - Quadro resumo de ensaios de campo realizados	191
Tabela 7 - Altura de solo antes do retaludamento	212
Tabela 8 - Quadro resumo dos ensaios de laboratório.....	212
Tabela 9 - Microscopia de varredura eletrônica e DRX das amostras.....	213
Tabela 10 - Velocidades utilizadas no ensaio de cisalhamento direto.....	223
Tabela 11 - Velocidades utilizadas nos ensaios CID.....	226
Tabela 12- Resumo dos ensaios de caracterização física em solos residuais de gnaisse.....	228
Tabela 13 - Densidade dos grãos e índice de vazios típicos para solos residuais brasileiros.....	230
Tabela 14 - Valores típicos de limites de plasticidade e atividade de alguns minerais de argila.....	232
Tabela 15 - Nomenclatura dos minerais.....	242
Tabela 16 - Resultados de permeabilidade em solos residuais de gnaisse	246
Tabela 17 - Resultados de coeficiente de permeabilidade vertical em solos brasileiros residuais de gnaisse	246
Tabela 18 - Resultados dos ensaios de adensamento em solos residuais de gnaisse	253
Tabela 19- Resultados de índices obtidos em ensaios de compressão confinada em solos residuais.....	254
Tabela 20 - Resultados de compressão diametral nas amostras inundadas em solo residual silte arenoso de gnaisse	258
Tabela 21 - Resultados comparativos de resistência a tração, em condições inundadas, em solos residuais	259

Tabela 22 - Propriedades de resistência a partir do cisalhamento direto em solo residual silte arenoso de gnaisse.....	263
Tabela 23 - Parâmetros de resistência do cisalhamento direto em solos residuais obtidos em outras pesquisas	265
Tabela 24 - Resumo dos corpos de prova dos ensaios triaxiais (modificado de Godoi, 2014).....	267
Tabela 25 - Resultados dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CID e CIU em solo residual silte arenoso de gnaisse.	282
Tabela 26 – Comparação dos resultados deste trabalho com os dados obtidos em outras pesquisas em solos residuais	283
Tabela 27 - Resumo dos valores obtidos para E_{25} e E_{50} em solo residual silte arenoso de gnaisse.....	285
Tabela 28 - Principais índices físicos das amostras em solo residual silte arenoso de gnaisse	287
Tabela 29 - Resultados dos pesos específicos naturais adotados nesta pesquisa	289
Tabela 30: Determinação do peso específico natural à partir do SPT (Berberian, 2012).....	310
Tabela 31: Avaliação do peso específico natural à partir dos ensaios de laboratório e de campo.....	310
Tabela 32 – Parâmetros encontrados para o sub-grupo proposto com base em outras pesquisas.	317
Tabela 33 - Compilação de resultados CPT x DMT em solos ao redor do mundo	318
Tabela 34- Ângulo de atrito obtido em laboratório pelo cisalhamento direto e triaxial CID	320
Tabela 35: Relação q_c/N_{60} e respectivo D_{50} em solos residuais silte arenoso de gnaisse.	325
Tabela 36 - Previsão de valores q_c/N_{60} para diferentes solos residuais	327
Tabela 37- Valores de ângulo de atrito (em graus) obtidos pelos ensaios de laboratório e campo no poço de inspeção.	359
Tabela 38 - Razão do ângulo de atrito de campo e de laboratório no poço de inspeção	359

Tabela 39 - Valores de ângulo de atrito (em graus) obtidos pelos ensaios de laboratório e campo no Talude 2 e Talude 4	361
Tabela 40 - Razão do ângulo de atrito de campo e de laboratório no Talude 2 e Talude 4.....	361
Tabela 41: Propriedades de resistência à partir de ensaios de campo e laboratório.....	365
Tabela 42: Fatores de correção sugeridos para determinação de E através do DMT.....	368
Tabela 43: Comparação do módulo de elasticidade (E) por meio de ensaios de campo e laboratório.	368
Tabela 44 - Variação de intervalos de M_D/q_c por diversos autores	372
Tabela 45- Valores de OCR** médios encontrados a partir dos ensaios de laboratório.	375

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEP	Arranjos elementares de partículas
AM	Amostra
ASTM	American Society for Testing and Materials
a_v	Coefficiente de compressibilidade
B	Parâmetro B de Skempton
B_q	Índice de poropressão
BS	British Standard
c	intercepto coesivo total
c'	intercepto coesivo efetivo
CA	Carregamento axial
CD	Consolidado Drenado
CU	Consolidado Não Drenado
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CIRAM	Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de SC
CIU	Consolidado Isotropicamente Não-Drenado
CL	Carregamento lateral
CP	Corpo de Prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Piezocone Penetration Test
CSL	Linha de estado crítico
C_r	Coefficiente de recompressão
C_c	Coefficiente de compressão
cm	Centimetro
c_v	Coefficiente de consolidação vertical
C_v	Parâmetro de compressibilidade dos vazios
C_{sk}	Coefficiente de compressibilidade do esqueleto sólido
d	Diâmetro
d	Distância entre planos atômicos
DA	Descarregamento axial
DL	Descarregamento lateral
DMT	Dilatometer Marchetti Test
DRX	Difração de raios-X
e	índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_{max}	Índice de vazios máximo
E	Módulo de Elasticidade ou de Young

E_D	Módulo Dilatométrico
ECV	Departamento de Engenharia Civil
EDS	Espectrometria por dispersão de energia
EPAGRI	Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina
F_r	Razão de atrito
f_s	Atrito lateral
FA	Força Axial
F_C	Força de compressão
G_o	Módulo cisalhante máximo de solo
G_g	Módulo cisalhante da partícula
G_{max}	Módulo cisalhamento máximo de solo
GPF	Grupo de partículas finas
h	Altura
IA	Índic de atividade
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
I_c	Índice de comportamento do cone
I_D	Índice de Material
IP	Índice de Plasticidade
ISRM	International Society for Rock Mechanics
k	Permeabilidade
kg	Quilograma
kN	Kilonewton
k_{adens}	Coefficiente de permeabilidade – ensaio de adensamento
kPa	Kilopascal
K_o	Coefficiente de pressão lateral de terra ou empuxo no repouso
K_D	Índice tensão horial
K_v	Coefficiente de permeabilidade
l	Comprimento
LCME	Laboratório Central de Microscopia Eletrônica
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LMS	Laboratório de Mecânica dos solos
m	Metro
mm	Milimetro
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
M	Módulo de compressão confinada
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
ML	Silte de baixa plasticidade

MPa	Megapascal
n	Porosidade
NA	Nível de água
NANOTEC	Laboratório de Aplicações de Nanotecnologia em Construção Civil
NBR	Norma brasileira
NCL	Linha normalmente adensada
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
N_{SPT}	Número de golpes no ensaio SPT
N_{60}	N_{SPT} com eficiência de 60%
OCR	Over consolidation ratio
p	pressão
p_o	pressão correspondente a leitura A corrigida
p_1	pressão correspondente a leitura B corrigida
P	Tensão confinante constante
P_a	Pressão atmosférica
PA	Préadensado
PCA	Dano estrutural + carregamento axial
PI	Poço de Inspeção
PMT	Pressiometro de Menard
q_c	Resistência de ponta
q_t	Resistência de ponta corrigida
Q	Tensão cisalhante máxima no plano p vs q
Q_{dl}	Resistência de ponta normalizada
Q_u	Resistência de ponta normalizada última
Q_{tn}	Resistência de ponta normalizada
R^2	Coefficiente de regressão linear
R_f	Razão de atrito
s	Segundo
SBT	Tipo de comportamento de solo
SBPT	Pressiometro auto perfurante
SC	Santa Catarina
SDMT	DMT sísmico
SIRGAS	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
SCPTU	Piezocone sísmico
SM	Areno-siltoso
SP	Sondagem à Percussão
SPC	Stress Path Control
SPT	Standard Penetration Test
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos solos

S_r	Grau de saturação
S_v	Coessão não-drenada
t	Espessura
t_f	Tempo para ruptura
T	Força de Tração
TAL	Talude
TEC	Teoria dos estados críticos
u	Pressão neutra
u_o	poropressão
u_1	poropressão medida na face do cone
u_2	poropressão medida na base do cone
U_D	Índice de poropressão do DMT
UD	Não-Consolidado drenado
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USGS	U.S. Geological Survey
USP	Universidade de São Paulo
UU	Não-Consolidado e Não Drenado
V_p	Velocidade de onda de compressão
V_s	Velocidade de onda de cisalhamento
V_{so}	Velocidade de onda inicial
v_{rup}	Velocidade de cisalhamento
WF	Wykeham Farrance Ltda

LISTA DE SÍMBOLOS

$^{\circ}$	Grau
”	Polegada
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento virtual
σ'_o	Pressão de sobrecarga do solo
δ_g	Densidade real dos grãos
δ_A	Densidade da água
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_h	Peso específico aparente úmido
Δu	Variação da pressão neutra
ε	Deformação
ε_v	Deformação vertical
σ_c	Tensão confinante
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
$\Delta\sigma$	Variação da tensão
ΔA	Variação da leitura A
ΔB	Variação da leitura B
σ_h	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
σ_d	Tensão desviadora
σ_1	Tensão total principal máxima
σ_3	Tensão total principal mínima
σ'_1	Tensão efetiva principal máxima
σ'_3	Tensão efetiva principal mínima
σ_T	Resistência à tração
π	Razão entre o perímetro de um círculo e o seu diâmetro
τ	Tensão cisalhante
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ	Ângulo de atrito total
φ'_c	Ângulo de atrito interno no estado crítico
$\sigma'_3 _0$	Tensão confinante efetiva inicial
ΔV	Variação volumétrica
ΔL	Variação do deslocamento
α	Inclinação
v	Deformação volumétrica
η	Fator de drenagem nas extremidades da amostra
η	Porosidade.
θ	Ângulo de difração

Γ Coeficiente linear no plano $v : \ln p'$
 λ Coeficiente angular no plano $v : \ln p'$,
 λ comprimento de onda de radiação

LISTA DE ELEMENTOS QUÍMICOS

Al	Alumínio
Au	Ouro
C	Carbono
Ca	Cálcio
Fe	Ferro
H	Hidrogênio
K	Potássio
Mn	Manganês
Mg	Magnésio
Na	Sódio
O	Oxigênio
Pd	Paládio
S	Enxofre
Si	Silício

LISTA DE MINERAIS

Gb	Gibbsite
Gt	Goethite
H	Haloisite
K / Ct	Caulinite
M	Muscovite
P	Phillipsite
R	Rectorite
Q / Qz	Quartz

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	45
1.1 Justificativa do estudo	45
1.2 Objetivos	47
1.2.1 Objetivo Geral	47
1.2.1 Objetivos Específicos	47
1.3 Caráter do Ineditismo	48
1.4 Organização da Tese	49
2 REVISÃO LITERATURA	51
2.1 Desenvolvimentos fundamentais sobre o comportamento mecânico de solos residuais indeformados	51
2.1.1 Introdução	51
2.1.2 Processo de formação e diferenças entre solos residuais e sedimentares	51
2.1.3 Estrutura de solos residuais naturais e artificiais	55
2.1.3.1 Fundamentos da cimentação natural dos solos	74
2.1.3.2 Efeitos das forças sob a cimentação natural dos solos	75
2.1.4 Argilo-minerais particulares	77
2.1.5 A influência da topografia	84
2.1.6 Caracterização e amostragem de solos residuais	85
2.1.6.1 Rocha de origem e perfil estratigráfico	85
2.1.6.2 Amostragem em solos residuais	89
2.2 Ensaio de Campo	92
2.2.1 Ensaio SPT	93
2.2.2 Ensaio CPT	96
2.2.3 Ensaio Dilatômetro de Marchetti	111
2.2.3.1 Introdução	111
2.2.3.2 Procedimento do ensaio	112
2.2.3.3 Calibração da membrana	116
2.2.3.4 Parâmetros intermediários	116
2.2.3.5 Parâmetros geotécnicos via DMT	119

2.2.4 Ensaio SDMT	123
2.2.5 Classificação de solos com base em índices mecânicos obtidos dos ensaios de campo	130
2.2.6 Correlações existentes entre CPT e DMT	133
2.2.7 Considerações sobre a cravação dos ensaios de campo CPT e DMT	139
2.3 Ensaios de Laboratório	145
2.3.1 Ensaios de caracterização física	145
2.3.2 Ensaios de caracterização microscópica e mineralógica	147
2.3.3 Ensaio de permeabilidade	153
2.3.4 Ensaios de compressão confinada	154
2.3.5 Ensaios de resistência	157
2.3.5.1 Ensaio de compressão diametral	157
2.3.5.2 Ensaio cisalhamento direto	160
2.3.5.3 Ensaio de compressão triaxial	162
2.3.5.4 Ensaio CD	164
2.3.5.5 Ensaio CU	164
2.3.5.6 Ensaio UU	165
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	169
3.1 Informações da região	169
3.2 Geologia e Pedologia da região	172
3.3 Dados do Talude	176
3.4 Informações do perfil de solo local	178
4 METODOLOGIA	185
4.1 Introdução	185
4.2 Fluxograma das etapas da pesquisa	185
4.3 Ensaios de campo	187
4.3.1 Ensaio SPT	192
4.3.2 Ensaio CPT	198
4.3.3 Ensaio DMT	201
4.3.4 Ensaio SDMT	205
4.4 Ensaios de laboratório	207
4.4.1 Poço de inspeção e coleta de amostras	207

4.4.2 Ensaio de caracterização física	213
4.4.3 Ensaio de caracterização microscópica e mineralógica	213
4.4.4 Ensaio de permeabilidade	215
4.4.5 Ensaio de compressão confinada	216
4.4.6 Ensaio de resistência	218
4.4.6.1 Ensaio de compressão diametral	218
4.4.6.2 Ensaio cisalhamento direto	220
4.4.6.3 Ensaio de compressão triaxial	223
5 RESULTADOS E ANÁLISES	227
5.1 Resultados de Laboratório	227
5.1.1 Ensaio de caracterização física	227
5.1.2 Ensaio de caracterização microscópica e mineralógica	232
5.1.3 Ensaio de permeabilidade	246
5.1.4 Ensaio de compressão confinada	247
5.1.5 Ensaio de compressão diametral	258
5.1.6 Ensaio de cisalhamento direto	259
5.1.7 Ensaio Triaxial	266
5.1.7.1 Etapa de saturação	266
5.1.7.2 Etapa de consolidação	268
5.1.7.3 Etapa de cisalhamento	268
5.1.7.3.1 Ensaio CID	268
5.1.7.3.2 Ensaio CIU	274
5.1.7.3.3 Módulo de Young a partir do ensaio triaxial	284
5.1.7.4 Análise dos parâmetros de resistência nos ensaios realizados	295
5.1.8 Principais índices físicos obtidos	286
5.2 Resultados de Campo	288
5.2.1 Perfis de solo obtidos por meio de ensaios SPT e CPT	289
5.2.2 Resultados obtidos através dos testes SPT e CPT	292
5.2.3 Perfil estratigráfico da seção de solo obtido dos ensaios DMT	297
5.2.4 Resultados obtidos através dos testes DMT	299
5.2.5 Resultados obtidos através dos testes SDMT	304

5.3. Análise dos Resultados	306
5.3.1 Introdução	306
5.3.2 Ensaio DMT – Índice de Material (I_D) versus Módulo dilatométrico (E_D)	306
5.3.3 Ensaio CPT – Resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) versus Atrito lateral normalizado (F_r)	311
5.3.4 Ensaio SDMT - Índice de Material (I_D) versus a relação entre módulos de cisalhamento e o módulo dilatométrico (G_o/E_D)	312
5.3.5 Ensaios CPT e DMT – Índices de comportamento do material do CPT (I_C) e do DMT (I_D)	313
5.3.6 Índice de resistência a penetração (N_{SPT}) versus ângulo de atrito obtido em laboratório	319
5.3.7 Resistência de ponta (q_c) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})	324
5.3.8 Módulo Dilatométrico (E_D) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})	327
5.3.9 Módulo Confinado (M_D) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})	330
5.3.10 Relações entre Módulo de cisalhamento máximo (G_o) com: Índice de resistência penetração do ensaio SPT (G_o/N_{SPT}), resistência de ponta do CPT (G_o/q_c) e módulo dilatométrico do DMT (G_o/E_D).	332
5.3.11 Resistência de ponta corrigida do ensaio CPT (q_t) versus módulo dilatométrico do ensaio DMT (E_D) e Índice de Material do ensaio DMT (I_D) versus razão de atrito lateral normalizado do ensaio CPT (R_f)	336
5.3.12 Estimativa da densidade relativa (D_r) em função de (q_c).	339
5.3.13 Ângulo de atrito estimado a partir do ensaio CPT (φ_{cpt}) e do ensaio DMT (φ_{dmt})	350
5.3.14 Comparação do módulo de Young entre os ensaios de campo e laboratório	366

5.3.15 Razão de préadensamento via ensaios CPT (OCR_{CPT}) e ensaios DMT (OCR_{DMT})	369
5.3.16 Coeficiente de empuxo no repouso via ensaios CPT (K_{OCPT}) e ensaios DMT (K_{ODMT})	380
5.3.17 Relação entre os ensaios CPT e DMT e os efeitos da cimentação.	386
5.3.18 Módulo de cisalhamento máximo (G_o) do ensaio SDMT relacionado com resistência de ponta (q_c) do ensaio CPT.	396
5.3.19 Módulo de cisalhamento máximo (G_o) do ensaio SDMT relacionado com módulo dilatométrico do ensaio DMT (M_D) versus índice de tensão horizontal do ensaio DMT (K_D)	403
6 CONCLUSÕES FINAIS	411
CONCLUSÕES GERAIS	411
6.1 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL, Amostragem e preparação dos corpos de prova	411
6.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	412
6.2.1 Caracterização física	412
6.2.2 Caracterização microscópica e mineralógica	413
6.2.3 Permeabilidade	413
6.2.4 Compressão confinada	413
6.2.5 Compressão diametral	414
6.2.6 Cisalhamento direto	414
6.2.7 Ensaio Triaxial	414
6. 3 Ensaio de Campo	416
6.3.1 Perfil geotécnico e classificação dos solos	416
6.3.2 Peso específico dos solos	417
6.3.3 Densidade relativa	417
6.3.4 Ângulo de atrito	418
6.3.5 Módulo de Elasticidade	419
6.3.6 Razão de préadensamento virtual	419
6.3.7 Coeficiente de empuxo no repouso	420
6.3.8 Grau de cimentação	420
6.3.9 Outras relações estudadas entre os ensaios de campo	422

CONCLUSÕES FINAIS	423
SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	425
7 REFERÊNCIAS	427
APÊNDICE	452

1. INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

É importante ampliar as informações sobre os parâmetros geotécnicos de solos residuais, principalmente, devido às particularidades associadas aos tipos de rocha de origem, agentes de decomposição, relevo, condição de drenagem e outros fatores que influenciam nos parâmetros de resistência e deformabilidade destes materiais.

Pesquisas em solos residuais estão sendo realizadas em todo mundo com diferentes finalidades. A confiabilidade das propriedades geomecânicas e o conhecimento do comportamento geotécnico dos solos residuais são essenciais para desenvolvimento de projetos seguros e econômicos que utilizem este solo como material de construção, ou ainda, como material de suporte. Devido às particularidades intrínsecas desses solos, o aprofundamento das pesquisas tem grande contribuição para engenharia geotécnica.

Novos dados sobre o comportamento dos solos subtropicais em Santa Catarina são fundamentais para desenvolvimento de projetos geotécnicos. Além disso, o crescimento populacional acarreta a ocupação de encostas o que faz necessária a busca por parâmetros geotécnicos para desenvolvimento de projetos de dimensionamento de taludes, estruturas de contenção, fundações e estradas.

De acordo com diversos autores (*e.g.* Oliveira, 2011), os solos residuais abrangem aproximadamente de 38% da superfície terrestre, correspondendo a locais onde vivem cerca de 45% das pessoas do planeta. Grande parte do território catarinense é formada por solos residuais, destacando-se os solos residuais de basalto, solos residuais de arenito, e os solos residuais de origem granítica e gnáissica.

Normalmente os solos resultantes das alterações de rochas ígneas e metamórficas apresentam boas propriedades geotécnicas para desenvolvimento de obras de engenharia. No entanto, essas propriedades são fortemente afetadas pelo tipo de rocha de origem, condições climáticas, topografia, drenagem entre outras. Os estudos de Mitchell (2005) já indicam que o processo de intemperismo químico com lixiviação de minerais e incremento de óxido de ferro e alumínio produzem estruturas que variam de solos granulares com matriz aberta até densa e, solos argilosos em regiões tropicais e subtropicais. Isso faz com que os solos residuais apresentem grande variabilidade regional,

apresentando características distintas. Uma característica marcante de todos os solos residuais é a presença de cimentação entre as partículas originadas da rocha matriz (VAUGHAN, 1985, MACCARINI 1980, 1987, BRESSANI, 1990).

A atual pesquisa compreende uma caracterização geomecânica de um perfil de solo residual de gnaiss da cidade de Santo Amaro da Imperatriz localizada em Santa Catarina/Brasil. Esse estudo compreende de ensaios de campo SPT, CPT, DMT, SDMT e ensaios laboratoriais de caracterização físicas, difração de raios-X, microscopia eletrônica, compressão diametral e permeabilidade. Foram ainda realizados ensaios de compressão unidimensional confinada e cisalhamento direto em condições inundadas e não inundadas e, ensaios triaxiais do tipo CIU e CID para definição do comportamento de tensão x deformação do solo analisado.

A caracterização física dos grãos definiu o solo residual como silto-arenoso, de baixa plasticidade e com densidade relativa compatível as partículas nestas condições. Os ensaios de compressibilidade deixaram evidente a presença de cimentação, pois as tensões de préadensamento virtual foram todas maiores do que a pressão de terra na condição original. Os testes de resistência permitiram determinar os valores da coesão, ângulo de atrito e cimentação das partículas e a respectiva influência no comportamento geomecânico do solo. As difratometrias de raios-X indicaram a presença dos minerais Quartzo e Caulinita, em praticamente todas as amostras analisadas e, em algumas amostras observou-se a presença de Haloisita e outros minerais, indicando a herança gnáissica.

Os ensaios de campo comprovaram a existência de um perfil de solo residual com nível de água profundo e com resistência à penetração crescente ao longo da profundidade. Os teste de campo identificam o solo como um silte arenoso. Os ensaios SPT, CPT, DMT e SDMT permitiram através de correlações consagradas na literatura a verificação das características geotécnicas de resistência e deformabilidade deste tipo de solo residual.

A base de dados construída durante a análise e caracterização dos parâmetros geotécnicos por meio dos ensaios de laboratório, serviu de referência para confirmação nas correlações existentes entre os ensaios SPT, CPT, DMT e SDMT. Os resultados obtidos neste tipo de material ampliaram as informações de resistência e compressibilidade e sugerem alguns ajustes nas correlações utilizadas em solos residuais oriundos de rocha gnaiss desse local.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Determinar as características físicas e mecânicas e os parâmetros geotécnicos de um solo residual de gnaiss do município de Santo Amaro da Imperatriz/SC através da realização de ensaios de campo e de laboratório.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar as informações obtidas pelos ensaios SPT e CPT e verificar as relações entre o CPT x DMT nos solos residuais estudados;
- Estimar os parâmetros geotécnicos através de ensaios de campo;
- Propor ajustes nas equações do ensaio DMT para aplicação em solo residual de gnaiss;
- Identificar a influência da microestrutura nas propriedades geomecânicas no solo residual analisado;
- Caracterizar física e mecanicamente um solo residual de gnaiss de uma encosta e com a variação da profundidade, num poço escavado;
- Verificar a variação do processo de intemperismo ao longo da profundidade;
- Determinação dos parâmetros de resistência das amostras analisadas, através de ensaios Triaxiais CID, CIU, cisalhamento direto inundado e não inundado;
- Analisar indícios de cimentação e o comportamento do solo residual de gnaiss, através dos ensaios de resistência e compressibilidade e dos ensaios de campo sísmicos;
- Avaliar a variação da resistência devido à inundação dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto;
- Analisar a variação da compressibilidade devido à inundação dos corpos de prova;
- Estudar a variação dos índices físicos de acordo com a profundidade da amostra coletada;
- Analisar por meio de microscopia eletrônica de varredura, a ocorrência de cimentação natural e a estrutura dos solos estudados;

- Identificar a mineralogia dos solos estudados, através de difratometria de raios-X.

1.3 CARÁTER DO INEDITISMO

O principal caráter de ineditismo desta pesquisa é a aplicação do ensaio Dilatômetro de Marchetti para caracterização geotécnica de solos residuais originados do complexo granito-gnaiss da região de Santo Amaro da Imperatriz/SC. Esta caracterização será complementada com a execução de outros testes de campo e laboratório que auxiliarão na confirmação das equações existentes propostas para determinação de parâmetros geotécnicos de solos através do ensaio Dilatômetro de Marchetti. Estas equações foram desenvolvidas para solos sedimentares sendo necessários alguns ajustes para aplicação direta em solos residuais.

A partir de 1975, o Prof. Silvano Marchetti desenvolveu as correlações empíricas para obtenção de parâmetros geotécnicos inicialmente com base em dados de 11 solos naturais da Itália. Em muitas pesquisas e projetos geotécnicos onde é aplicado o ensaio DMT, pesquisadores ao redor do mundo têm comparados as informações e parâmetros obtidos pelo ensaio com os dados fornecidos por outros ensaios de campo e por ensaios laboratoriais. Essas novas pesquisas indicam que é necessário modificar ou ajustar as equações originalmente propostas, para solos locais e com diferentes características.

Marchetti (1997) afirma que as equações originais foram desenvolvidas para solos insensíveis e não cimentados e que os resultados encontrados em solos estruturados e cimentados devem ser significativamente diferentes, e sugere que ajustes sejam feitos nas correlações para cada tipo de material analisado. As informações do DMT são afetadas pela presença de fissuras, idade geológica, matéria orgânica e sensibilidade.

Segundo Cruz e Viana da Fonseca (2006), após 10 anos de aplicação do ensaio DMT em solos residuais de Portugal, os parâmetros de resistência (c' e Φ') precisam ser mais bem explorados através de novas pesquisas e desenvolvimento de ajustes entre as correlações já propostas. Robertson (2009) também demonstra que a combinação entre as informações obtidas com o ensaio de cone aliadas com as informações do dilatômetro são a chave para o entendimento do comportamento dos solos.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho está organizado em sete capítulos, conforme demonstrado na Figura 1 e a seguir descrito.

O Capítulo 1 apresenta a justificativa da pesquisa, os objetivos gerais e específicos e o caráter do ineditismo desta pesquisa.

O Capítulo 2 descreve a revisão bibliográfica dos temas pertinentes ao desenvolvimento desta pesquisa

O Capítulo 3 trata da caracterização da área de estudo na qual foi realizado os ensaios da presente pesquisa.

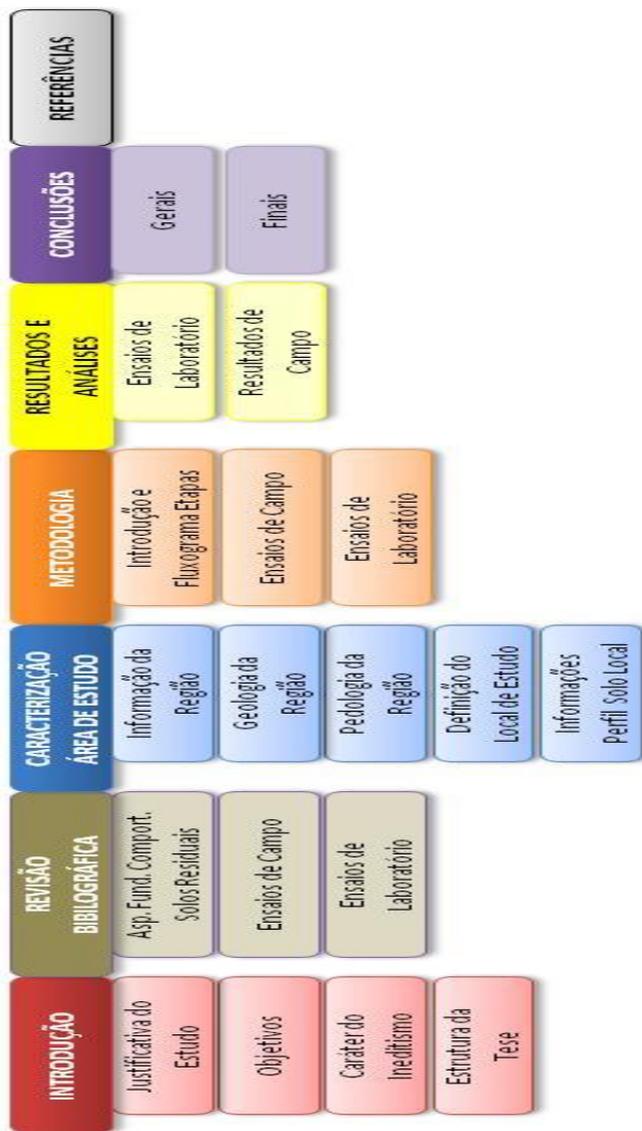
O Capítulo 4 apresenta a metodologia proposta para que os objetivos gerais e específicos sejam satisfatoriamente atingidos.

O Capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios de laboratório e de campo relacionados com outros trabalhos e, as análises preliminares dos resultados desta pesquisa.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões gerais e finais da pesquisa e as sugestões de trabalhos futuros.

Ao final, são mostradas as referências bibliográficas e os apêndices que embasaram esta pesquisa científica.

Figura 1- Organização da Tese



Fonte: Autor

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DESENVOLVIMENTOS FUNDAMENTAIS SOBRE O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS RESIDUAIS INDEFORMADOS

2.1.1 Introdução

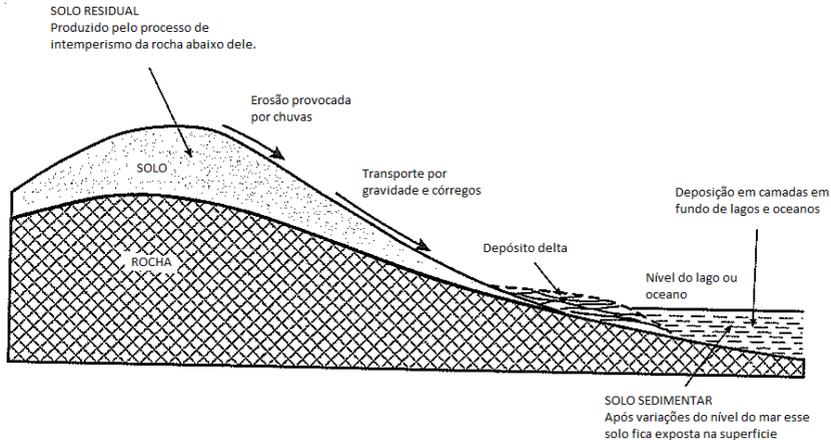
As teorias clássicas de mecânica dos solos, principalmente o princípio das tensões efetivas e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb foram desenvolvidas com base em solos sedimentares. Na maioria das vezes, por falta de conhecimento do comportamento mecânico do material, estas teorias são aplicadas em solos residuais da mesma forma como são utilizadas em solos sedimentares. Solos residuais tem um comportamento singular, resultado de fatores externos associados ao tipo de rocha de origem, condições topográficas, variações de temperatura e condições de saturação. Intrinsecamente, o comportamento do maciço de solo residual está associado a microestrutura das partículas, características específicas de contato grão a grão (atrito e coesão), rigidez não linear, tensão e deformação anisotrópicas, erosão, desagregação, permeabilidade e consolidação. Estes fatores estão ligados a composição química, histórico do intemperismo, profundidade, clima, tempo de exposição entre outros.

2.1.2 Processo de formação e diferença entre solos residuais e sedimentares

Segundo Wesley (2010), os solos residuais são formados diretamente do intemperismo físico e químico de rochas matrizes existentes abaixo do material. Ou seja, a decomposição, a alteração, ou ainda, o “apodrecimento” desta rocha dá origem a um tipo de solo que permanece no seu local de formação e mantém parcialmente as ligações originárias da rocha matriz. Os solos sedimentares também são originários de processos erosivos em rochas, porém pela ação de chuvas, rios, ventos são transportados e depositados em regiões mais baixas ou ainda, em lagos, curvas de rios e/ou levados até o oceano. Tendo assim, as cimentações destruídas durante este processo. Após deposições sucessivas de camadas de material estes solos vão se estruturando em função do peso próprio. Na continuidade, os solos sedimentares sofrerão novas alterações causadas por movimentações tectônicas, variações do

nível de água e outros fatores associados ao local onde foram depositados, dando origem a novos processos de formação. Este processo está representado na Figura 2.

Figura 2 - Processo de formação de solos residuais e sedimentares



Fonte: Wesley, 2010.

O processo de formação influencia diretamente no comportamento dos solos. Em solos residuais o processo de decomposição converte a rocha de origem (ou rocha mãe) em partículas menores e argilo-minerais, inevitavelmente tornando o material menos denso e mais fraco (dependendo do grau de cimentação remanescente). Em solos sedimentares a compressão provocada pelo peso das camadas acima, junto com efeitos de envelhecimento torna-os mais denso e duro.

Wesley (2010) indica duas diferenças básicas sobre a influência do processo de formação entre solos residuais e sedimentares:

- Solos sedimentares sofrem um processo sistemático de separação durante o processo de erosão, desagregação, transporte e deposição. Partículas menores são separadas de partículas maiores e são depositadas em diferentes locais e camadas. Solos sedimentares tendem a ser razoavelmente homogêneos. Solos residuais não sofrem este processo sendo muito mais heterogêneos do que solos sedimentares.
- Os conceitos de história de tensões, consolidação e pré-adensamento não têm relevância para os solos residuais. Não existe reta virgem de adensamento em solos residuais, fato

que nem sempre é apreciado por aqueles que investigam as suas respectivas propriedades. O “estado virgem” de solo residual é a rocha-mãe a partir da qual ele foi formado, não um sedimento mole depositado no mar ou no fundo de um lago como é caso de solos sedimentares.

Essas diferenças ainda podem ser explicadas da seguinte maneira: em solos residuais, inicialmente a rocha mãe possui muito pouco ou nenhum vazio, após a ação física e química de processos de intemperismo o número de vazios aumenta consideravelmente. Nos solos sedimentares o processo é totalmente distinto. No início, durante o processo de deposição existe um alto teor de vazios, com contínuos processos de deposição ocorre um aumento da pressão e, conseqüentemente, uma compressão do solo. Esta compressão reduz o índice de vazios e aumenta a resistência do solo. Com a atuação de novos processos erosivos atuantes nas camadas superficiais acontece um alívio de pressão e uma expansão do solo, isto acarreta num aumento do índice de vazios. Estes processos contínuos de carregamento e descarregamento influenciam no envelhecimento e endurecimento do solo, tornando-o mais resistente.

Viana da Fonseca e Coutinho (2008), também destacam a importância do desenvolvimento ou aprimoramento dos métodos de interpretação para caracterização geotécnica de solos residuais. Pela complexidade dos solos residuais esta caracterização deve medir as propriedades do solo condicionadas pelos seguintes fatores: microestrutura particular, rigidez não linear, deformações anisotrópicas, intemperismo e desestruturação e características de consolidação (WESLEY 2010, SCHNAID 2005). Além disso, as condições não saturadas atuam na maioria das vezes em solos residuais e sua contribuição deve ser analisada cuidadosamente.

Em relação a formação dos solos residuais, em particular de rochas ígneas, são geologicamente formados acima de camada de rochas muito ou pouco intemperizadas, transformando a rocha mais expostas em solos residuais caracterizados por heterogeneidades e espessuras variáveis. Rochas ígneas, em particular o granito, são compostos de quartzo, mica e feldspato. O quartzo é resistente ao intemperismo químico, enquanto a mica e o feldspato são transformados em argilo-minerais durante o processo de intemperismo. O processo de intemperismo e desagregação de partículas da rocha provoca um alívio de tensões sobre a rocha, com isso ocorre um aumento do índice de vazios que torna a rocha adjacente mais suscetível a ação de fenômenos erodíveis e variações de temperatura e umidade. Este

processo pode atingir camadas profundas no perfil. Estudos micropetrográficos evidenciam que o processo de intemperismo reduz gradualmente a quantidade de feldspato em rochas vulcânicas e graníticas. A quantidade de argilo-minerais, microfaturas e vazios aumenta com o grau de intemperismo. Como esperado, os quartzos remanescentes são constantes durante o processo de intemperização. Muitos trabalhos têm sido desenvolvidos buscando relações entre o grau de intemperismo e propriedades geotécnicas de rochas degradadas com razoável sucesso. Como sempre, estas correlações não estão suficientemente estabelecidas para práticas geotécnicas (SANDRONI, 1985, MACCARINI, 1993, VIANA DA FONSECA e COUTINHO, 2008).

As principais diferenças entre solos residuais e sedimentares sob o ponto de vista de Wesley (2010) são descritas a seguir:

- Solos residuais são geralmente mais heterogêneos que solos sedimentares (em alguns casos o horizonte B do solo residual pode ser bastante homogêneo);
- Devidos a não terem sido formados por processo de sedimentação, a história de tensões é um conceito irrelevante e não influencia no comportamento do solo residual;
- As teorias clássicas para entendimento de solos sedimentares envolvem a interpretação de curvas de adensamento ($e - \log p$) e a separação entre normalmente adensado e pré-adensado, e isto não pode ser aplicado em solos residuais;
- Alguns solos residuais, principalmente os de origem vulcânica, têm propriedades não usuais devido a presença de argilo-minerais não encontrados em solos sedimentares;
- Alguns solos residuais, quando indeformados, apresentam um aspecto estrutural de partículas discretas interligadas, mas quando são amolgados ou remoldados as partículas se desintegram em frações menores;
- Correlações empíricas para determinação de propriedades em solos sedimentares não devem ser aplicadas em estudos de solos residuais;
- O nível de água em solos residuais é frequentemente profundo, e sujeito a variações provocadas por estações climáticas. O entendimento do comportamento da poropressão da água acima no nível freático (sucção) é um importante componente no entendimento do comportamento de solos residuais;

- Para avaliação das propriedades de solos residuais, é muito importante primeiro observar cuidadosamente características *in loco* (por exemplo, relevo, drenagem, estratigrafia) e, depois analisar criteriosamente os resultados dos ensaios de laboratório considerando a influência destes aspectos.

2.1.3 Estrutura dos solos residuais naturais e artificiais

Segundo Wesley (2010), o termo estrutura é utilizado constantemente em mecânica dos solos, mas nem sempre com o mesmo significado.

Atualmente, este termo tem sido associado ao que é possível observar nos solos ao olho nu, por exemplo, planos de fraqueza, dobras, descontinuidades e vazios. Estes aspectos geotécnicos ficam mais bem adaptados utilizando-se o termo *macroestrutura*.

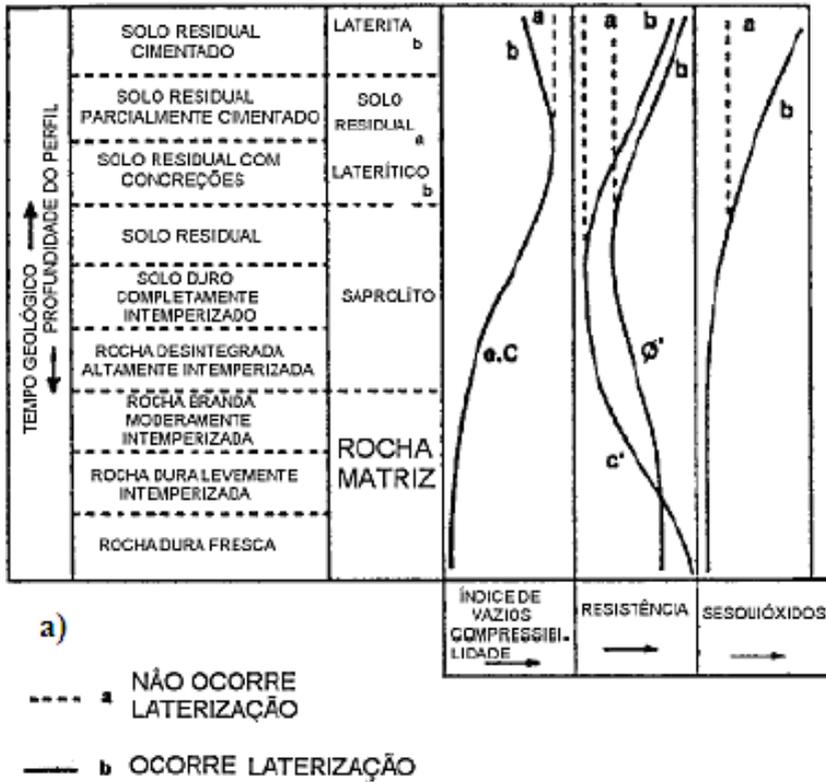
Os estudos mais recentes ficam concentrados em compreender a maneira como as partículas do solo se encaixam, ou melhor, como é o arranjo estrutural entres os grãos do solo. Este arranjo estrutural é que forma o esqueleto sólido do solo. Em alguns tipos de solos, este arranjo conta ainda com uma parcela de ligação entre as partículas formando solos altamente estruturados. Para este tipo de estrutura que não é possível observar a olho nu dá-se o nome de *microestrutura*.

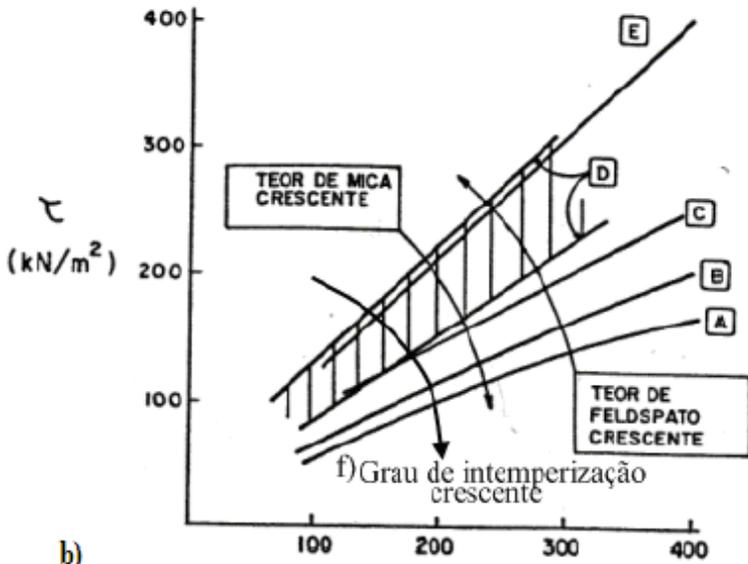
A microestrutura dos solos residuais tem forte influência no seu comportamento mecânico, da mesma foram que o índice de vazios inicial e a história de tensões refletem nas propriedades dos solos sedimentares (COLLINS, 1985; LEROUEIL & VAUGHN, 1990). Para o entendimento do comportamento mecânico do solo residual é preciso que seja entendido o processo de intemperismo sobre o solo como um todo e não num horizonte específico. A variação do intemperismo ao longo da profundidade resulta também na variação da microestrutura nos horizontes formados (COLLINS, 1985).

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 e resistência ao cisalhamento destes solos. Isto pode ser constatado no trabalho de Sandroni (1985) apresentado na Figura 3. Utilizando envoltórias obtidas em ensaios drenados, com amostras indeformadas submersas de solos residuais do sudoeste do Brasil, analisou-se os efeitos do intemperismo sobre a resistência ao cisalhamento. Observam-se na Figura 3, que a coesão e o ângulo de atrito são 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. 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 3 - Mudanças ocorridas no perfil de intemperismo





b)

A - De Campos (1974); G' (kN/m²)

B - Vargas (1951);

C - Seraphim (1974);

D - Sandroni (1973);

E - Seraphim (1974);

f) - Kimmance (1988).

Fonte: Sandroni, 1985.

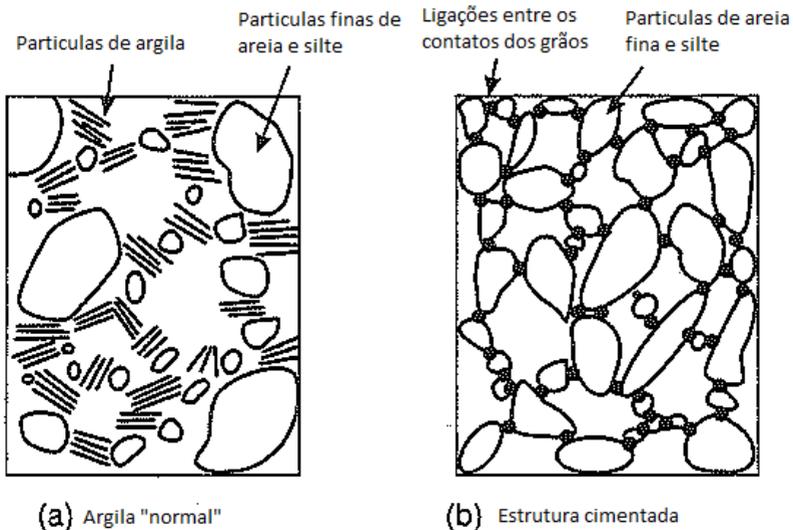
Como já citado, a cimentação entre as partículas de solo é um componente importante da microestrutura e exerce grande influência sobre o comportamento geomecânico dos solos. Contudo, a tarefa de identificar e quantificar os efeitos sobre as propriedades do solo é bastante complexo (MITCHELL, 1993). Para buscar um avanço no entendimento da microestrutura, além dos tradicionais ensaios de laboratório, a técnica de microscopia eletrônica tem auxiliado na visualização destas ligações e na identificação dos elementos químicos e minerais envolvidos na cimentação. Este tema será abordado detalhadamente mais adiante.

O termo microestrutura tem sido aplicado em solos sedimentares e residuais. Em solos sedimentares, por exemplo, no caso de argilas moles normalmente adensadas, com o tempo de deposição do material a

microestrutura é afetada. O material passa a ser tratado com levemente pré-adensado, pois com o passar do tempo ocorre um envelhecimento ou endurecimento da argila que acarreta num ganho de resistência. Nos casos de microestrutura de solos residuais os estudos de cimentação podem ser observados nos trabalhos de Vaughan (1985), Maccarini (1987), Bressani (1990), Schnaid (2005), Viana da Fonseca e Coutinho (2008) e, recentemente no trabalho de Oliveira (2011).

De acordo com Wesley (2010), muitos solos residuais, com algumas exceções, têm uma microestrutura fortemente ligada. Na Figura 4 é proposta uma representação do arranjo e ligações entre as partículas em diferentes tipos de solos.

Figura 4 - Conceito de microestrutura de solos



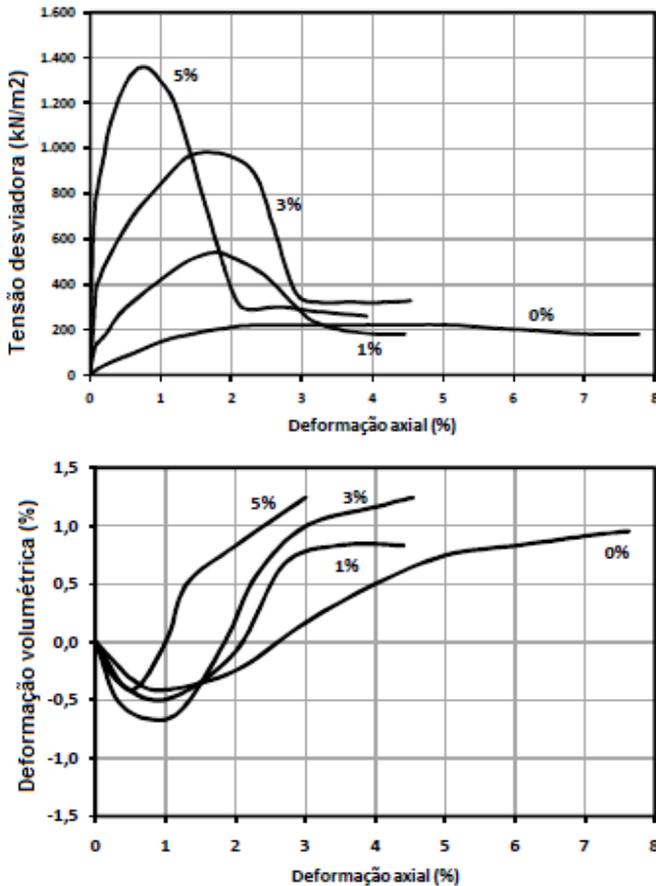
Fonte: Wesley, 2010.

Na Figura 4 (a) é representado um solo argiloso não amolgado, onde as partículas de argilas se agrupam em forma de planos, entre o espaço vazio que existe entre os grãos de silte ou areia fina do solo. Solos com tal tipo de estrutura devem ser relativamente insensíveis, indicando que a influência da estrutura não é grande, ou são altamente sensíveis, como o caso de algumas argilas, indicado uma forte influência estrutural.

Na Figura 4 (b), é representado o conceito comum de estruturas cimentadas ou ligadas, particularmente o caso de solos residuais. Este é um conceito interessante, e solos têm sido artificialmente cimentados em laboratório buscando representar o comportamento mecânico dos solos residuais. Exemplos destas pesquisas podem ser visto em Maccarini (1987), Bressani (1990) Toll et al. (2006) e Lee et al. (2010). Estas pesquisas são valiosas, mas podem-se observar algumas limitações, por exemplo, no caso de solos residuais. Um exemplo disto são as variações do grau de cimentação que são difíceis de reproduzir em laboratório. O processo do intemperismo, pelo menos em rochas ígneas e em outras rochas resistentes, é normalmente aquele que enfraquece a rocha até quebrá-la e converte os minerais da rocha em argilo-minerais, e não num processo que cimenta todas as partículas duras juntas. Então, o processo de envelhecimento descrito no primeiro caso também é válido para alguns tipos de solos residuais. Porém, alguns processos de intemperismo podem provocar a cimentação real da estrutura como representado na Figura 4 (b). As figuras apresentadas mostram uma simplificação da situação real. Elas são expostas para auxiliar na representação de como a estrutura do solo pode ser visualizada.

Muitos materiais solos naturais tem componentes ligados a sua resistência e rigidez que não podem ser avaliados somente pelo seu índice de vazios inicial e história de tensões (PRIETTO et al. 1997, LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Estes autores concluíram que o comportamento mecânico de solos naturais e artificiais está relacionado com a cimentação entre as partículas que aumenta a rigidez inicial do solo e sua resistência de pico (Figura 5).

Figura 5 - Ensaios triaxiais drenados realizados em amostras artificialmente cimentadas com diferentes teores de cimento Portland



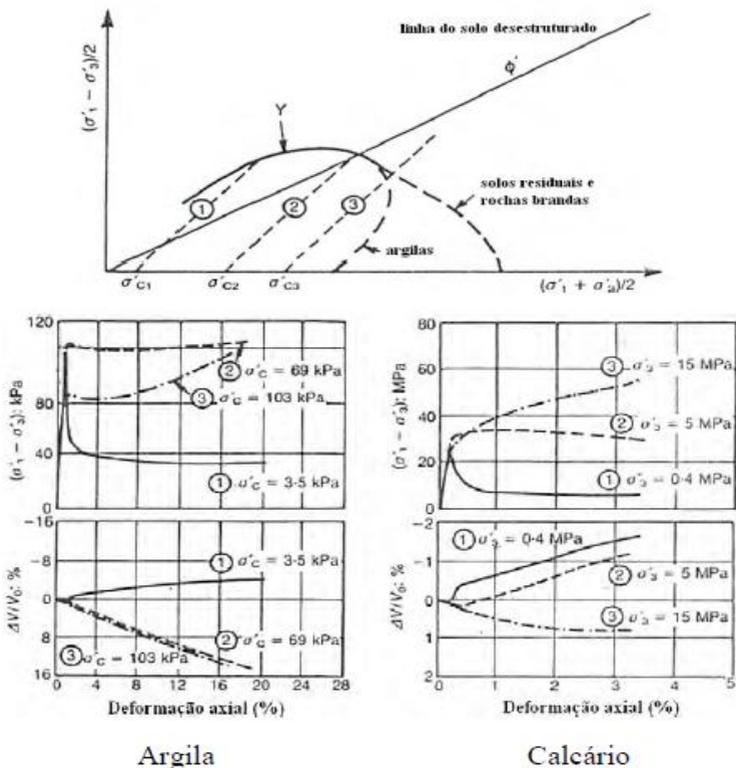
Fonte: Prietto et al., 1997 modificado Oliveira, 2011.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990) a diversidade de materiais com diferentes condições geológicas resultou na proposição de um modelo teórico-experimental no qual a influência do tipo de cimentação é desprezada. Neste modelo a transição entre o comportamento tensão-deformação com amolecimento (expansão volumétrica) com tensão-deformação com endurecimento (compressão volumétrica) é explicada pela quebra de cimentação à medida que o nível de tensão confinante

aumenta. A tensão de transição é denominada tensão de pré-adensamento virtual (VARGAS, 1953) é obtida pelo ensaio de compressão confinada e indentifica a diminuição da rigidez provocada pela quebra das cimentações.

Este fenômeno pode ser visto na comparação dos resultados de ensaios triaxiais de dois materiais diferentes cimentados, uma argila e um calcário (MACCARINI, 1987). Observa-se (Figura 6) que o nível de tensão de ruptura alcançado pelo calcário é bem maior, porém o comportamento de ambos é bem semelhante. A expansão volumétrica observada para baixos níveis de tensão confinante é resultado da cimentação e não da energia requerida para sobrepor o intertravamento dos grãos durante o cisalhamento, como acontece tipicamente em solos granulares densos.

Figura 6 - Ensaios triaxiais drenados em argila e calcário cimentados



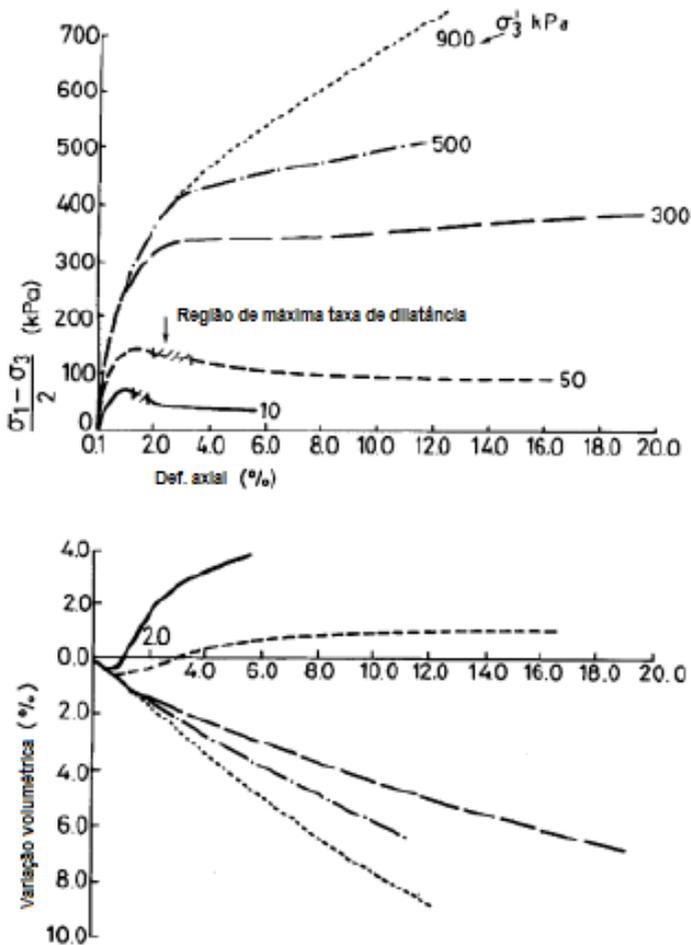
Fonte: Maccarini, 1987, Leroueil & Vaughan, 1990.

A quebra da cimentação provoca descontinuidades na curva tensão-deformação, que após a quebra das cimentações, leva a um comportamento irreversível com mudanças na rigidez e resistência do material. Assim, a quebra das cimentações pode ser verificada pela variação do módulo de deformabilidade (E_{secante} ou E_{tangente}) com o decorrer da deformação axial (MACCARINI, 1987, BRESSANI, 1990, LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

A diferença no comportamento tensão x deformação é demonstrada (Figura 7) nos trabalhos de Maccarini (1987) e Vaughan et al. (1988). Nos ensaios triaxiais drenados em amostras artificialmente cimentadas, em baixos níveis de tensões, onde ainda não aconteceu a desestruturação completa das ligações a resistência de pico é controlada pela estrutura e cimentações das partículas. Ainda fica demonstrado nesta pesquisa que a taxa máxima de dilatação não ocorre respectivamente na mesma deformação da resistência de pico. Outro aspecto observado, em altos níveis de tensões, é o comportamento da resistência do solo aumentar com o respectivo aumento da deformação, sem tendência ao pico e ou estabilização. Este comportamento está associado ao *hardening-soil*, ou seja, não ocorre resistência de pico e a tensão cisalhante aumenta em função da deformação vertical.

A anisotropia quanto à resistência ao cisalhamento, especificamente em solos residuais de gnaiss, fica demonstrada na pesquisa de Bernardes et al. (2003) e Gobbi et al. (2005). No trabalho de Bernardes (2003) foram realizados ensaios de cisalhamento direto em duas orientações. Uma orientação paralela ao bandejamento micáceo, típico do solo residual de gnaiss, e outra perpendicular a este.

Figura 7 – Ensaios triaxiais em uma amostra artificialmente cimentada



Fonte: Maccarini, 1987, Vaughan et al., 1988.

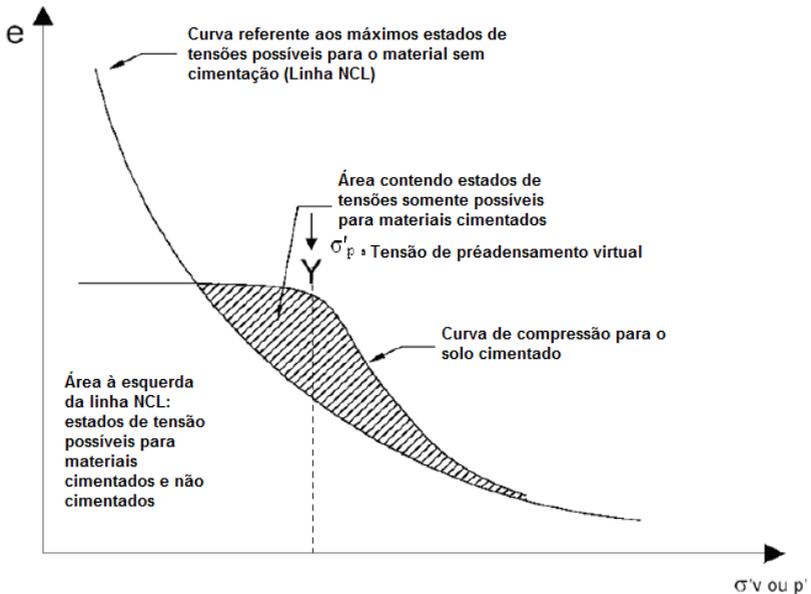
Os resultados mostram a clara anisotropia da resistência ao cisalhamento deste material. Os ensaios de cisalhamento no plano paralelo ao bandejamento mostraram valores mais baixos do que os realizados com a orientação do plano perpendicular. Gobbi et al. (2005) realizaram uma série de ensaios triaxiais no mesmo solo residual de gnaisse. As amostras indeformadas dos ensaios triaxiais foram orientadas de

maneira que pudesse ser analisada a resistência ao cisalhamento em três planos de ruptura diferentes, em relação ao bandeamento. Na mesma pesquisa também foram moldadas amostras de solo reconstituída no mesmo índice de vazios. Os resultados indicam a divergência nos valores de resistência ao cisalhamento nas diferentes orientações e que a amostra reconstituída pode apresentar valores de resistência superior às obtidas em amostras indeformadas. Outro aspecto muito interessante desta pesquisa refere-se a dependência da resistência ao cisalhamento relacionada com a mineralogia do solo residual. As partículas de biotita que compõem uma das bandas do solo residual de gnaiss são mais frágeis e deformáveis que partículas de quartzo e feldspato presentes em outra parte da estrutura bandeada. Foi observado que a biotita comanda os valores mais baixos de resistência obtidos. Estes aspectos da orientação do plano de ruptura em relação ao bandeamento e dos minerais presentes são considerações que devem ser levadas em conta, por exemplo, em projetos de estabilidade de taludes e estruturas de contenção.

Leroueil e Vaughan (1990) propõe a identificação de material cimentado através da realização de ensaios edométricos ou de compressão isotrópica com amostras intactas ou remoldadas. As amostras intactas possuem cimentação preservada e são chamadas de estruturadas, enquanto que as amostras remoldadas tiveram suas cimentações destruídas por destorroamento e são denominadas de não estruturadas.

Os ensaios de compressão confinada identificam a cimentação dividindo a área do gráfico $\Delta e \times \sigma'_v$ em duas regiões (Figura 8). A área hachurada representa um estado de tensões que somente solos estruturados podem suportar. Os correspondentes estados de tensões que definem os respectivos valores de $e \times \sigma'_v$, são delimitados na parte superior pelo resultado do ensaio de compressão em amostras estruturadas, e na parte inferior com o das amostras desestruturadas (linha normalmente adensada – NCL) realizada com o índice de vazios máximo ($e_{máx}$). A esquerda da linha NCL tem-se os estados de tensões referentes a materiais cimentados e não cimentados.

Figura 8 - Modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) para solos cimentados.



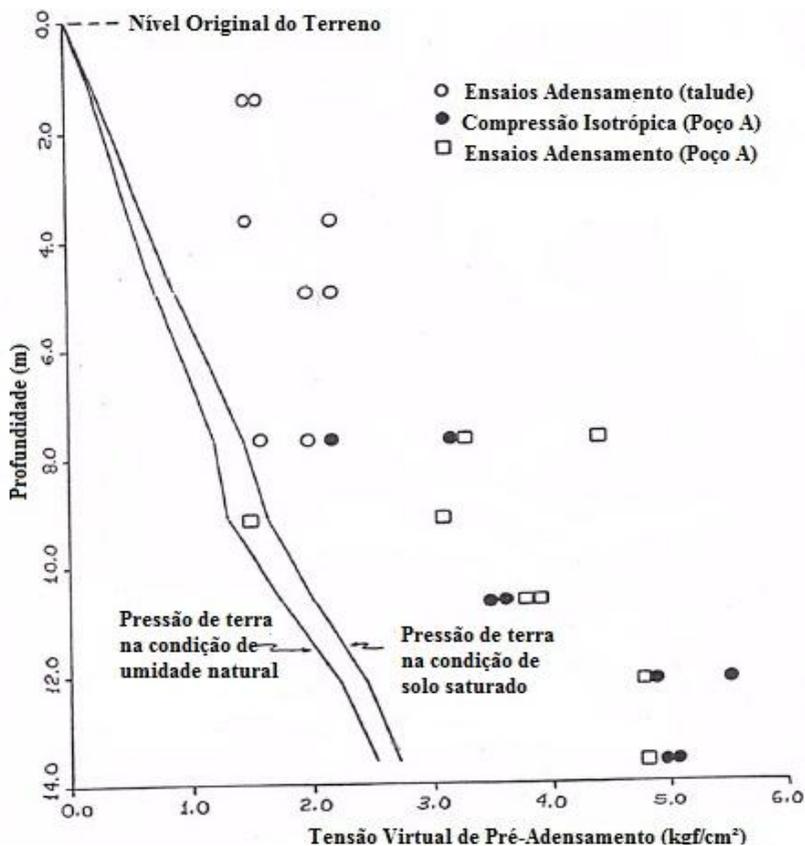
Fonte: Leroueil & Vaughan, 1990.

Maccarini (1987) cita que os sinais da existência de ligações entre partículas devido às cimentações em solos residuais, podem ser comprovados não apenas pela semelhança de comportamento com os solos artificialmente cimentados, mas também pela diferença entre o comportamento de solos sedimentares, ou seja, os princípios da mecânica dos solos clássica podem não ser adotáveis aos solos residuais naturalmente cimentados.

Um dos exemplos apresentados por Maccarini (1987) está representado na Figura 9, elaborado a partir das idéias de Vargas (1953), o qual apresenta a definição de *quasi-preconsolidation pressure* (tensão de escoamento ou préadensamento virtual) que está relacionada à cimentação da estrutura do solo. Nesse gráfico estão plotados a tensão de préadensamento virtual (ensaios de adensamento) e os ensaios de compressão isotrópica em função da profundidade. Além disso, o gráfico apresenta a história de tensões para o solo residual, não é explicada apenas pela pressão de préadensamento, porque os valores de pressão de terra teóricos (sobrecarregamento) são aproximadamente

metade do valor da pressão de pré-adensamento obtido nos ensaios. Isso indica que dificilmente a retirada de solo das camadas superiores, em erosões, por exemplo, podem ser a causa da variação da pressão de pré-adensamento virtual. A existência de cimentações entre as partículas pode ser explicada pelos dados apresentados por Maccarini (1987).

Figura 9 - Ensaios de adensamento e compressão isotrópica em solo residual de gnaiss comparada com a máxima pressão de sobrecarga



Fonte: Adaptado de Maccarini, 1987.

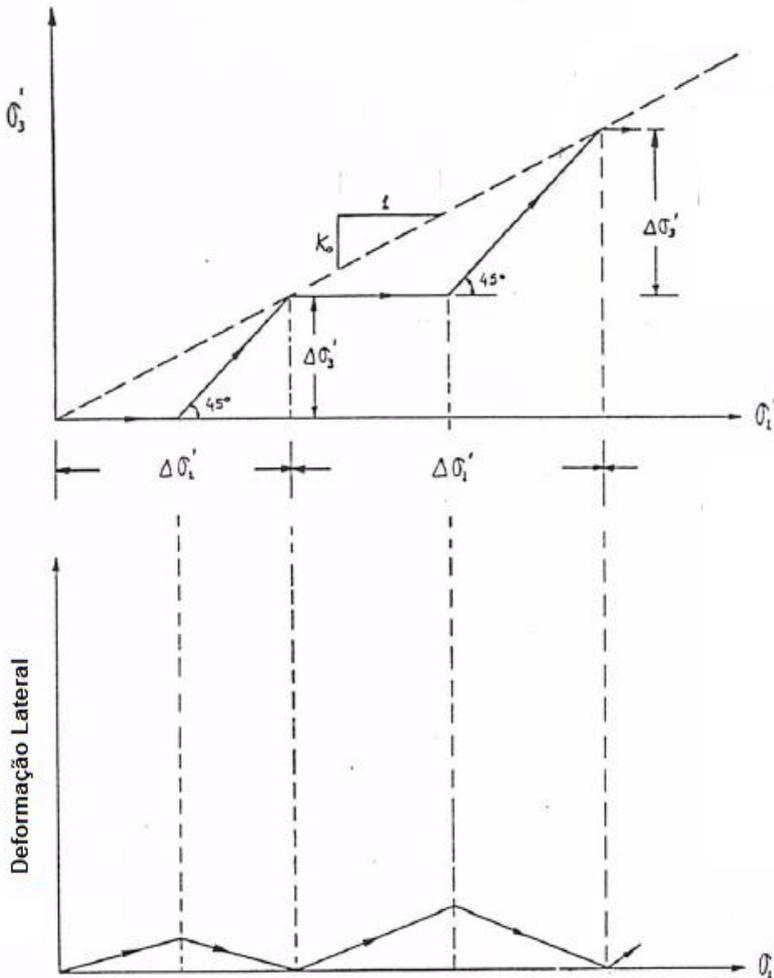
Para projetos que envolvam, por exemplo, estruturas de contenção são necessários compreender a ação do empuxo lateral de terra. O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) na mecânica dos solos pode ser representado de duas maneiras, primeiramente, pela relação entre a tensão horizontal efetiva e a

tensão vertical efetiva assumindo-se uma relação simétrica com a deformação radial. Pode ser ainda interpretado como a razão entre as mesmas tensões num teste triaxial drenado realizado sem deformação lateral. Contudo, o ensaio K_0 , possivelmente pouco ou nada tem haver com a história de formação dos solos residuais (Vaughan & Kwan, 1984), paradoxalmente, no entanto, Maccarini (1987) afirma que, talvez, esse ensaio seja aquele onde os efeitos das quebras das cimentações podem ser observados mais claramente.

A Figura 10 apresenta um ensaio K_0 realizado em laboratório em solo residual no estado indeformado. Tendo em vista a falta de sensores para o controle das deformações horizontais, no laboratório, na época, foi estabelecida uma relação entre a variação volumétrica medida através de uma bureta e a axial medida externamente à câmara triaxial. O corpo de prova media 10,16 cm de diâmetro e o dobro de altura e era composto por solo residual fino de gnaiss. Nesse caso, não houve contribuição de variação de volume em função de uma possível penetração de membrana no corpo de prova. A trajetória de tensões está mostrada na mesma figura citada acima.

Os incrementos de carga vertical eram realizados através de pesos colocados num pendural, sendo que seus valores eram sempre relativamente pequenos para que as deformações horizontais permanecessem, também, pequenas. Assim que um incremento $\Delta \sigma'_1$ era aplicado, o corpo de prova expandia lateralmente. Imediatamente, era aplicado um incremento $\Delta \sigma'_3$ apenas o suficiente para que houvesse igualdade entre a variação de volume calculada através da deformação axial medida (após o corpo de prova retornar à posição de deformação lateral zero) e a variação de volume medida na bureta, também nessa condição.

Figura 10 - Trajetória de tensões seguida durante um ensaio triaxial K_0 , no espaço σ'_3 versus σ'_1 , em solos residuais de gnaiss



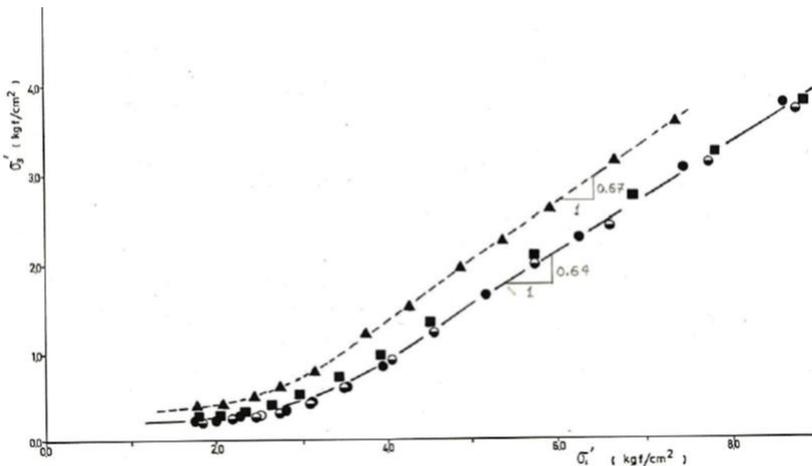
Fonte: Maccarini, 1980.

Apesar do corpo de prova sofrer pequenas variações de deformação lateral, conforme mostra a Figura 10, a diferença de

comportamento antes e durante a quebra das cimentações é evidente. Não foi possível, na época, aplicar tensões maiores até atingir o estado totalmente desestruturado. Dois ensaios foram realizados e os resultados obtidos confirmam a influência das cimentações nos valores de K_0 (Figura 11), ou seja, K_0 muito baixos no início (baixas tensões) e bem superiores durante a fase de transição entre os estados indeformado e desestruturado.

As cimentações afetam o comportamento mecânico durante uma sollicitação axial com restrição de deformação horizontal, não só de solos residuais e outros solos cimentados, como também de rochas brandas. As curvas no espaço $\sigma'_3 \times \sigma'_1$ mostram claramente três fases distintas de valores de K_0 . Para baixas tensões os valores de K_0 são extremamente baixos devido à atuação das cimentações ainda intactas. Assim que as mesmas vão sendo destruídas gradualmente, os valores de K_0 aumentam significativamente e voltam a diminuir quando o solo atinge o estado totalmente desestruturado, no entanto, para valores bem superiores aos iniciais, quando o solo ainda se encontrava estruturado.

Figura 11 - Curvas obtidas durante ensaios do tipo K_0 em solos residuais de gnaiss no estado estruturado, em amostras com dimensões 10,16cm x 20,32cm

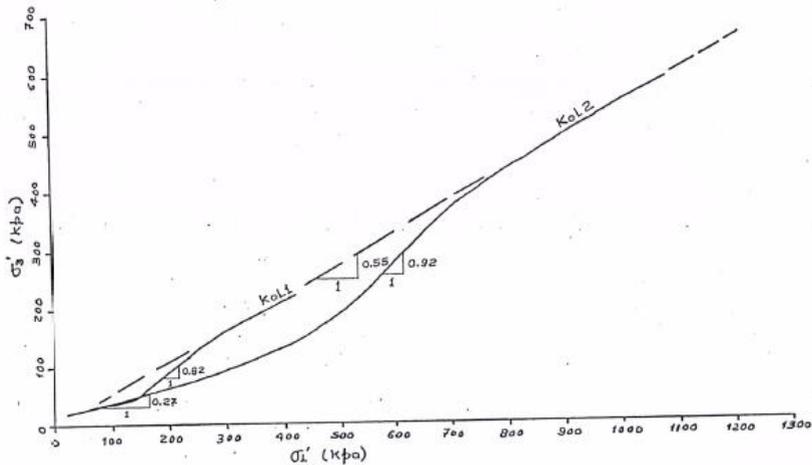


Fonte: Maccarini, 1980.

A avaliação de K_0 em solos artificialmente cimentados foi avaliada posteriormente por Maccarini (1987). As amostras K_0L_1 e K_0L_2

representam solos artificiais com mesmos índices de vazios iniciais, mas com diferentes graus de cimentações. A amostra K_0L_1 possui fracas cimentações e a amostra K_0L_2 cimentações mais fortes. Os resultados foram comparados com uma amostra não cimentada (linha tracejada). Suas resistências à tração, medidas em ensaios de compressão diametral, são respectivamente 3,2 e 5,2 kPa. Os resultados são mostrados na Figura 12. Nota-se que enquanto as cimentações estavam preservadas os valores de K_0 eram extremamente baixos e menores que os da amostra não cimentada. Após o início da quebra de cimentações os valores aumentam e tendem a assumir o mesmo comportamento de uma areia desestruturada ($K_0=0,5$).

Figura 12 - Ensaios do tipo K_0 em amostras de um modelo físico de laboratório para simular solos residuais naturais, com diferentes graus de cimentações



Fonte: Maccarini, 1987.

As pesquisas apresentadas buscam ilustrar as particularidades que envolvem os solos estruturados. O principal aspecto a ser observado é que a compressão do solo não provoca apenas um novo arranjo estrutural das partículas. Com o aumento da pressão intergranular ocorre a quebra dos grãos e, como efeito, surge a produção de um novo material. A compressão do solo é uma forma de remoldar o solo. No momento que se inicia o colapso da estrutura do solo, sob os efeitos da compressão, fica evidenciado que a pressão máxima que o solo já esteve

submetido, neste instante, foi ultrapassada. Os efeitos da compressão sob a estrutura do solo será discutido mais adiante, na análise dos resultados (Capítulo 5).

O termo *desestruturação* está começando a ser bastante usado nos dias de hoje para denotar que o estado natural do solo foi alterado de alguma maneira. Seja por um novo arranjo estrutural ou pela quebra total ou parcial das cimentações existentes entre partículas. O significado do termo é o mesmo que remoldagem do solo, que indica que as ligações e os encaixes estruturais dos grãos foram eliminados, mas as partículas de solo continuam intactas. Por outro lado, o termo remoldar significa que o solo foi retrabalhado sendo configurado um novo arranjo estrutural e, no caso de solos residuais, deve-se entender que além do rearranjo estrutural, no ponto de contato das partículas de solo houve quebra de ligações. Nestes aspectos pode-se afirmar que para a maioria dos solos residuais, esta ponte de ligação entre as partículas, quando quebrada, não representa uma partícula isolada e sim um conjunto de grãos muito menores (WESLEY, 2010).

Os materiais cimentados fisicamente caracterizam-se por apresentarem um comportamento de rigidez, resistência e porosidade, superiores quando comparados com os mesmos 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 jamais serão o mesmo material.

Os solos residuais são materiais difíceis de serem compreendidos, principalmente no aspecto estrutural e de comportamento geomecânico. Segundo, Mitchell e Coutinho (1991) este material natural está classificado num grupo particular de solos conhecidos por solos incomuns ou atípicos (*unsual soils*). Neste grupo estão presentes os seguintes solos: cimentados, saprolíticos, lateríticos, não saturados e colapsíveis.

Cimentações e arranjo estrutural são importantes componentes do comportamento mecânico dos solos (resistência ao cisalhamento e compressibilidade). A anisotropia é algo comum em solos residuais provocados pela estrutura reliquiar herdada da rocha mãe, como se fosse uma determinada composição genética herdada dos antepassados. Nestas condições, esta estrutura reliquiar durante o processo de alteração ou desgate pode ser muito sensível a aplicação de cargas externas,

exigindo uma técnica adequada de amostragem para preservar todas as ligações estruturais da amostra (VIANA DA FONSECA e COUTINHO 2008).

Normalmente, os resultados do índice de vazios e densidade não são utilizados diretamente para identificar a história de tensões do solo, ao contrário dos casos de solos sedimentares argilosos (VAUGHAN, 1985, VIANA DA FONSECA, 2003). A existência de alguns tipos de ligações cimentadas, mesmo que fracas, normalmente implicam num pico nas curvas tensão x deformação do cisalhamento (Figura 7). E aliado a uma coesão aparente e efeitos dos desconfinamento provocam uma discontinuidade no comportamento tensão x deformação (Figura 5). Outros exemplos destes efeitos em solos residuais são encontrados por Sandroni (1981) em gnaisses, Vaughan et al. (1988) em basaltos, Coutinho et al. (1997,1998) em gnaisses, Viana da Fonseca et al. (1998, 2003) em granitos e por Machado & Vilar (2003) em arenitos e rochas magmáticas.

A estrutura de um solo residual tem duas faces: a primeira uma “malha” que representa o arranjo espacial das partículas de solo e o contato interno dessas partículas, e a segunda representa uma “cimentação” que acontece externamente nos contatos entre as partículas. Esta ligação cimentícia pode ser destruída durante a deformação plástica, o que já foi apresentada anteriormente com o nome de *desestruturação*. Mas este conceito não se limita somente a isto. Os geomateriais são estruturados, mas suas ligações naturais são dominadas pela resposta dos efeitos mecânicos sofridos (Leroueil e Vaughan, 1990). Aqui o componente coesivo devido a cimentação pode dominar a resistência ao cisalhamento do solo em aplicações geotécnicas que envolvem baixos níveis de tensão (Schnaid, 2005) ou em trajetória de tensões específicas onde esta componente é importante (corte e taludes por exemplo).

Solos residuais tem uma variabilidade vertical e lateral muito grande, especialmente em relação as suas propriedades geotécnicas. Como sinal disto é possível terem-se fundações diretas, radiers, estacas curtas, longas, cravadas e escavadas sendo executadas numa mesma área. O mapeamento espacial das propriedades geotécnicas é desafio para a realização de projetos, e uma parte destes problemas, está sendo solucionado com o emprego de ensaios geofísicos. Estes métodos têm sido aplicados com ensaios de campo do tipo SPT, CPT, DMT, PMT e SBPT como alternativa de inspecionar estes solos particulares (VIANA

DA FONSECA e COUTINHO, 2008). Os ensaios de campo serão discutidos por menores adiante.

A manutenção do estado natural das cimentações é uma preocupação constante de vários pesquisadores, principalmente devido ao fato de os ensaios de laboratório ser os mais indicados para determinação de propriedades geotécnicas e nos quais as teorias clássicas de engenharia geotécnica são fundamentadas. Mas, isto só é válido se, as devidas preocupações com amostragem e preparação das amostras forem de excelente qualidade. Citam-se duas principais dificuldades de coleta de amostras indeformadas de solos naturais: perturbação da estrutura que pode ocorrer durante o processo de amostragem e variabilidade espacial inerente aos depósitos que são refletidos em diferentes graus de cimentação e natureza das partículas. Porém, quando coleta-se criteriosamente um bloco de solo residual o aspecto referente a perturbação da estrutura é bastante reduzido. As recomendações para coleta de amostras em solos residuais será apresentada mais adiante.

A estrutura de um solo residual é bastante influenciada pela presença ou não de água. O nível de água é na maioria dos casos profundos. Nesta condição, as considerações estruturais dos solos residuais devem levar em conta a contribuição da matrix de sucção. Da mesma maneira a interpretação dos ensaios de campo deve incorporar na análise a sucção. A sucção é a principal diferença em solos saturados e não saturados onde, na situação parcialmente saturada, aparece de uma tensão negativa na água presente na interface grão-ar. Esta tensão ou poropressão negativa causa no solo um aumento da resistência e rigidez. O comportamento mecânico dos solos não saturados é avaliado por meio de quatro variáveis: tensão superficial ($p - u_a$), tensão desviadora (q), sucção ($u_a - u_w$) e volume específico (v), maiores informações sobre este comportamento são detalhadas em Fredlund (1979), Alonso et al. (1990), Wheeler e Sivalumar (1995) e Futai et al. (1999).

Alguns solos derivados de rochas diferentes podem se tornar colapsíveis. Os solos colapsíveis apresentam um estado de pseudo-estabilidade quando secos. No Brasil, uma das regiões de maior ocorrência deste tipo de material é a região centro-oeste, tendo como principal exemplar as *Argilas Porosas de Brasília*. Os solos podem desenvolver esta condição de pseudo-estabilidade durante a decomposição da rocha de origem ou ainda durante o processo de formação do solo. Esta condição ocorre em solos com baixa umidade, baixa plasticidade e que sofreram o processo de lixivação que os tornou porosos possibilitando a existência de tensões negativas altas na

interface das partículas. É bastante comum encontrar o mineral *caulinita* presente neste material podendo ser encontrado também *gibbsite* e *haloissita*. Estes solos são preocupantes porque numa condição de baixa saturação apresentam boa condição de suporte e resistência, mas basta uma chuva atípica em curto período de tempo, ou ainda alguma ruptura de tubulação de água para que estes solos percam sua condição inicial de resistência ocorrendo grandes variações volumétricas, consequentemente levando-os ao colapso.

2.1.3.1 Fundamentos da cimentação natural dos solos

De acordo com Santamarina (1997) a coesão do solo pode surgir por meio de diferentes fontes de origem. Estas origens das forças de contato entre as partículas podem ser resumidas em seis aspectos:

- a) As forças eletrostáticas aumentam a resistência de contato, por exemplo, atração elétrica de Van der Waals e camadas duplas de forças eletrostáticas relacionadas com a concentração de íons nos poros com água;
- b) A cimentação que pode ser compreendida como um cola química que devido ao “apodrecimento” gradual da crosta da partícula e dos contatos e, um processo físico-químico produzido pelo intemperismo que ocorre em solos coesivos e granulares, durante ou depois do processo de formação do solo;
- c) É uma força adesiva que partículas de argilas produzem quando localizadas ao redor de partículas de silte e de grãos de areia maiores;
- d) A cimentação de contato desenvolvida com o tempo e pressão;
- e) Outro aspecto é uma força produzida pela interação de matéria orgânica, fibras com as partículas que podem unir outras partículas que estejam mais longe e, com o passar do tempo este processo também provoca um aumento da componente de atrito;
- f) Por fim, a parcela de sucção envolvida no ganho de resistência, já bastante conhecida.

Alguns dos aspectos acima são bem conhecidos, como a coesão e a cimentação pura. Porém, existem outros aspectos que precisam ser mais bem explorados e compreendidos, por exemplo, os efeitos sobre a resistência não drenada, a dilatância e anisotropia dos arranjos estruturais das partículas. A coesão entre partículas é um fenômeno muito instável. O comportamento e o tipo de ruptura para grandes deformações são normalmente analisados através da Teoria dos Estados

Críticos. Devido a fragilidade das cimentações, para grandes deformações, somente o atrito residual pode ser tratado por este modelo. Esta sensibilidade, sob os parâmetros coesivos e cimentícios, pode ser obtida através do módulo de cisalhamento máximo para pequenas deformações (G_0) obtidos por meio de ensaios de campo (cada qual com sua aplicabilidade particular) e por meio de ensaios de laboratório altamente dependente da qualidade das amostras (VIANA DA FONSECA E COUTINHO, 2008).

2.1.3.2 Efeitos das forças sob a cimentação natural dos solos

Como já dito, existem alguns mecanismos principais que condicionam as cimentações. Alguns são minerais que são introduzidos no solo e acabam por enrijecer seus contatos e, enquanto outros processos alteram a estrutura física e química do material. A cimentação é um fenômeno natural resultante do envelhecimento dos solos sedimentares. Muitos solos naturais tem um grau de ligação entre as partículas. Segundo Vaughan (1985), Maccarini (1987), Santamarina (2001) o grau de cimentação afeta drasticamente o comportamento tensão x deformação, rigidez, resistência e alterações de volume dos materiais.

Santamarina (2001) define duas regiões que podem ser identificadas nos estudos em solos residuais: a região com cimentação controlada com baixa tensão confinante e a região de tensão controlada com alta tensão confinante. Para facilitar as comparações entre forças de reação da cimentação sobre outras forças, Santamarina computou os níveis de tensão para romper somente as cimentações. Na região de cimentação controlada, as forças aplicadas são aumentadas de maneira que não superem a força de cimentação das partículas, ou seja, a flambagem das cadeias é dificultada (o solo tem pequena contração), e o solo tende a quebrar em blocos. Imediatamente depois de quebrarem, a porosidade entre os blocos é nula, por isso, o cisalhamento tende a causar uma grande dilatação mesmo se a cimentação das partículas dos blocos tiver um grande índice de vazios.

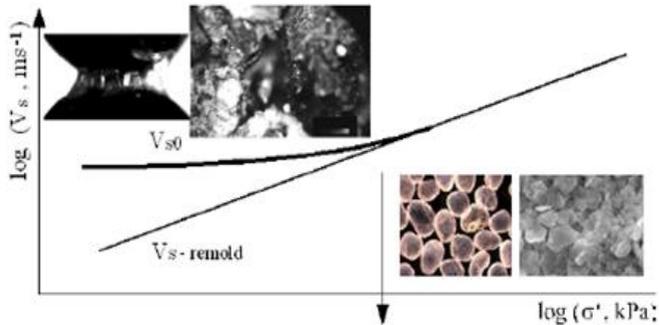
Segundo Viana da Fonseca (1998, 2003), os solos residuais são solos evoluídos com propriedades mecânicas mudando irreversivelmente.

O grau de cimentação pode ser relacionado com módulo cisalhante máximo do solo, G_0 , considerando a equação de *Hertzian* modificada (SANTAMARINA, 2001). A probabilidade de o solo descolar ou “perder cimentação” aumenta se a redução da tensão se

aproxima ou excede a capacidade da ligação cimentícia do solo, representado por $\Delta\sigma'$. O limite máximo para a redução do nível de tensão é a própria tensão efetiva no repouso, ou seja, $\Delta\sigma' = \sigma'_o$ (LADD & LAMBE, 1963). Sendo G_g o módulo cisalhante do mineral que forma a partícula e σ_{ten} é a tensão resistente do agente cimentante. Assim a determinação de G_g e σ_{ten} não pode ser prontamente avaliada. Esta metodologia ilustra a importância da velocidade de onda *in situ*, V_{so} , para determinar se o solo que será amostrado sofrerá efeitos de redução de tensão. As particularidades do módulo cisalhante e sua relação com o grau de cimentação serão tratadas no item referente aos ensaios de campo sísmicos. A Figura 13 sintetiza estas informações e possibilita confrontar dados já coletados e orientar novas pesquisas sob os efeitos da amostragem nas cimentações. Ainda que estes estudos de análise por meio da avaliação da velocidade de onda sejam recentes devem ser aplicados para quantificar o impacto das amostragens.

A interdependência entre a cimentação e o confinamento pode ser identificado se comparado a velocidade de onda *in situ* (V_{so}) e a velocidade de onda do solo remoldado ($V_{s-remoldado}$) para o mesmas estado de tensões. Normalmente, deve-se suspeitar de cimentação se $V_{so} > V_{s-remoldado}$, como também se o oposto ocorrer. Perda de cimentação durante a amostragem afeta o comportamento de areias e argilas, e consequentemente de solos residuais também. E este fato pode causar grandes variações entre as medidas em campo e as medidas em laboratório (TATSUOKA E SHIBUYA 1992, LEROUELI, 2001, STOKE E SANTAMARINA 2000). Isto será tratado mais adiante para avaliação dos danos provocados pelas amostragens (SCHNAID, 2005).

Figura 13 - Comportamento da velocidade de onda e tensão efetiva sob o esqueleto estrutural de amostras cimentadas e remoldadas



Comportamento	Sem desestruturação $\Delta\sigma' < \Delta\sigma'_{desest}$	Com desestruturação $\Delta\sigma' > \Delta\sigma'_{desest}$
Controlado pelo cimento: $V_{s0} > V_{s-remold}$	Não há efeito da amostragem (ex. arenito à superfície)	Redução da tensão durante a amostragem afectam as propriedades medidas
Controlados pela tensão: $V_{s0} \approx V_{s-remold}$	Não há efeito (solos ligeiramente cimentados à superfície)	Não há efeito de amostragem (o comportamento desestruturado é determinado por σ')

Fonte: Santamarina, 2001.

As medidas do módulo cisalhante em campo (G_{max} ou G_0) obtidos pelos métodos sísmicos devem ser confrontados com os valores obtidos em laboratório por meio de coluna de ressonância e ensaio triaxial com *bender elements* (GIACHETI, 2001, VIANA DA FONSECA et al., 2006, FERREIRA et al., 2007). As equações que buscam determinar G_{max} por meio de correlações acabam por superestimar seu valor, uma vez que foram desenvolvidas para solos transportados, onde aspectos como sucção e cimentação acabam por não serem contemplados. Relações empíricas propostas por Ohsaki e Iwasaki (1973) relacionando G_{max} e N_{SPT} normalmente acabam subestimando G_{max} em solos lateríticos (BARROS & HACHICH 1996, VIANA DA FONSECA et al., 1997B, 1998A, 2003, 2004, 2006).

2.1.4 Argilo-minerais particulares

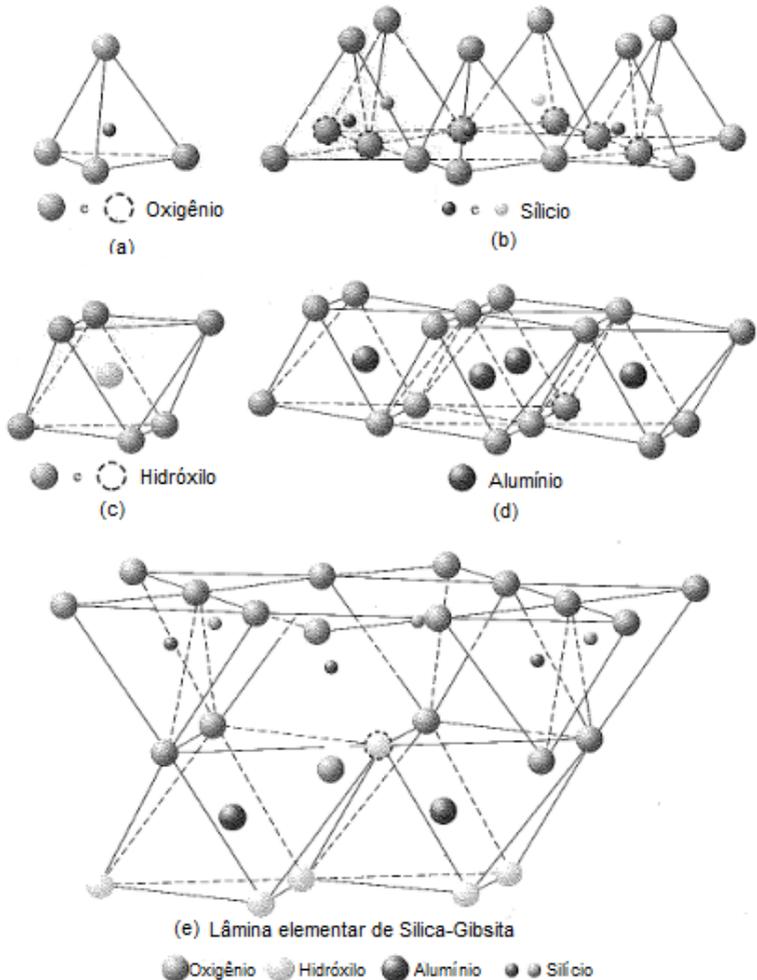
Mineral é um corpo homogêneo, inorgânico, de composição química aproximadamente definida. É uma substância de ocorrência

natural, com estrutura interna definida pelo arranjo estrutural dos átomos e íons, de composição química e propriedades físicas fixas ou variáveis dentro de uma determinada faixa. Normalmente se encontram no estado cristalino (MACIEL FILHO, 1997).

Em solos residuais, o termo argilominerais é aplicado para definir um subproduto da decomposição da rocha mãe. Logicamente, os tipos de argilominerais presentes no solo residual são diretamente ligados ao tipo de rocha de origem. Nesse trabalho, será dada ênfase aos argilominerais presentes no solo residual de gnaiss que ocorre na região de estudo desta pesquisa.

Os argilo-minerais são silicatos complexos de alumínio compostos de duas unidades básicas: (1) tetraedro de sílica e (2) octaedro de alumina. Cada tetraedro consiste em quatro átomos de Oxigênio em volta de um átomo de Silício. A combinação das unidades tetraédricas de Sílica fornece uma lâmina de Sílica. Três átomos de Oxigênio na base de cada tetraedro são compartilhados por tetraedros vizinhos. As unidades octaédricas consistem em seis hidroxilos em torno do átomo de Alumínio, e a combinação das unidades octaédricas de hidróxido de Alumínio fornece uma lâmina octaédrica conhecida por *lâmina de gibsita*. Algumas vezes, o Magnésio substitui os átomos de Alumínio nas unidades octaédricas (Figura 14), neste caso, a forma-se a *lamina de brucita* (BRAJA, 2007).

Figura 14 - (a) tetraedro de sílica; (b) lâmina de sílica; (c) octaedro de alumina; (d) lâmina octaedro (gibsita); (e) lâmina elementar de sílica-gibsita



Fonte: BRAJA, 2007.

Em uma lâmina de Sílica, o Silício possui carga positiva de quatro e, é ligado com quatro átomos de Oxigênio que apresentam uma carga total negativa de oito. Mas cada átomo de Oxigênio da base do tetraedro é ligado a dois átomos de Silício. Isso significa que um átomo

de Oxigênio de cada unidade octaédrica fica desequilibrado com uma carga negativa de um. Quando a lâmina de Sílica é empilhada sobre a lâmina octaédrica esses átomos de Oxigênio se estabilizam com a substituição de hidróxilos que equilibram suas cargas.

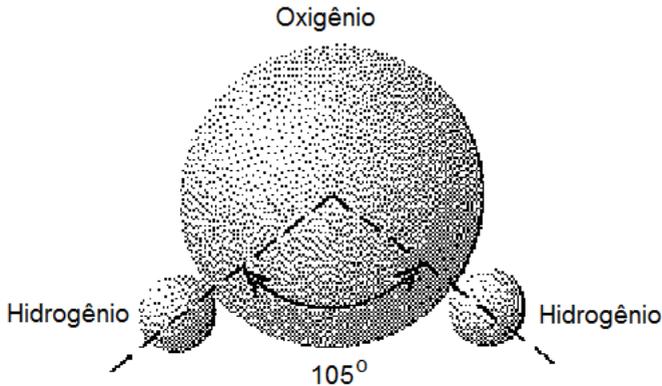
Velde (1992) cita os três minerais mais importantes das argilas, a *caulinita* consiste na repetição de camadas de lamina de sílica-gibbsite elementares em uma rede cristalina na proporção 1:1. Estas camadas são mantidas através de pontes de Hidrogênio. Assim, são partículas fortemente empacotadas que não permitem a entrada de água, não expansivas, com baixa plasticidade, com superfície específica em torno de $30\text{m}^2/\text{g}$. Normalmente, dominantes em regiões de solos ácidos de regiões tropicais e subtropicais. A *illita* consiste numa lâmina de *gibbsite* ligada a duas lâminas de sílica, uma no topo outra na base, tendo assim uma estrutura do tipo 2:1. No caso das *illita*, as camadas são ligadas por íons de Potássio. Para equilibrar a carga positiva do Potássio ocorre a substituição do Alumínio por algum Silício nas lâminas octaédricas. Esta substituição deixa a ligação entre as camadas mais fraca permitindo a entrada de água, mesmo assim, é parcialmente expansiva (devido à presença do Potássio) e, comumente encontrado em rochas de origem granítica. A *montmorilonita* tem uma estrutura similar a da *illita*, ou seja, uma lâmina de *gibbsite* intercalada entre duas de Sílica. Porém na *montmorilonita* há substituição isomórfica do Magnésio e Ferro por Alumínio. Isso deixa a estrutura mais fraca e desequilibrada, como os íons de Potássio não ocorrem na mesma intensidade que na *illita*, uma grande quantidade de água é atraída para o interior do espaço entre as camadas, deixando-a fortemente expansiva. Assim a *montmorilonita* tem grande capacidade de expansão e contração, elevada plasticidade e área superficial de $800\text{m}^2/\text{g}$. É encontrada em solos intemperizados de regiões temperadas e áridas com drenagem imperfeita. Além destes três minerais, pode-se encontrar ainda a *clorita*, a *haloissita*, a *vermiculita* e *atapulgita*. Souza Santos (1989) cita especificamente no caso da *haloissita*, que esta tem uma estrutura cristalina semelhante a da *caulinita*, porém as camadas sucessivas encontram-se deslocadas. Existem duas formas de *haloissita*, a de maior hidratação, em que uma camada monomolecular de água separa as camadas estruturais, é chamada de *endelita* ($-4\text{H}_2\text{O}$) e, a forma de menor hidratação ($-2\text{H}_2\text{O}$) que não possui esta camada de água, tem fórmula idêntica à *caulinita* sendo assim denominada de *meta-haloissita*. Em temperaturas entre 40°C a 100°C ou sob pressão de vapor de água de pressão atmosférica baixas ou sob pressões elevadas, há uma transição, raramente reversível, de

uma forma de maior hidratação para a de menor hidratação, acompanhada por uma contração no espaçamento basal. Muito embora as composições químicas sejam semelhantes, existe uma diferença na morfologia entre partículas de Caulinita e Halosita ($-2\text{H}_2\text{O}$). A Caulinita aparece como partículas lamelares de perfil hexagonal ou irregular enquanto que a Halosita aparece em forma de tubos e cilindros.

As partículas de argila apresentam uma carga negativa em suas superfícies. Isso é resultado da substituição isomorfa e de uma ruptura de continuidade da estrutura de suas bordas. Quanto maior for a superfície específica, maiores serão as cargas negativas. Alguns locais podem ficar com cargas negativas em suas bordas das partículas. Em uma argila seca, a carga negativa é equilibrada pelos cátions intercambiáveis como Ca^{+2} , Mg^{+2} , Na^{+1} e K^{+1} em torno das partículas por atração eletrostática. Quando a água é adicionada a argila, esses cátions e poucos ânions flutuam em torno das partículas de argila, formando um arranjo de partículas conhecida por *dupla camada difusa*. A concentração de cátions diminui com a distância da superfície da partícula.

As moléculas de água são polares. Os átomos de hidrogênio presentes nas moléculas de água não são simétricos, com isso é formado uma diferença de polos, tornando um lado da molécula com carga positiva e o outro lado com carga negativa, conhecido como *dipolo*. O arranjo das partículas pode ser observado na Figura 15. A água dipolar é atraída pela carga negativa das partículas de argila e pelos cátions na camada dupla. Os cátions, por sua vez, são atraídos para as partículas do solo.

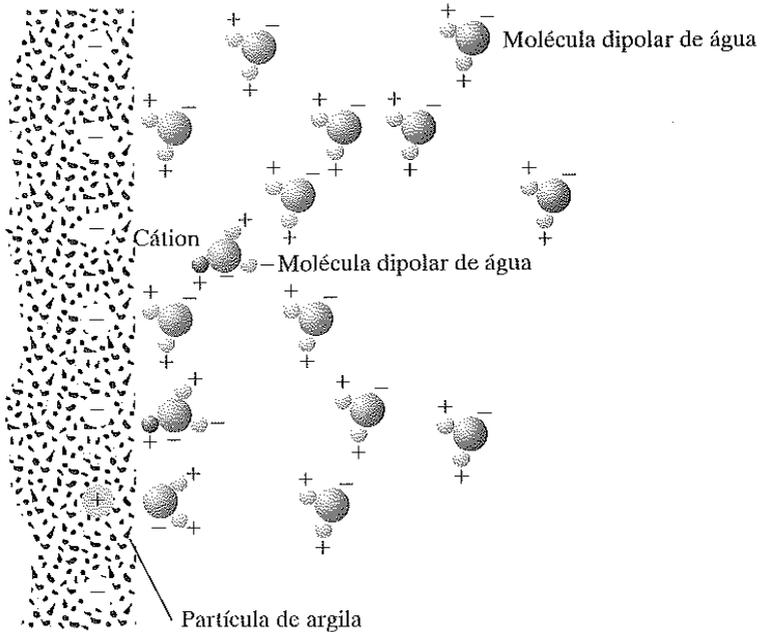
Figura 15- Arranjo das moléculas na água



Fonte: BRAJA, 2007.

Um terceiro mecanismo pelo qual a água é atraída para as partículas de argila é a *ponte de hidrogênio*, em que átomos de hidrogênio das moléculas de água são compartilhados com átomos de oxigênio na superfície da argila. Alguns cátions parcialmente hidratados de água intersticial também são atraídos para superfície das argilas. Esses cátions atraem moléculas de água dipolar. A força de atração entre a água e argila diminui com a distância da superfície das partículas. Toda água mantida nas partículas de argila pela força de tração é conhecida como *água de dupla camada*. A camada mais interna da água de dupla camada, mantida muito fortemente pela argila, é conhecida como *água adsorvida* (Figura16). Essa água é mais viscosa que a água livre. (BRAJA, 2007).

Figura 16 - Atração de moléculas dipolares em dupla camada difusa



Fonte: BRAJA, 2007.

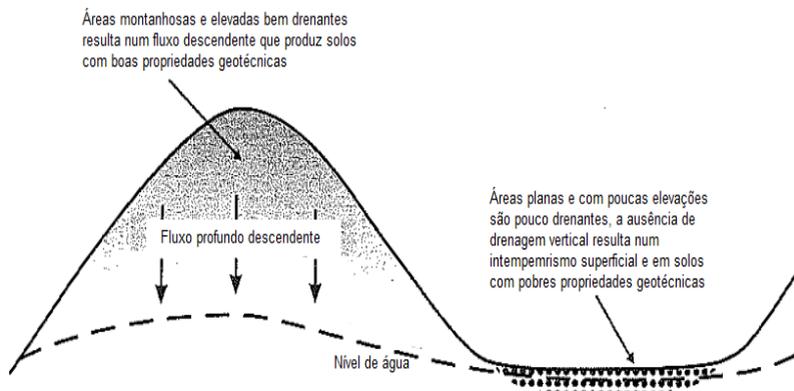
É preciso avaliar a ocorrência dos argilo-minerais em um agregado de solo, pois as propriedades de engenharia são bastante influenciadas pelas características particulares de seus minerais constituintes. Quando a água está presente o comportamento do solo será influenciado pelo aumento do teor de minerais de argila. Ou seja, para o mesmo teor de saturação a quantidade de argilo-minerais rege o comportamento do solo. Para situações práticas, quando o teor de argila no solo é igual ou maior a 50%, as partículas de areia e silte flutuam em uma matriz argilosa. E os minerais da argila regem fundamentalmente as propriedades geotécnicas deste solo.

Sobre estes aspectos, a atual pesquisa irá avaliar os argilo-minerais com empregos de ensaios de espectrometria de raios-X, difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura nas amostras do material estudado. Assim será possível detalhar com precisão os tipos e respectivas quantidades de argilo-minerais presentes no solo analisado.

2.1.5 A influência da topografia

As condições topográficas influenciam fortemente os processos de intemperismo, e com isso no tipo de argilo-mineral formado, especialmente em regiões tropicais. Em áreas escarpadas e montanhosas, o solo é bem drenado e o fluxo de percolação descendente no interior do maciço acaba por produzir um material com boas propriedades geotécnicas, conforme a Figura 17. Neste processo acaba-se formando um argilo-mineral de baixa atividade, por exemplo, a caulinita. Solos que possuem este mineral acabam por ser considerados como bons para engenharia (VAUGHAN, 1985).

Figura 17 - Influência da topografia na formação do solo residual



Fonte: Modificado de Wesley, 2010.

Em áreas baixas e planas, a drenagem é muito limitada, e as variações de umidade ocorrem principalmente pelas mudanças climáticas. A água é perdida por evaporação durante os períodos secos, e a umidade superficial só retorna após os períodos de chuvas. Este processo tende a produzir a montmorilonita um argilo-mineral de alta atividade (*esmectitas*). Solos contendo este mineral geralmente tendem a apresentar parâmetros geotécnicos de baixa qualidade sendo ruins para utilização na engenharia. O termo *vertisol* é usado por alguns especialistas de solos para classificar este material que sofre processos cíclicos de saturação e secagem. Durante este processo, tende a ser formada uma superfície de craqueamento associado ao movimento de

solo, bem como água, tanto na ascendente e descendente, isto é, a direção da vertical, perto da superfície. O termo *black cotton clays* é utilizado na bibliografia para classificar este solos (WESLEY, 2010).

O levantamento topográfico do talude estudado e, maiores detalhes da região serão tratados no capítulo de caracterização da área de estudo.

2.1.6 Caracterização e amostragem de solos residuais

2.1.6.1 Rocha de origem e perfil estratigráfico

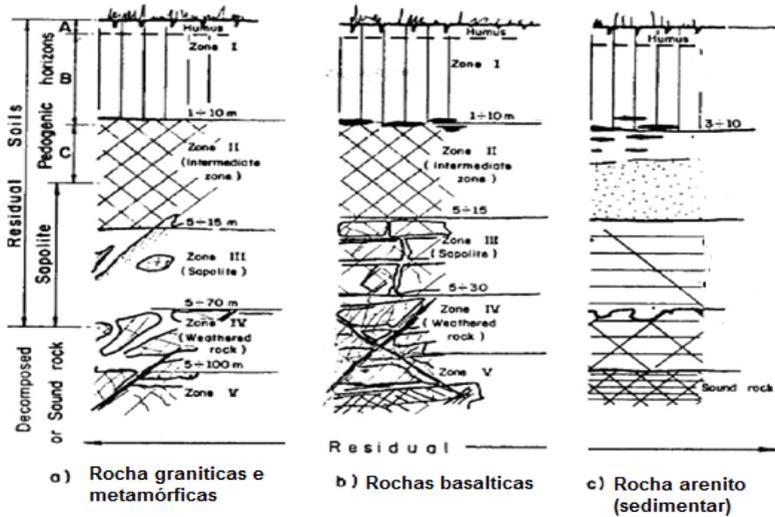
Dependendo do grau de alteração sofrido, alguns solos não tem nenhum resquício da rocha de origem, enquanto outros são fortemente influenciados pelas estruturas reliquias da rocha mãe (ROCHA FILHO et al., 1985, COSTA FILHO et al., 1989). As estruturas reliquias da rocha mãe deixam marcas nos solos originados através de ligações coladas (cimentações) ou ligações já rompidas. Bem como, marcas de fissuras e falhas que já ocorriam na rocha de origem (MAYNE & BROWN, 2003).

Nas camadas que formam um perfil intemperizado pode-se encontrar desde rocha sã, rocha alterada, solo de alteração (solo residual jovem ou saprolítico) e uma camada tão alterada que já não reproduz características da rocha de origem (solo residual maduro ou laterítico). Normalmente, no topo do perfil deve existir uma camada de solo transportado (por exemplo, colúvio) que pode dificultar a identificação do verdadeiro solo residual.

É usual estratificar o perfil intemperizado de um solo residual por horizontes. O horizonte I, localizado na superfície do solo, é caracterizado pela incidência de um solo transportado ou orgânico. O horizonte II é a camada conhecida por solo laterítico. Sua formação ocorre em locais de clima quente e úmido sendo caracterizado por possuírem alta permeabilidade e, normalmente apresentarem uma estrutura bem forte devido às ligações existentes provocadas pelo processo de laterização. O processo de laterização refere-se à lixiviação de minerais e, subsequente incremento de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que por meio da oxidação acabam por enrijecer a estrutura do solo. Os solos lateríticos (latossolo) normalmente apresentam uma cor avermelhada sendo também chamados de solos enferrujados. Isto não quer dizer que todo solo pertencente ao horizonte II seja laterizado, pode acontecer que dentro da camada existam zonas que não tenham sofrido o suficiente para que ocorra o processo de laterização completamente. Na

Figura 18, pode-se observar em perfil estratigráfico proposto por Vargas (1985) para solos residuais brasileiros originários de rocha ígneas, metamórficas e sedimentares (a) e a respectiva divisão e classificação destes horizontes proposta por Pastore (1998) (b).

Figura 18 - Representação idealizada dos horizontes de solos residuais brasileiros



(a)

Solo residual ou transportado	I – Horizonte orgânico
	II – Horizonte laterítico
Solo residual	III – Horizonte saprolítico
Transição de solo para rocha	IV – Horizonte saprolítico
Rocha	V – Rocha altamente intemperizada
	VI - Rocha intemperizada
	VII – Rocha Sã

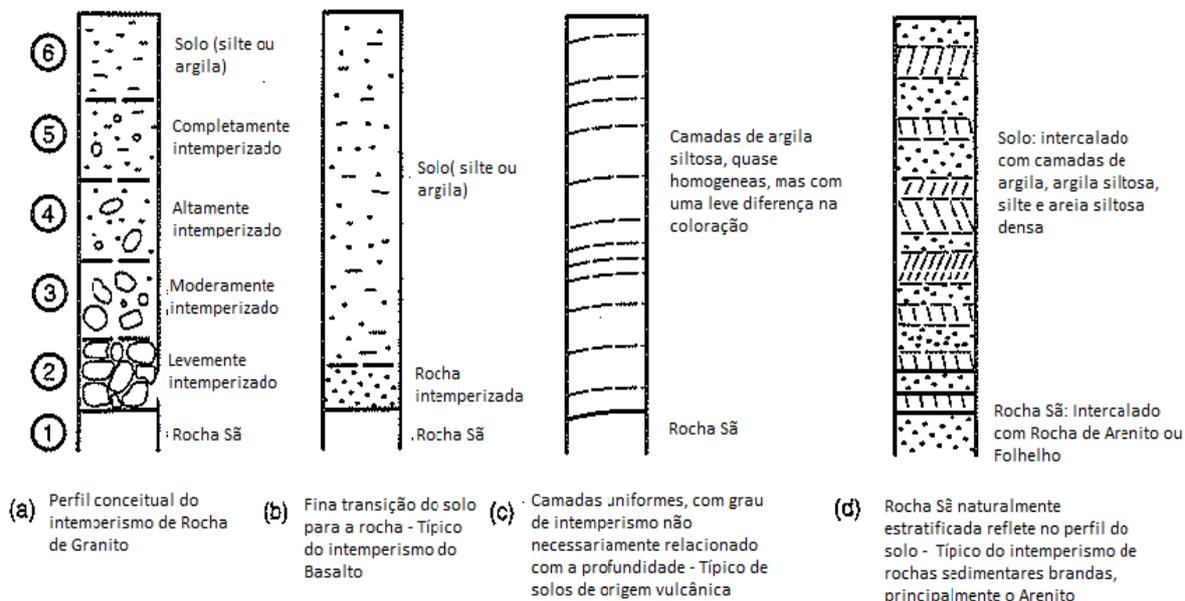
(b)

Fonte: Modificado de Viana da Fonseca e Coutinho, 2008.

O horizonte III (solo saprolítico) pode apresentar um alto nível de heterogeneidade tanto na vertical como na horizontal, bem como um complexo arranjo estrutural no qual retêm informações da rocha de origem. A textura e a mineralogia podem variar muito nesta camada devido ao grau de alteração e lixiviação sofrido pelo solo. O horizonte IV é chamado de saprolito uma camada de transição entre o solo e a rocha. O horizonte V é uma camada de rocha altamente intemperizada. Em regiões tropicais a ação do intemperismo frequentemente pode deixar estes dois últimos horizontes muito delgados ou até mesmo inexistentes. Neste local a transição entre o solo saprolítico e a rocha alterada ocorre em poucos centímetros.

A representação mais comum do perfil de um solo residual foi feita por Little (1969) baseada nos trabalhos de Moye (1955). A Figura 19 (a) divide o perfil em seis zonas baseadas no grau de intemperismo de cada uma, desde a rocha sã até o solo. Representações similares tem sido proposta por diversos autores Pender (1971), Saunders & Fookes (1970). Este sistema de representação do perfil tem alguns objetivos primários e limitações. Primeiramente, eles não são sistemas que classificam ou descrevem o solo residual. São métodos que descrevem o perfil teórico do intemperismo de cada tipo de rocha e não a composição do solo. Estes métodos devem ser aplicados em conjunto com sistemas que descrevem a natureza do solo oriundos deste intemperismo, por exemplo, o sistema de classificação SUCS (Sistema de classificação unificado de solos). Em segundo lugar este tipo de representação de perfil de intemperismo é feito para apenas alguns tipo de rochas particulares.

Figura 19 - Variação do perfil do solo devido a ação do intemperismo



Fonte: Modificado de Wesley, 2010.

De acordo com o exposto até o momento, é possível prever que a classificação dos solos residuais não pode ser feita da mesma maneira do que em solos sedimentares. Wesley (2010) cita algumas particularidades que devem compor a classificação destes solos:

- As propriedades de argilas de alguns solos tropicais e subtropicais não são compatíveis com aqueles normalmente associados ao sistema unificado de classificação de solos;
- A massa do solo natural residual pode ser descrito como uma sequência de materiais que vão desde um verdadeiro solo até uma rocha fraca dependendo do grau de intemperismo da região. Então se conclui que não pode ser adequadamente descrito por sistemas baseados em classificação de solos transportados em climas temperados;
- A classificação de solos “normais” concentra-se principalmente nas propriedades do solo em seu estado deformado, enquanto os solos residuais são fortemente influenciados por estruturas herdadas da rocha original ou desenvolvidos como consequência do intemperismo que são destruídas após a remodelagem.

Além disso, os testes de identificação deste solo em condições perturbadas ou remoldadas, como limites de Atterberg, densidade, e granulometria, não revelam ou classificam o comportamento geotécnico real dos solos residuais, como acontece nos sedimentares de fato.

Na verdade, a remodelagem e a preparação de amostras claramente afeta a sua caracterização devido à forte influência de microestrutura sob o comportamento mecânico. Como consequência, a aplicação destes testes é muito limitada e, pode conduzir a classificações erradas para a finalidade do comportamento de engenharia. De acordo com a composição mineralógica e a micro e macroestrutura.

As características específicas dos solos residuais, que diferenciam dos solos transportados, geralmente podem ser atribuídas à presença de argilo-minerais específicos encontrados apenas em solos residuais. Ou ainda, para efeitos estruturais, como a presença de fragmentos de rochas intactas ou ligações parcialmente resistidas, características reliquiares e descontinuidades herdadas da rocha de origem.

2.1.6.2 Amostragem em solos residuais

A caracterização e determinação dos parâmetros geotécnicos em solos residuais são complexas porque este material é resultado de

processos físicos, químicos e biológicos que o solo sofre durante sua formação. A decomposição, *in loco*, da rocha de origem e dos minerais da rocha, reproduzem no comportamento mecânico do material um aspecto particular que não pode ser analisado pelos métodos convencionais. Os principais aspectos que podem ser relacionados de acordo Schnaid et al. (2004) são:

- O estado do solo é muito variável devido a condições geológicas complexas;
- Os modelos constitutivos clássicos para análise de comportamento mecânico não se aproximam da situação real de campo;
- Estes solos são de difícil amostragem e sua estrutura é de difícil reprodução em laboratório. Como consequência o comportamento mecânico e as propriedades geotécnicas essenciais para solução dos projetos são diretamente relacionados com os resultados obtidos dos ensaios de campo;
- Poucas pesquisas têm sido realizadas nestes solos e os valores dos parâmetros são bastante dispersos ao que se pode encontrar na maioria dos solos argilosos e arenosos de origem sedimentar;
- Os depósitos de solos residuais são normalmente não saturados e os efeitos da sucção sobre a permeabilidade e resistência ao cisalhamento ainda não estão bem explicados.

É essencial que os ensaios sejam conduzidos em amostras de boas qualidades, ou seja, amostras que representem fielmente as características dos solos residuais verificadas em campo. É fundamental, portanto, que a estrutura do solo *in loco* seja preservada nos corpos de prova testados em laboratório para que os parâmetros de resistência ao cisalhamento e compressibilidade sejam de fato representativos da estrutura do solo em campo. Porém, isto é muito difícil de ser controlado porque o próprio descofinamento do solo provocado pela amostragem pode levar inevitavelmente a quebra de cimentações. A estrutura do solo em campo é refletida no arranjo estrutural dos grãos, na existência de cimentações, porosidade, teor de umidade, entre outros. Se durante a amostragem em campo, não forem observados os devidos cuidados especiais, a estrutura pode ser alterada, por exemplo, através da quebra parcial ou total das cimentações, variações de umidade etc. Esta alteração na estrutura do solo tem como consequência a diminuição

na resistência ao cisalhamento assim como uma alteração na curva de compressibilidade do solo. Para uma amostra ser considerada de boa qualidade irá depender de uma série de fatores: objetivos das amostragens, localização da amostragem, tipo de técnica de amostragem escolhida, transporte, armazenamento, preparação e execução do ensaio.

Os objetivos da amostragem serão definidos em função do tipo de informação almejada e das condições impostas pelo projeto. Se informações sobre classificação e espessura da camada são suficientes, métodos com utilização de perfuração mecânica podem coletar amostras deformadas que atinjam estes objetivos. Agora, se é necessário manter a integridade estrutural e umidade natural das amostras este tipo de amostragem não é indicada. Amostradores mecânicos produzem vibrações que acabam por destruir a microestrutura dos solos residuais (*microfabric*). Além disso, está técnica ocasiona um aumento da temperatura provocada pela rotação do amostrador isso afetará a umidade natural da amostra. Neste caso, o método mais indicado para coletar amostras é a execução de coleta de blocos indeformados de solo.

Uma técnica muito empregada é a escavação de um poço de inspeção. Brand e Phillipson (1985) indicam esta técnica porque se pode ter acesso visual do perfil do solo residual sendo possível identificar a ocorrência de estruturas reliquiárias e falhas que podem, muitas vezes, condicionar o comportamento mecânico do material. Porém, este método se limita a inspeções mais superficiais e com material totalmente intemperizado. Atualmente, o método de perfuração mais indicado para coleta de amostras indeformadas de solos residuais é o *Mazier automatic core barrel*, mais detalhes desde amostrador podem ser encontrados em Schnaid & Huat (2012).

O número e espaçamento da amostragem dependerão dos ensaios de campo preliminares e situações de projeto. Normalmente, no caso de amostras deformadas, o espaçamento vertical não deve ser inferior a 1,5 m e em cada mudança de camada. As amostras coletadas devem representar muito bem a área analisada. Amostras representativas em solos residuais é ainda um desafio devido à natureza anisotrópica tanto na direção vertical como na horizontal. Por isso, a definição do local e tipo de técnica empregada para as amostragens deve ser feita por um profissional com experiência e familiaridade com este tipo de situações (SCHNAID & HUAT, 2012).

A armazenagem é outro aspecto que deve ser levado em conta para se garantir a qualidade das amostras. As amostras devem ser armazenadas em câmaras úmidas para se protegem de variações de temperaturas. As amostras não devem ser empilhadas e amostras

indeformadas, principalmente com presença de água, devem ser posicionadas de maneira que previnam a segregação da água.

Além das preocupações inerentes a preservação das cimentações e umidade, o estado natural do índice de vazios deve ser mantido durante o processo de amostragem. Solos residuais tem uma grande variação no índice de vazios e não podem ser relacionados a história de tensões no solo. Mudança neste parâmetro irá resultar em falsos resultados de resistência e permeabilidade. Outra característica de solos residuais é a saturação parcial (sucção), possivelmente pela profundidade onde se encontram, no qual podem ser responsável por causar perturbação do solo durante a amostragem e, conseqüentemente, alterações no comportamento observado no ensaio. Por isso, a umidade das amostras deve ser mantida para que os ensaios sejam feitos na condição mais próxima de campo. De maneira geral as principais perturbações significantes em amostra são:

- Atrito devido ao corte produzido pelo amostrador;
- Redução na poropressão quando as amostras trazidas para a superfície;
- Choques e vibrações durante o transporte;
- Armazenamento, preparação e execução do ensaio.

2.2 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo são essenciais nas classificações, definições das camadas do solo, determinação de nível de água, estimativa de propriedades geotécnicas no estado natural do solo e, em alguns casos, coleta de material para análise. Estes ensaios garantem a rapidez na execução e determinação dos resultados, alto potencial de repetibilidade e avaliação de uma grande área com baixo custo.

Schnaid (2004) cita que devido aos avanços ocorridos nos ensaios de laboratório, os ensaios de campo tem um desafio triplo pela frente: avaliar a aplicabilidade das teorias existentes e as equações empíricas para estender as informações sobre argilas, areias e geomateriais; desenvolver métodos de interpretação que incorporem novos modelos constitutivos nunca antes aplicados; reunir dados experimentais suficientes que justifiquem a aplicabilidade dos métodos interpretativos nas soluções geotécnicas.

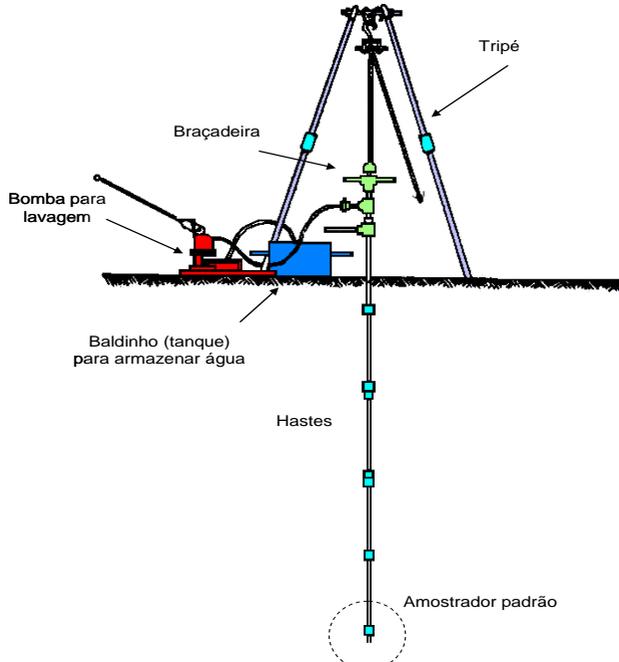
A seguir serão descritos os ensaios de campo utilizados neste trabalho.

2.2.1 Ensaio SPT

É o método de prospecção geotécnico mais difundido no mundo. Consiste na cravação dinâmica de um amostrador-padrão bipartido (Figura 20) que possibilita a coleta de material e, determinação da resistência à penetração deste amostrador-padrão, dando um indicativo do estado de compactidade em areias e consistência em argilas.

O ensaio consiste na penetração do amostrador através do impacto de um martelo de 65 kg caindo de uma altura de 75 cm, erguido por corda. A sondagem deve ser executada a cada metro sendo medido o número de golpes necessários para a penetração do amostrador-padrão, a profundidade de 45 cm em 3 segmentos de 15 cm. Para cada metro, o avanço da escavação (55 cm) deve ser feito com trado ou com trépano e circulação de água. O índice de resistência à penetração (N_{SPT}) consiste no número de golpes necessário à cravação dos 30 cm finais do amostrador padrão. (ABNT NBR 6484)

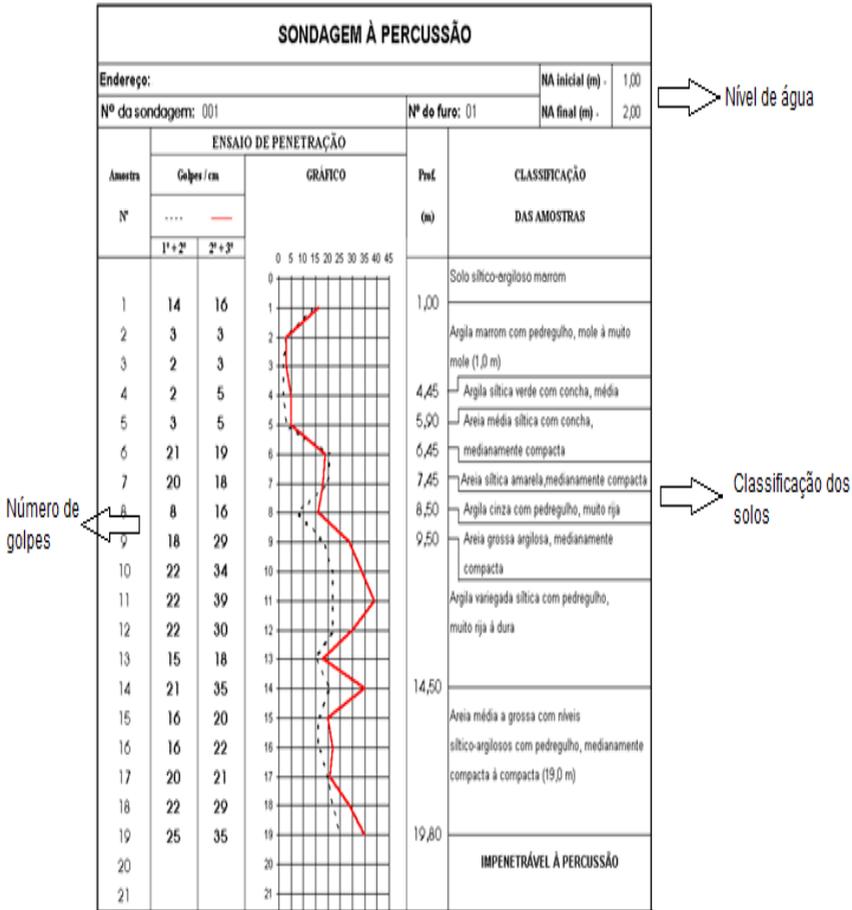
Figura 20 - Desenho esquemático do ensaio SPT



Fonte: Autor

Um laudo de sondagem SPT deve conter as informações do número de golpes para cada trecho de 15 cm, a classificação e espessuras das camadas de solos perfuradas, limite do impenetrável, profundidade do nível de água, cotas do furo em relação ao nível de referência e planta de localização, conforme exemplo abaixo na Figura 21.

Figura 21 - Exemplo das informações de um laudo SPT



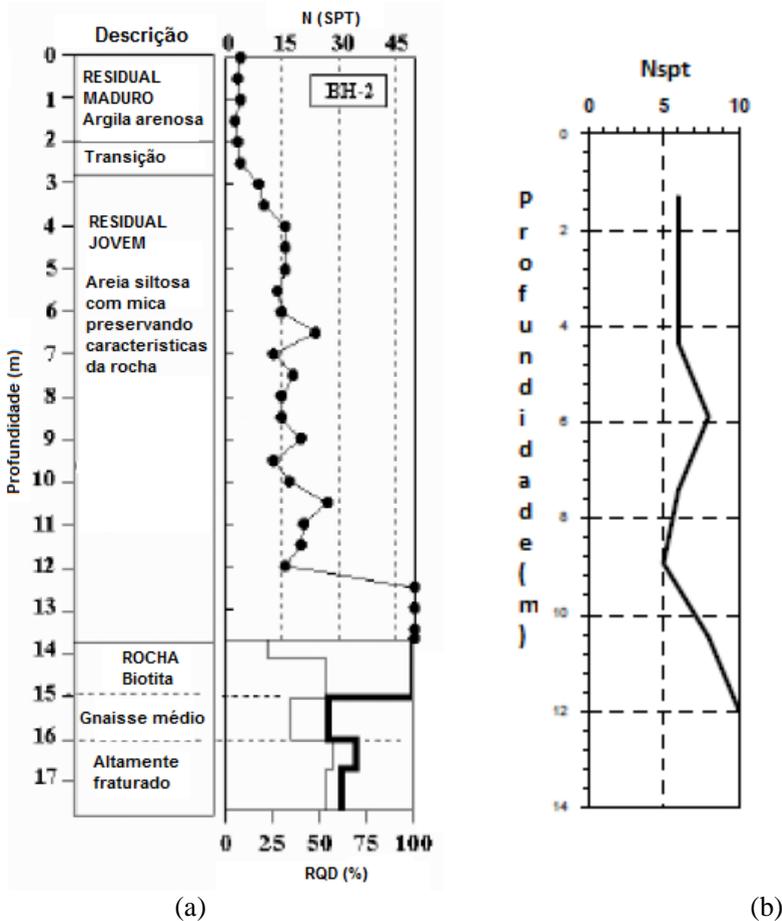
Fonte: Autor

Os principais procedimentos do ensaio SPT podem ser listados da seguinte forma:

- Limpeza do local;
- Avanço com trado até 55 cm;
- Posicionamento e cravação de um amostrador-padrão no solo;
- Cravação dinâmica com martelo de 65 kg caindo a uma altura de 75 cm;
- Anotação da resistência é feita de metro em metro;
- Coleta de amostra de solo do interior do amostrador;
- Avanço até a próxima cota, com trépano e circulação d'água para solos resistentes e ao encontrar o nível do lençol freático;
- Leitura do nível do lençol freático após a realização do ensaio e após 24h.

A seguir na Figura 22 são apresentados alguns perfis SPT obtidos em pesquisas em solos residuais: (a) de gnaiss não saturado de Pernambuco (COUTINHO et al., 2000) (b) *Piedmont* da cidade da Carolina do Norte/USA (ANDERSON ET AL., 2006).

Figura 22- Perfis de solos residuais de com base em ensaios SPT



Fonte: a) Coutinho et al., 2000; b) Anderson et al., 2006.

2.2.2 Ensaio CPT

O ensaio CPT mecânico consiste numa ponteira cônica cravada estaticamente no solo com objetivo de determinar a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). O princípio do ensaio é bastante simples, consistindo da cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s. A seção transversal da

ponteira é normalmente de 10 cm² e a luva de atrito tem área de 150 cm². Este cone também é conhecido como *Cone de Begemann*. Maiores detalhes podem ser vistos na Figura 23.

Esta ponteira é cravada no solo por meio de um conjunto de hastes. A cravação é realizada por um equipamento que possui um pistão hidráulico que empurra o conjunto de haste e ponteira para o interior do solo.

Figura 23 - Foto do CPT mecânico



Fonte: Autor

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para esta finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguido da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia normalmente

entre 10 e 20 toneladas (100 e 200 kN). A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual ou mecanizada (Figura 24).

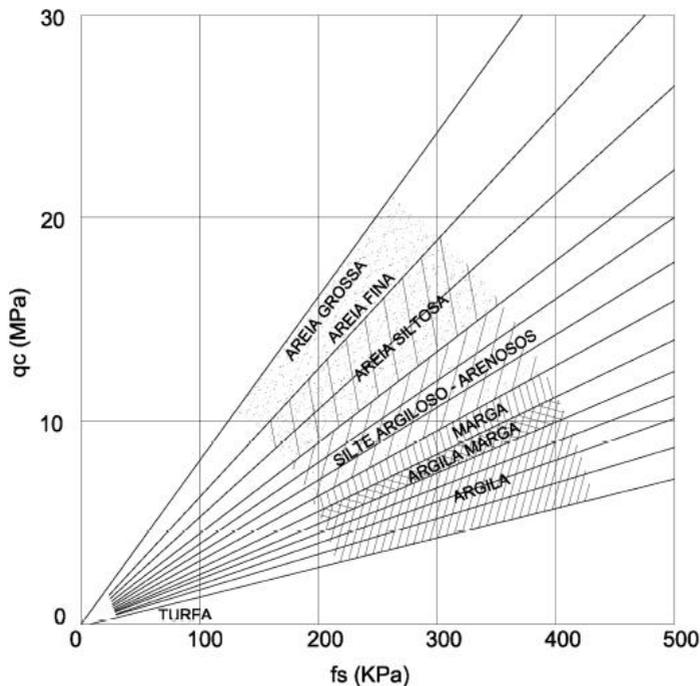
Figura 24 - Equipamento de cravação



Fonte: Autor

A classificação do tipo solo através do CPT é feita pelo do ábaco original proposto por Begemann (1965) e adaptado por Robertson (1990), já consagrado no meio geotécnico, conforme a Figura 25 e Figura 26.

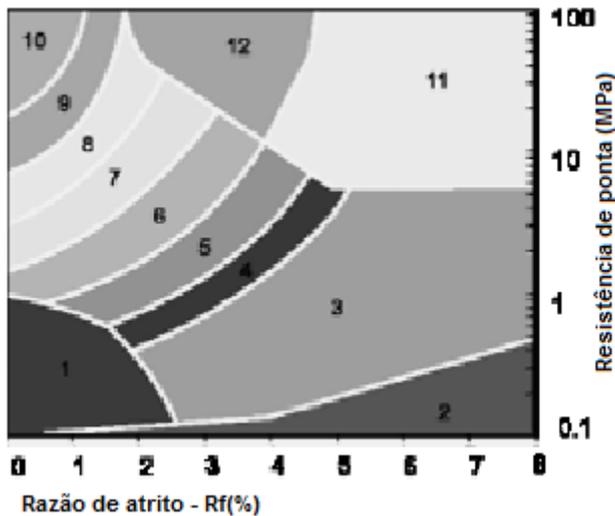
Figura 25 - Ábaco para classificação de solo para CPT mecânico



Fonte: Begemann, 1965.

A classificação do solo ainda pode ser feita através da relação entre a razão de atrito ($R_f = f_s/q_c \times 100\%$), onde (q_c) é a resistência de ponta e (f_s) o atrito lateral na luva.

Figura 26 - Ábaco de classificação de solo para CPT



1	Solo fino sensível
2	Matéria orgânica
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia com pedregulho a areia
11	Solo fino muito rijo
12	Areia a areia argilosa

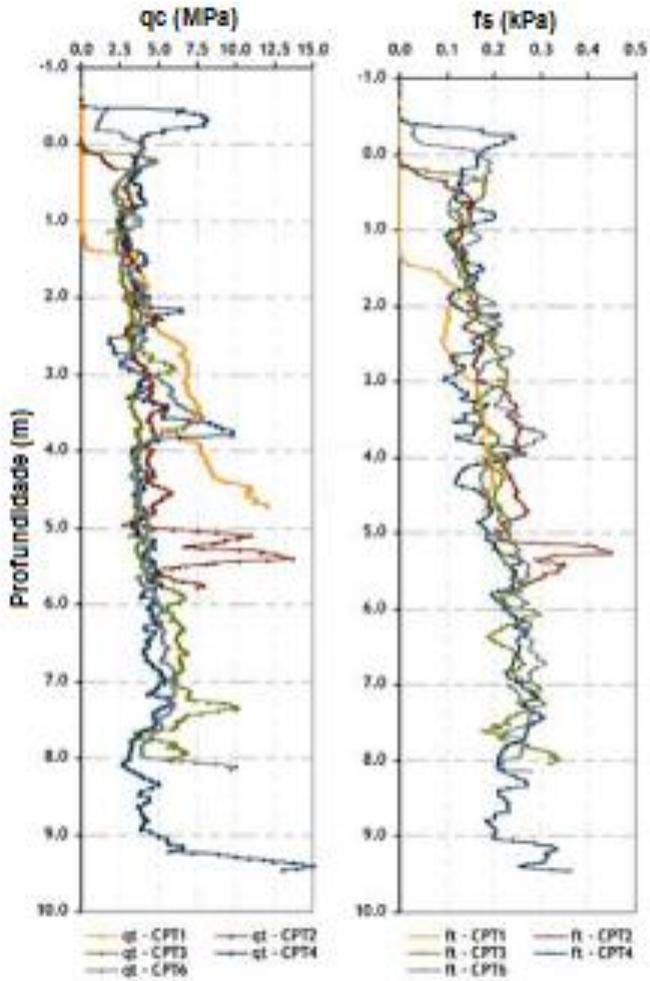
Fonte: Robertson, 1990.

Estudos recentes apresentam novos ábacos de classificação de solos através de índices obtidos pelo ensaio CPT e também de correlações existentes com outros ensaios de campo. A seguir, serão apresentadas estas novas considerações.

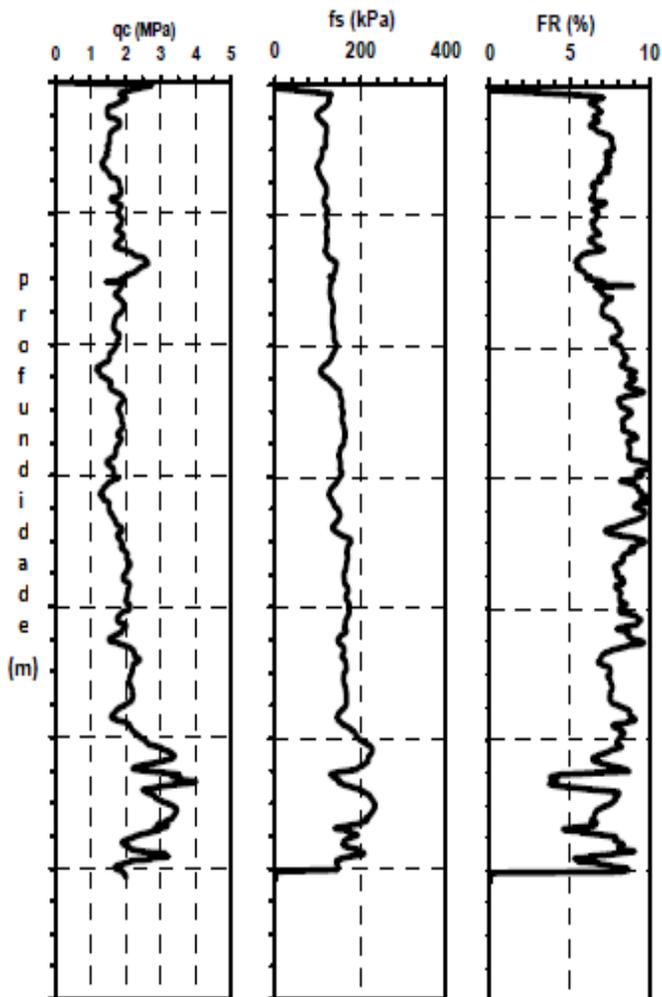
Na Figura 27, alguns resultados de ensaio CPT obtidos em solos residuais: (a) de granito da cidade do Porto/Portugal (VIANA DA FONSECA et al., 2006) (b) *Piedmont* da cidade da Carolina do Norte/USA (ANDERSON et al., 2006).

Figura 27 - Perfis de solos residuais com base em ensaios CPT

(a)



(b)



Fonte: (a) Viana da Fonseca, 2006; b) Anderson et al., 2006)

Seguindo a tendência evolutiva da tecnologia, novos sensores foram instalados ao CPT dando origem ao CPT elétrico e CPTU (piezocone). Primeiramente, foi instalado um sensor de medida de poropressão de água sendo normalmente posicionado na base da ponteira cônica. Esta nova medida é chamada de u_2 que indica o comportamento drenado ou não drenado do solo através da variação do excesso de pressão neutra durante a cravação do cone. As informações de q_c e f_s foram aperfeiçoadas com instalação de células de carga e, por meio de leituras contínuas automatizadas, os dados são armazenados e processados ao longo da profundidade. Estes ensaios ficaram mundialmente conhecidos como piezocone ou CPTU quando existe registro contínuo da poro pressão, resistência de ponta e atrito lateral e CPT elétrico quando apenas as leituras q_c e f_s são registradas pelas células de carga.

Devido ao local de pesquisa apresentar um nível de água profundo não houve necessidade de executar o ensaio CPTU. E para as correlações propostas a poropressão foi assumida como sendo igual a zero.

Cabe salientar que existem diferenças entre os valores de resistência de ponta e atrito lateral obtido pelos ensaios CPT mecânico e CPT elétrico. De Ruitter (1971) já demonstra que pode haver uma variação expressiva, principalmente no atrito lateral medido pelo cone mecânico e cone elétrico. Schmertmann (1978), Quaresma et al. (1996), Lunne et al. (1997), Giacheti et al. (2004) e Rodriguez (2013) mostram, que em alguns casos, podem ocorrer variações nos valores de resistência de ponta medidas pelo cone mecânico e elétrico, porém as maiores divergências acontecem nas medidas de atrito lateral.

De Ruitter (1971) já cita que devem ser esperadas variações nos valores medidos por estes ensaios devido as diferentes geometrias e procedimento de cravação dos cones. Entretanto, afirma que as medidas de resistência de ponta feitas por ensaios de cone mecânico e elétrico adjacentes não indicaram resultaram em diferenças significativas. Esta diferença nos registros da resistência de ponta entre os ensaios deve-se, provavelmente, pelo fato da maior sensibilidade do cone elétrico em detectar camadas pouco espessas (menores que 20cm), o que resulta em picos de resistência de ponta mais acentuados. Porém, como estas diferenças estão dentro da margem de erro dos ensaios, De Ruitter (1971) recomenda que não haja necessidade de correção na resistência de ponta, podendo ser considerada a mesma para ambos os ensaios. No caso do atrito lateral, pesquisas realizadas mostram que os valores de

atrito lateral determinados pelo cone mecânico podem ser da ordem de até duas vezes maior que os registrados pelo cone elétrico. De Ruitter (1971) cita que esta diferença deve-se à resistência adicional oferecida pelo bordo inferior da luva de atrito do cone mecânico, a qual é incluída no registro do atrito lateral. Desta forma, além das diferenças da sensibilidade das medidas, também existem aquelas associadas ao uso de ensaios de campo distintos.

Os dados fornecidos pelo CPT ainda podem ser refinados utilizando recentes correlações propostas por Robertson (2009). Robertson (1990) baseados nos trabalhos de Worth (1984) sugere novos parâmetros para identificação do tipo de comportamento do solo. Para isso os parâmetros obtidos no CPT foram normalizados da seguinte maneira:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (1)$$

onde:

q_t a resistência de ponta corrigida,
 a representa a relação entre áreas do cone.

Robertson (1990) sugere uma correção destas medidas através da adimensionalização ou normalização da resistência de ponta corrigida, do atrito lateral e da poropressão (no caso de CPTU), conforme segue:

$$Q_{t1} = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad (2)$$

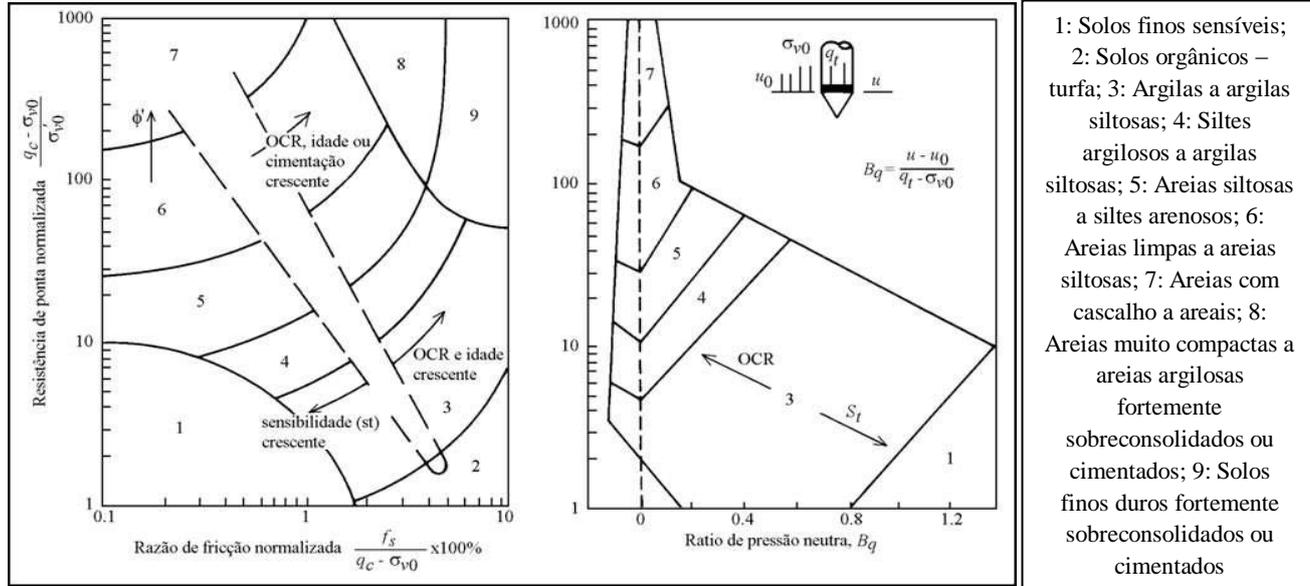
$$R_f = [f_s / q_t - \sigma_{vo}] 100\%$$

$$B_q = \Delta u / q_t - \sigma_{vo}$$

Como o valor de poropressão é zero, tem-se, $q_t = q_c$.

Através da relação entre estes parâmetros normalizados foi possível elaborar a seguinte carta de classificação do tipo de comportamento do solo conforme apresentado na Figura 28.

Figura 28 - Carta de classificação de solos via CPT



Fonte: Robertson, 1990.

Mesmo assim, salienta-se que ocorriam tendências de variações nos graus de sobreadensamento, grau de cimentação e, muito particularmente, no ângulo de atrito nos solos das regiões: condição drenadas (6 e 7), condições não drenadas (1, 2, 3 e 4) ou parcialmente drenadas (5, 8 e 9), bem como, outros fatores naturais como microestrutura, rigidez e história de tensões. Para ir além desta avaliação qualitativa, Robertson (1990) introduz algumas correlações empíricas para determinação de parâmetros geotécnicos, como por exemplo, entre q_c/σ'_{vo} versus ϕ , entre q_c versus M , e q_c versus E , para areias não cimentadas e não envelhecidas.

Recentemente, existe uma nova abordagem para determinação de parâmetros mecânicos de solos conhecida como abordagem unificada (*unified approach*) defendida por autores renomados, especialmente Robertson (2009), que é uma metodologia expedita que tem como objetivo: a interpretação dos ensaios CPT para obter-se um zoneamento do maciço em função do comportamento mecânico previsto, sem preocupar-se em identificar litologias, classes granulométricas ou comportamento físico.

Segundo Viana da Fonseca (2012) as relações utilizadas nesta abordagem tem um caráter semi-empírico fundamentada na Teoria dos Estados Críticos (TEC) que as torna basicamente interessante por terem bases conceituais que se estruturam sobre os principais fatores que condicionam o comportamento dos solos:

- Granulometria;
- Plasticidade;
- Estado (compacidade ou consistência, idade geológica com reflexos dos graus de pré-adensamento).

É exatamente este estado que permite a utilização da TEC já que os parâmetros que se obtém de ensaios de campo com medições de mais de uma grandeza permitem inferir através de relações que vem sendo ajustadas com a experiência acumulada de muitos casos reais. Estes ajustes possibilitam limitar a situação de um dado solo para:

- Limites que separam as tendências dilatantes ou contráteis;
- Limites que separam condições não drenadas (excesso de poropressão) e condições drenadas.

Estes limites tem formulação pela TEC e fundamentam o desenvolvimento de como se pode evoluir de um ensaio *in situ* para a definição de um comportamento de um solo (ou de uma camada), em vertentes tão diversas, como a resistência, deformabilidade, permeabilidade entre outros.

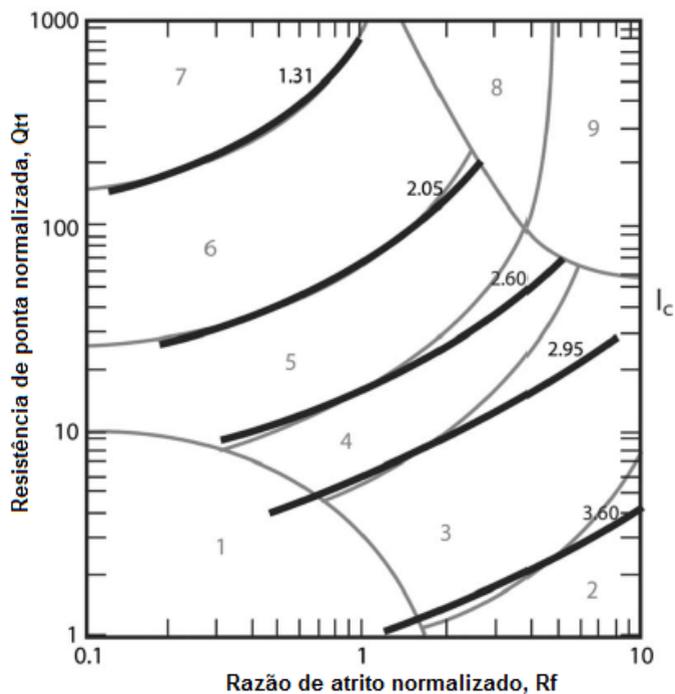
Com base nos trabalhos de Robertson (1990) e Jefferies & Davies (1993), onde compilaram vários resultados CPT, estes identificaram um padrão no tipo de comportamento do solo, o qual foi chamada de I_C .

Com o recurso de uma metodologia abrangente, a abordagem unificada, Robertson (2009) introduz o índice I_C , para avaliar qualitativamente o comportamento do solo. Nesta metodologia não é possível afirmar categoricamente que um solo é uma areia, por exemplo, mas sim que tem um comportamento idêntico ao das areias.

Esse padrão comportamental pode ser representado em função de I_C , Q_{tl} e R_f numa carta apresentada por Robertson (2009), através de zonas que limitam determinado tipo de comportamento mecânico através da equação:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tl})^2 + (\log R_f + 1.22)^2]^{0.5} \quad (3)$$

Esta nova carta de classificação baseada no índice I_C é apresentada na Figura 29.

Figura 29 - Nova carta com os limites de classificação dos solos baseados no I_c 

Zona	Comportamento tipo do solo	I_c
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos	> 3,6
3	Argilas a argilas siltosa	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas a argilas siltosas	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosa – areias siltosas a siltes arenosos	2,05 – 2,6
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	< 1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	N/A
9	Solos finos muito duros *	N/A
* fortemente sobreconsolidados ou cimentados		

Fonre: Robertson, 2009.

De acordo com esta nova carta os solos seriam classificados em função de I_C da seguinte forma:

- Argilas $I_C > 2,95$
- Siltes $2,05 > I_C > 2,95$
- Areias $I_C < 2,95$

De uma forma geral I_C varia entre 1 e 4.

A nova abordagem unificada introduz alguns ajustes na equação original do índice I_C . A nova equação do índice de comportamento do material é função de parâmetro de grupo Q_m e do parâmetro n , da seguinte forma:

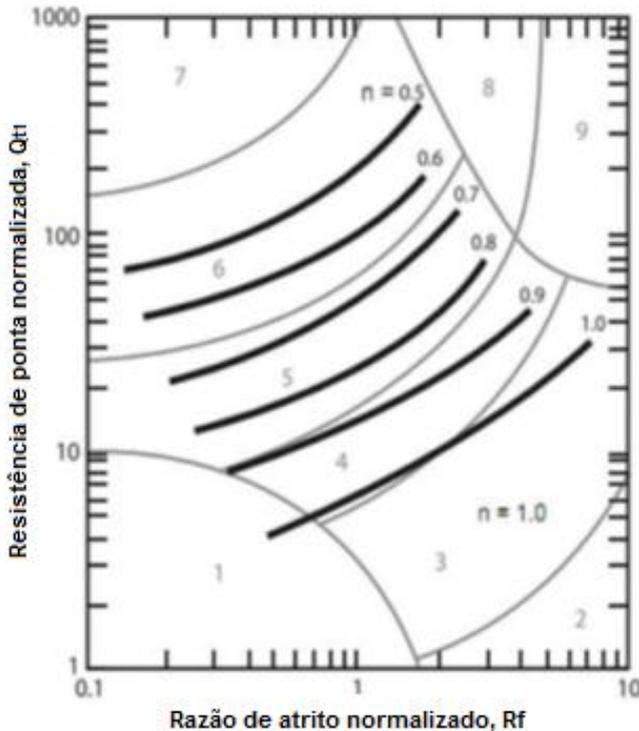
$$I_C = [(3.47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (4)$$

$$Q_{tn} = [((q_t - \sigma_{vo})) / p_a] (p_a / \sigma'_{vo})^n$$

$$n = 0.381(I_C) + 0.05 (\sigma'_{vo} / p_a) - 0.15$$

Sendo p_a a pressão atmosférica.

Nesta situação n é função de I_C . Para resolver isso, utiliza-se um valor arbitrário deste parâmetro. Em termos indicativos, este parâmetro pode ser expresso em forma de ábaco (Figura 30), e conforme se verifica na figura, o comportamento tipo do solo tende a ser mais argiloso quando se aproxima da linha e mais arenoso quando se distancia da linha. Com este valor é possível iniciar o processo iterativo de cálculo de I_C .

Figura 30 - Ábaco para determinação de n 

Fonte: Robertson, 2009.

2.2.3 Ensaio Dilatômetro de Marchetti

2.2.3.1 Introdução

O Dilatômetro de Marchetti (DMT) é um ensaio desenvolvido pelo Professor Silvano Marchetti na Itália no ano de 1980. As principais informações são obtidas após o registro das pressões p_0 e p_1 . Estas duas pressões são aplicadas em equações concebidas pelo autor do ensaio que permitem determinar os parâmetros intermediários I_D , K_D , E_D , U_D . O processamento dos dados p_0 e p_1 nessas equações possibilita obter informações como a estratigrafia do solo, peso específico, ângulo de atrito, resistência não drenada, história de tensões, entre outras (MARCHETTI, 1980). No Brasil ainda não existe uma normatização

específica do ensaio DMT. A pesquisa baseou nas recomendações internacionais feitas pela ASTM /1986.

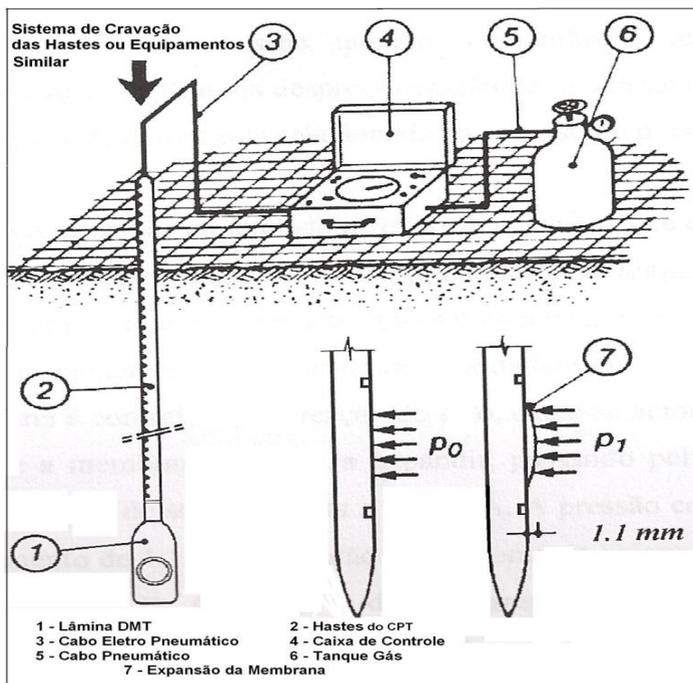
2.2.3.2 Procedimento do ensaio

O ensaio DMT é realizado a partir da penetração, de forma estática e com velocidade constante (20 mm/s), de uma lâmina com uma membrana em uma das suas faces. A cravação desta lâmina é interrompida a cada 20 cm. Em seguida, é aplicada uma pressão de ar por trás da membrana através do cabo pneumático que passa pelo interior das hastes. Esta pressão é obtida pela injeção de ar comprimido proveniente de um cilindro de ar instalado na superfície e conectado a unidade de controle. A unidade de controle possui dois manômetros que registram as pressões aplicadas na membrana. São registradas as pressões referentes às posições da membrana com deslocamentos de 0,05 mm (leitura A) e de 1,1 mm (leitura B). Após correção dessas leituras descontando-se a rigidez da membrana obtém p_o e p_l .

A lâmina, cujos detalhes são mostrados na Figura 31 consiste de uma placa de aço inoxidável, tendo uma membrana metálica circular fina expansível de 60 mm de diâmetro montada em uma das faces. O fornecimento de corrente elétrica e de pressão de gás são providas pela unidade de controle através do cabo eletro-pneumático, o qual é ligado à lâmina. Internamente, um fio atravessa a lâmina até a face posterior da membrana onde existe uma área rebaixada para acomodação do disco sensor e da membrana, conforme a Figura 32. O disco sensor é um dispositivo elétrico sensível de três posições, que se assenta no centro dessa área. Este disco é dotado de pinos acionantes padronizados de maneira que ativem o sinal sonoro ao serem deslocados pela membrana.

A ilustração esquemática do funcionamento do ensaio (a) e foto da lâmina (b) podem ser visto na Figura 31.

Figura 31 - (a) funcionamento esquemático (b) lâmina do DMT



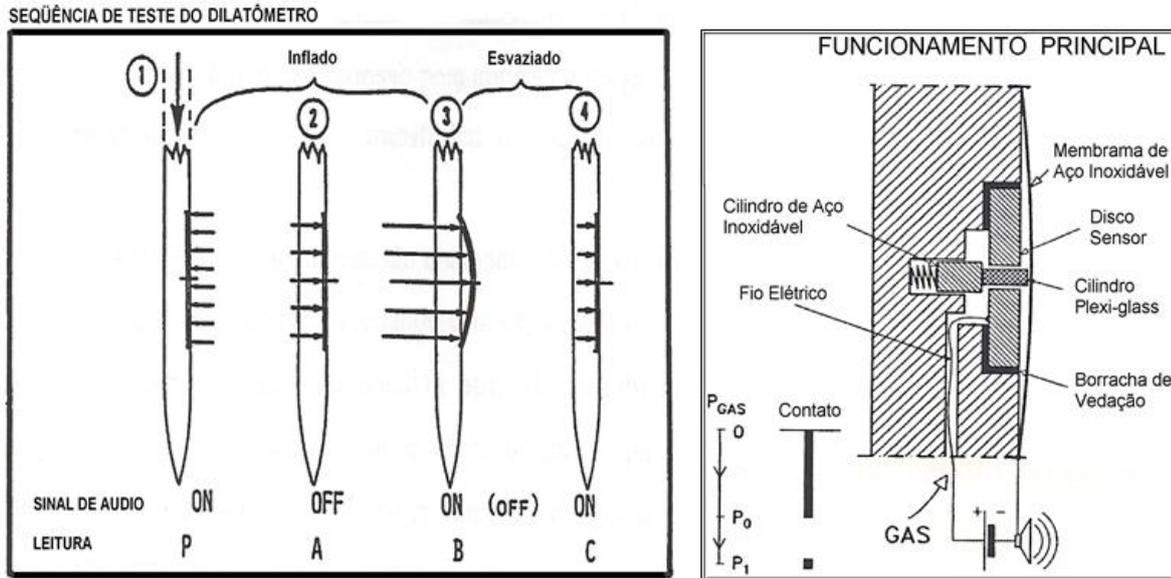
(b)



Fonte: Marchetti, 1980.

A Figura 32 indica o princípio de funcionamento da membrana. A primeira condição de sinal ligado se dá pelo contato da membrana com o “espaçador” do disco sensor a uma distância de 0,05mm deste. A segunda condição de sinal desligado se dá porque não há contato e o circuito é interrompido. A terceira condição se dá ao sinal ser ligado novamente quando o cilindro de aço inoxidável faz contato com o disco sensor reativando o sinal, posição em que a distância do extremo do cilindro de plexiglass ao disco sensor tem exatamente 1,1 mm.

Figura 32 - Princípio de funcionamento da membrana



Fonte: Adaptado de Marchetti, 1980.

2.2.3.3 Calibração da membrana

Como a membrana está entre o gás e o solo é necessário descontar a rigidez que a membrana oferece durante sua movimentação motivada pela aplicação do gás. Por esta razão é que calibração do equipamento deve ser realizada na pressão atmosférica, de acordo com critérios pré-estabelecidos.

As pressões para vencer a rigidez da membrana são chamadas de ΔA e ΔB . Esses valores são obtidos antes da execução do ensaio através de ciclos de sucção e expansão da membrana, executado com calibrador apropriado.

A membrana montada na lâmina repousa em algum lugar entre a posição de Pressão “A” a 0,05 mm de retração e a posição de Pressão “B” a 1,1 mm de expansão. O equipamento foi concebido de forma que a resistência para deflexionar a membrana para dentro e para fora se mantenha constante durante a execução do ensaio, de forma que o operador possa determiná-la. Nisso consiste a calibração da membrana, isto é, determina-se a pressão necessária, ao ar, para deflexionar a membrana para as posições da Pressão-A (ou leitura A) e Pressão-B (ou leitura B). Tais calibrações, denominadas ΔA e ΔB , respectivamente, são depois utilizadas para corrigir as leituras de ensaio.

Para se obter as calibrações ΔA e ΔB deve-se realizar ciclos de sucção e expansão da membrana, antes e após a execução do ensaio. Deve-se ainda lembrar que membranas novas devem, antes do uso, ser “exercitadas” para que percam um pouco da sua resistência original, e adquira a rigidez necessária para o bom funcionamento do ensaio. Nos acessórios que compõe o kit para execução do ensaio DMT existe uma seringa de calibração que é conectada a unidade de controle para injeção de pressão de ar no sistema.

2.2.3.4 Parâmetros intermediários

A classificação dos solos através do ensaio DMT é realizada através do Índice de Material (I_D) com base da seguinte equação:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (5)$$

argilas $0.1 \leq I_D \leq 0.6$

silte $0.6 \leq I_D \leq 1.8$

areias $1.8 \leq I_D \leq 10$

Sendo:

p_0 = pressão medida na leitura A

p_1 = pressão medida na leitura B

u_0 = poropressão

De uma forma geral I_D varia entre 0.1 e 10.

Segundo Marchetti et al. (2001) este índice está intimamente relacionado com o tipo de solo restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas. É controlado pelo tamanho dos grãos e pela rigidez do material. Em geral, o índice I_D proporciona um perfil representativo do solo e, em solos “normais” (areia e argila) uma descrição razoável do solo. Deve-se ter em mente que o I_D não é resultado de uma análise granulométrica, e sim um parâmetro que reflete um tipo de comportamento mecânico.

O índice de tensão horizontal (K_D) pode ser considerado com um K_0 amplificado ou modificado pela penetração. O formato do perfil de K_D é similar, ao perfil do OCR, portanto, K_D é geralmente útil para compreender a história de um depósito. Fornecendo informações adicionais sobre possíveis efeitos no solo, não relacionados a mudanças nas pressões geostáticas e a sua história de tensões.

Segundo Schmertmann (1988), devido às distorções provocadas pela penetração, o solo imediatamente adjacente a lâmina do dilatômetro está em um estado amolgado. Por essa razão, p_0 normalmente excede a pressão lateral *in situ*. De qualquer modo, nem p_0 nem K_D proporcionam uma medida exata da pressão lateral de terra antes da inserção. Entretanto, K_D aumenta em resposta aos efeitos, sobre o solo, do aumento da tensão de pré-adensamento, da cimentação, do intertravamento de partículas, da densidade, do carregamento cíclico, do intemperismo e das vibrações. O índice K_D está relacionado com algumas propriedades do solo, como a densidade relativa, o potencial de liquefação em areias, o coeficiente de pressão lateral de terra (K_0), o módulo tangente a compressão confinada (M) e a coesão não-drenada em argilas (S_u). Essas correlações podem ser explicadas, considerando-se o comportamento do solo e a penetração do Dilatômetro. Assim que a

lâmina avança, ela corta o solo, induzindo-o a uma deformação relativamente uniforme (por exemplo, em comparação com o CPT) e da pequena magnitude em um grande volume de solo faceando a lâmina. A magnitude de p_o então é influenciada não só pelo solo amolgado próximo a lâmina, mas também pela pressão e pelas propriedades do solo em torno desta zona. Por exemplo, solos pré-adensados exibirão valores elevados de p_o por causa da expansão do solo durante a penetração, enquanto solos normalmente adensados, ou seja, solos compressíveis apresentarão decréscimo de volume durante a penetração, acarretando em um valor menor de p_o .

A equação proposta por Marchetti (1980) para o parâmetro K_D é:

$$K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (6)$$

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva

Sendo aplicados da seguinte forma:

$K_D = 2$ e constante com a profundidade indicam solos normalmente consolidados (NA);

$K_D = 3$ ou 4 e constante com a profundidade indicam argilas NA envelhecidas ou cimentadas;

$K_D \geq 2$ ao longo da profundidade indicam depósitos pré consolidados (PA).

O módulo dilatométrico (E_D) é um índice obtido pela diferença de p_1 e p_o . Marchetti (1997) afirmou que o símbolo E_D não deve evocar afinidade especial com o módulo de Young (E), e que E_D não é utilizável sozinho, especialmente porque ele não tem informações da história de tensões, devendo ser usado somente em combinação com K_D e I_D . Por meio da aplicação da teoria da elasticidade considerando que o movimento da partícula de solo é restringindo ao plano da lâmina no entorno da membrana, considera-se que o módulo dilatométrico é dado por:

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_o) \quad (7)$$

O índice de poropressão de água (U_D) está relacionado com a pressão que a água (quando presente) exerce sobre a membrana para esta retornar a posição original (leitura C). Esta etapa do ensaio

difficilmente é realizada devido ao tempo despendido. Mas sempre que possível deve ser explorado esta informação adicional. É registrado o tempo e a pressão necessária para “empurrar” a membrana de volta, esta pressão corrigida é chamada de p_2 .

De acordo com Schmertmann (1988), o valor de U_D pode se mostrar útil em argilas e siltes saturados, nos quais os valores elevados indicam uma estrutura sensível e contrativa, tipicamente associada a argilas genuínas ou puras, normalmente adensadas e, ou, muito sensíveis. Os valores baixos de U_D podem indicar estrutura menos sensível, como a de uma argila pré-adensada. É possível, inclusive, encontrar valores negativos de U_D , o que pode indicar uma estrutura dilatante, resultante de boa compactação ou de elevado pré-adensamento. Em todo caso, pode ser que p_2 e, portanto, U_D permaneçam elevados mesmo para solos finos pré-adensados, por causa de tensões efetivas geostáticas, resultando numa redução da sensibilidade de U_D aos efeitos do pré-adensamento. O índice U_D pode mostrar-se menos útil em areias, considerando que o excesso de poropressão da água seria muito pequeno e U_D se aproximaria de zero.

O valor de U_D é obtido através das seguintes equações:

$$U_D = F(A, C, u_0) = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} \quad (8)$$

$$U_D = F(A, u_0, \sigma_{vo}) = \frac{P_2 - u_0}{\sigma_{vo} - u_0}$$

Onde P_2 = pressão medida na leitura C

2.2.3.5 Parâmetros geotécnicos via DMT

Marchetti (1980) após aplicação do DMT em diversos solos apresentou as principais relações propostas para determinação de propriedades geotécnicas dos solos. Estas relações são baseadas nos parâmetros intermediários obtidos pelo DMT e também em gráficos de classificação do solo.

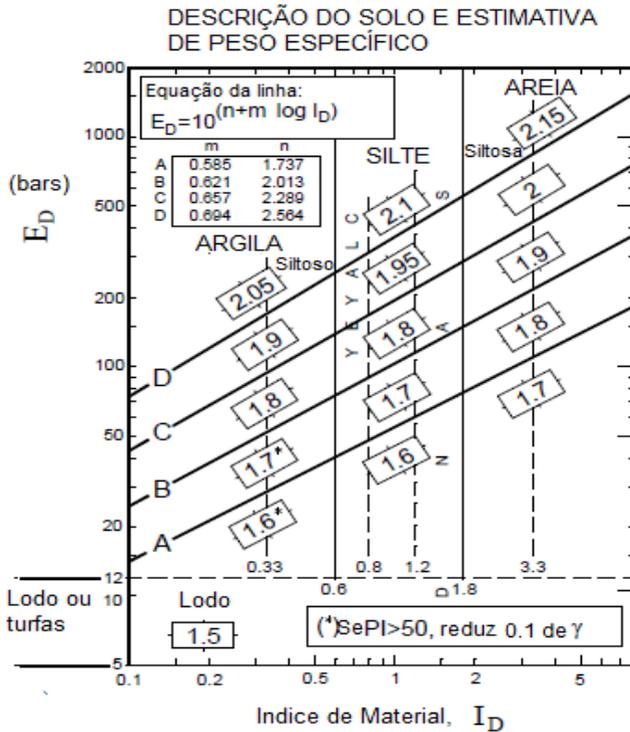
A seguir são apresentadas as relações mais usuais para determinação de propriedades dos solos. Serão citadas as equações propostas por Marchetti, porém cabe salientar que já existem publicações de outros autores com ajustes e modificações nestas equações. Mas nesta pesquisa foi dada referência principal as relações propostas originalmente. A Tabela 1 apresenta as fórmulas e a Figura 33 a carta para classificação dos solos.

Tabela 1- Formulação original para dedução das propriedades geotécnicas e classificação dos solos através do DMT

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	FORMULAS BÁSICAS DO DMT	
p₀	Leitura A corrigida	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z _m = pressão lida quando o equipamento esta na superfície, na maioria das vezes, Z _m = 0
p₁	Leitura B corrigida	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Índice de Material	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u ₀ = poro pressão antes da inserção
K_D	Índice de tensão horizontal	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = tensão efetiva inicial
E_D	Módulo dilatométrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E _D não é o módulo de young E. Poderá ser utilizado em combinação com K _D para avaliar a história de tensões. Primeiro, obter MDMT, depois E=0.8MDMT
K₀	Coefic. de empuxo repouso	$K_{0,DMT} = (K_0 / 1.5)^{0.47} - 0.6$	I _D < 1.2
OCR	Razão de pré-adensamento	$OCR_{DMT} = (0.5 K_0)^{1.56}$	I _D < 1.2
c_u	Resistência não drenada	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_0)^{1.25}$	I _D < 1.2
Φ	Ângulo de atrito	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_0 - 2.1^\circ \log^2 K_0$	I _D > 1.8
c_h	Coeficiente de consolidação	$c_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{rex}$	t _{rex} obtido da curva A-log t DMT-A
k_h	Coeficiente de permeabilidade	$k_h = c_h \gamma_w / M_h (M_h \approx K_0 M_{DMT})$	
γ	Peso específico e descrição	(veja carta de classificação abaixo)	
M	Módulo confinado vertical drenado	$M_{DMT} = R_M E_D$ se I _D ≤ 0.6 R _M = 0.14 + 2.36 log K _D se I _D ≥ 3 R _M = 0.5 + 2 log K _D se 0.6 < I _D < 3 R _M = R _{M,0} + (2.5 - R _{M,0}) log K _D com R _{M,0} = 0.14 + 0.15 (I _D - 0.6) se K _D > 10 R _M = 0.32 + 2.18 log K _D se R _M < 0.85 então R _M = 0.85	
u₀	Poro pressão hidrostática	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	Solos com drenagem livre

Fonte: Marchetti, 1980.

Figura 33- Carta de Classificação dos Solos por meio do DMT

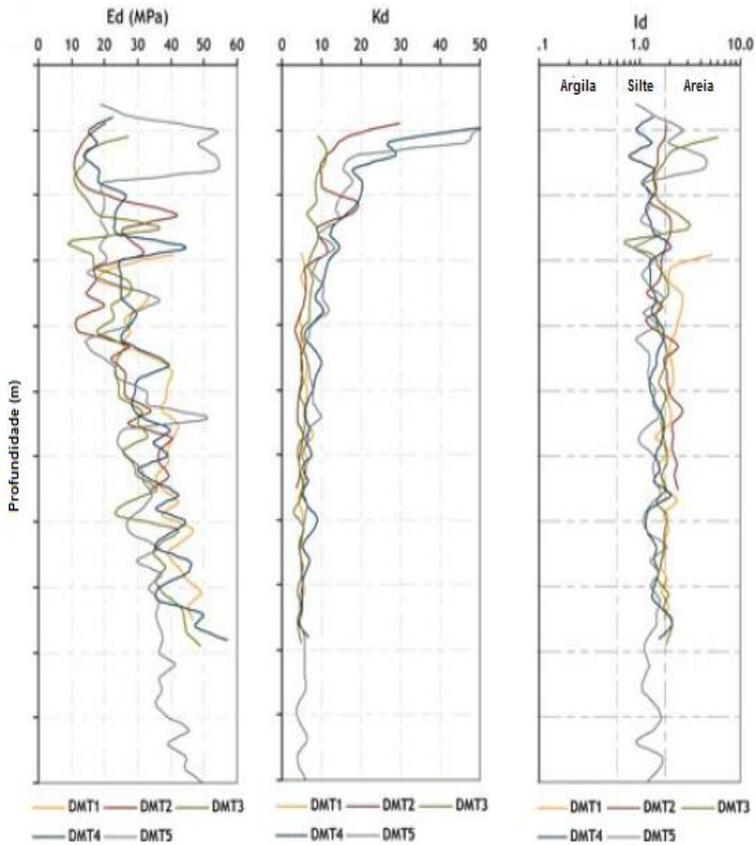


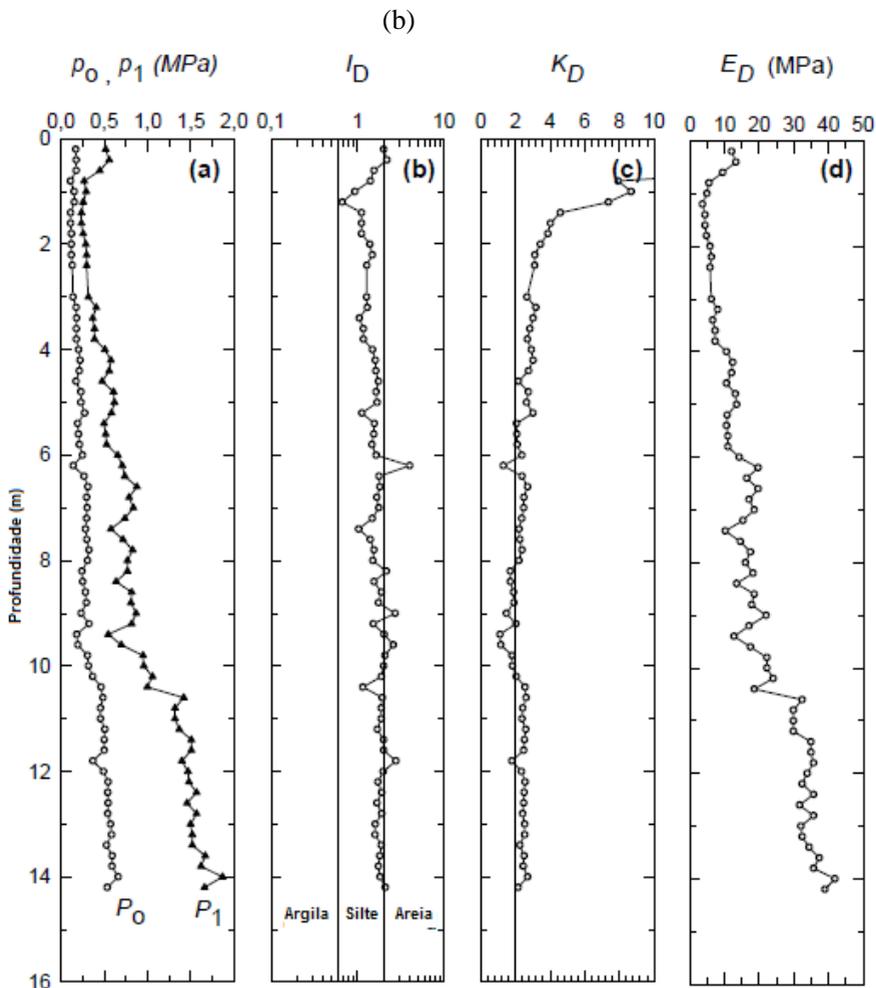
Fonte: Marchetti, 1980.

A seguir na Figura 34 são apresentados alguns perfis DMT obtidos em pesquisas em solos residuais: (a) de granito da cidade do Porto/Portugal (VIANA DA FONSECA et al., 2006) (b) de arenito da cidade de Bauru/Brasil (GIACHETI et al., 2006).

Figura 34 - Perfis de solos residuais com base em ensaios DMT

(a)





Fonte: (a) Viana da Fonseca et al., 2006, b) Giacheti et al., 2006)

2.2.4 Ensaio SDMT

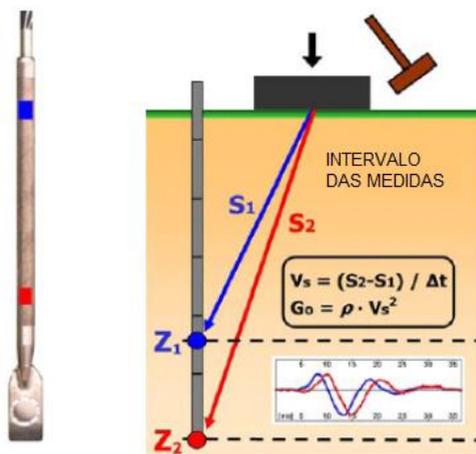
Os métodos geofísicos tem conquistado espaço na geotecnia para explorações de caráter subsuperficial. Os testes são geralmente de caráter não destrutivos e podem ser realizados a partir da superfície do terreno. Particularmente, nesta pesquisa será tratado sobre o ensaio sísmico adaptado aos ensaios de campo convencionais. A tendência

atual de desenvolvimento de novos equipamentos combina diferentes técnicas, por exemplo, no caso do cone, aliando a robustez do equipamento a medidas adicionais provenientes de outros ensaios. Aos poucos estas técnicas vêm ganhando espaço no Brasil para aplicações em engenharia civil e geotecnia ambiental (SCHNAID, 2000).

No caso do Dilatômetro sísmico (SDMT) foram instalados geofones e/ou acelerômetros, na haste anterior à lâmina, que permitem as medidas de leituras de velocidade de ondas de compressão (V_p) e de ondas de cisalhamento (V_s). Este ensaio é similar ao *downhole* onde é analisado fisicamente o tempo gasto para determinado tipo de onda, percorrer certa distância no interior da massa de solo.

O ensaio SDMT é executado com similaridade ao ensaio DMT, só que em determinadas profundidades o ensaio é paralisado e é feito o registro das velocidades de onda. Este registro é feito com a instalação de dois sensores sísmicos que captam as ondas produzidas por um golpe mecânico gerado na superfície. Detalhes deste equipamento podem ser vistos na Figura 35.

Figura 35 - Ilustração esquemática de funcionamento do SDMT



Fonte: Adaptado de Foti et al., 2006.

Estes sensores normalmente são instalados com a distância entre si de um metro possibilitando determinar a diferença de tempo entre a

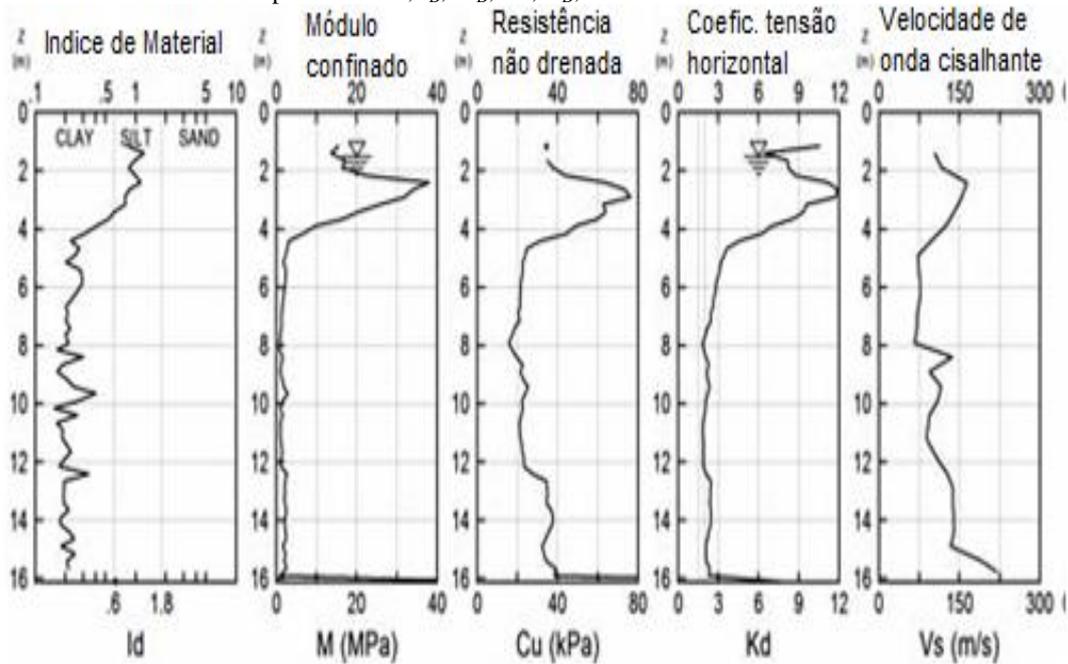
emissão da onda e a respectiva captação de cada sensor. A diferença no intervalo de tempo é utilizada para determinação do módulo cisalhante à pequenas deformações do solo (G_o). A interpretação das medidas é feita com base na teoria da elasticidade medindo deformações cisalhantes da ordem de $10^{-6}\%$, onde:

$$G_o = \gamma (V_s)^2 \quad (9)$$

sendo γ a massa específica do solo.

Exemplo de um resultado de SDMT pode ser observado na Figura 36.

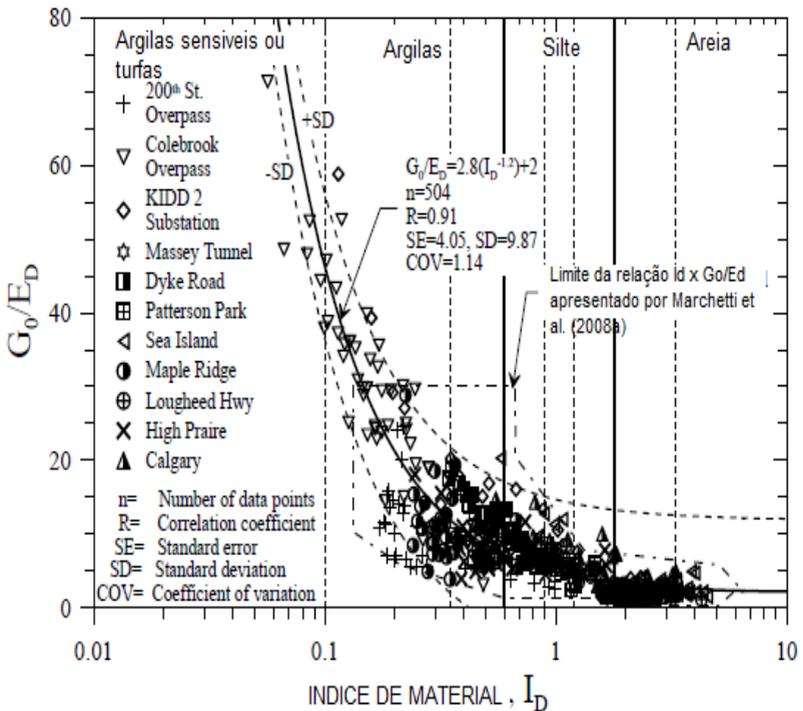
Figura 36 - Resultados de um SDMT respectivamente, I_D , M_D , C_u , K_D , V_s



Fonte: Rivera et al., 2012.

O ensaio SDMT será utilizado para fundamentar os conceitos teóricos de avaliação de cimentação propostos adiante. Estes conceitos incluem basicamente relações entre os parâmetros obtidos pelo ensaio DMT e o módulo cisalhante à pequenas deformações (G_o). Exemplos desta abordagem para classificação de solos (Figura 37) é um ábaco apresentado por Marchetti et al.(2008a) e adaptado por Rivera et al. (2012):

Figura 37 - Ábaco de classificação de solos através da relação $I_D \times G_o/E_D$



Fonte: Riveira et al., 2012.

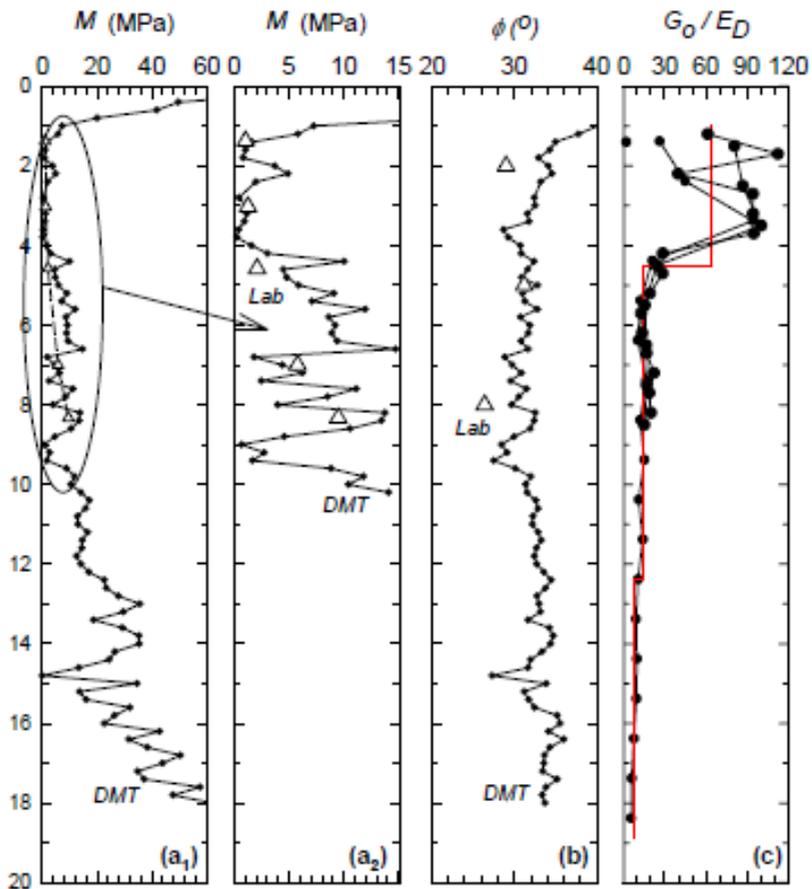
Outra aplicação do ensaio sísmico é para avaliação de horizontes lateríticos e saprolíticos através da relação G_o/E_D (Figura 38). Proposta por Schnaid et al. (1998) e Giacheti et al. (2006) é a avaliação da relação G_o/E_D para definição de horizontes lateríticos e saprolíticos. No horizonte laterítico esta razão tendem a apresentar valores maiores decrescendo com a profundidade à medida que vai encontrando um solo

menos desenvolvido (saprolítico). Ainda nesta figura são apresentados resultados do módulo confinado obtido pelo DMT e o módulo edométrico obtido em laboratório. Bem como, resultados de ângulo de atrito por ensaio triaxiais drenados e obtidos pelas relações propostas para o DMT.

Nuno Cruz (2010) apresenta relações entre $G_o/M_D \times K_D$ para avaliação do grau de cimentação em solos e classificação de tipos de solos. Exemplos dos resultados obtidos em sua pesquisa podem ser observados na Figura 39. Neste gráfico são comparados os resultados de Nuno Cruz através da utilização do DMT em câmara de calibração com solo cimentado artificialmente (*CemSoil*) e resultados em solos residuais portugueses e solos sedimentares obtidos por outros autores.

Também existem outras abordagens de avaliação de propriedades do solo baseados em relação com ensaios SPT e CPTU. As informações de resistência de ponta (q_c) e N_{60} também podem ser correlacionadas com o módulo cisalhante do solo (G_o).

Figura 38 - Aplicação da relação G_0/E_D



Fonte: Giacheti et al.,2006.

grossas e finas, ou seja, existem características tanto de solos finos (condições não drenadas) ou de solos granulares (condições drenadas) quando sujeito a carregamentos. Estas contradições entre os ensaios de campo e de laboratório podem ser devidos à especificidade do grau de linearidade de comportamento, típico de solos cimentados, com padrões distintos de solos sedimentares com mesma compacidade e teor de umidade. Os autores concluem que deve haver um cuidado especial na aplicação destas correlações em solos não convencionais, adaptando-as regionalmente e para cada litologia.

Mayne & Brown (2003) com utilização do SCPTU (cone sísmico) em solos residuais *Piedmont* silte arenoso utilizam da carta de classificação de Robertson (1990) que identifica este material como um solo argiloso. Refletem que devido as descontinuidades herdadas da rocha mãe, o SCPTU conduz a medidas de u_1 (poropressão na face do cone) positivas e, medidas de u_2 (poropressão medida na base do cone) negativas, o que é típico de argilas fissuradas. As rápidas dissipações observadas nestes materiais não são características de solos argilosos, comprovando assim, que a classificação nestes solos deve ser feita com cautela. Estes autores citam que na zona capilar, acima no nível de água, as pressões neutras decorrentes do processo de penetração, que são positivas ou nulas (u_1) enquanto que atrás do cone são negativas ou nulas (u_2) podem ser atribuídas a condições capilares transientes. Devido ao grau de saturação parcial ou total, em solos residuais com grãos finos, dependendo da umidade, infiltração e pluviosidade na época do ensaio.

Os trabalhos realizados por Viana da Fonseca et al. (2006) mostra que as classificações do CPTU estão desajustadas, se vistas a luz da distribuição granulométrica, demonstrando as particularidades destes solos residuais e a necessidade urgente de adaptação das formulações convencionais desenvolvidas inicialmente para solos sedimentares. Porém, no caso de avaliação do grau de cimentação tem-se obtido bons resultados na caracterização deste parâmetro.

Neste caso, Viana da Fonseca et al. (2006) sugerem a aplicação de um parâmetro de resistência mecânica mais simples, utilizados nos ensaios de campo tradicionais, como q_c e N_{60} , confrontados com o módulo de cisalhamento máximo G_o .

A relação G_o/q_c fornece uma medida de razão entre a rigidez elástica e a resistência última, sendo de esperar que está mesma aumente com idade geológica no caso dos solos sedimentares (com reflexo nos imbricamentos secundários nas areias, por exemplo) e (ou) com a cimentação (no caso de solos residuais). Uma vez que estes aspectos

afetam muito mais o valor de G_0 que o de q_c . Esta razão deve ser adimensionada para que possa ter aplicação mais universal, portanto sugere-se que se faça a representação em função do parâmetro de estado:

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (10)$$

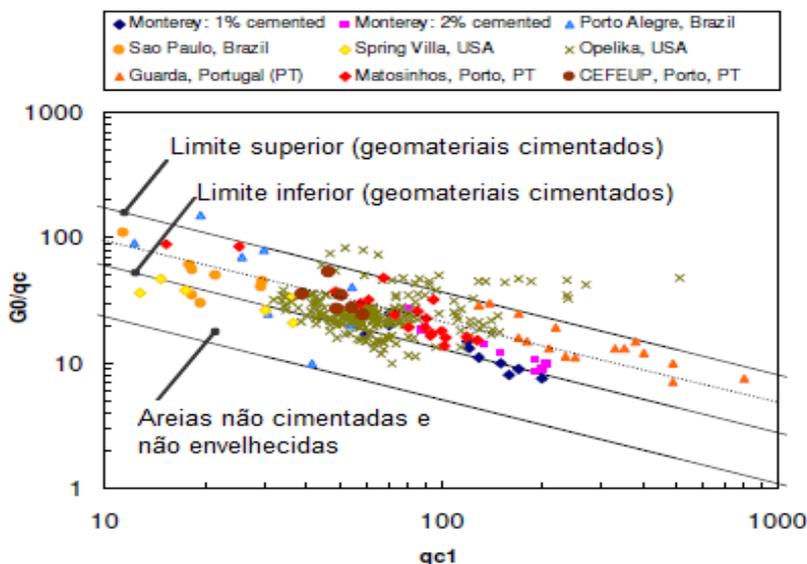
Sendo:

q_{c1} a resistência de ponta normalizada e

p_a a pressão atmosférica.

A partir dos dados de G_0 e q_c ao longo da profundidade é possível definir esta razão que pode ser aplicada para avaliação direta da história de tensões, grau de cimentação entre outros. Os resultados de ensaios CPT provenientes de campos experimentais distintos em solos residuais aliados aos resultados obtidos por Viana da Fonseca et al (2006) e de areia *Monterey* artificialmente cimentada, foram compilados num gráfico que pode ser visto na Figura 40.

Figura 40 - Relação entre G_0 e q_c para solos residuais



Fonte: Schnaid et al., 2004.

As variações observadas de G_o com q_c podem ser expressas através de um limite superior e inferior conforme equações a seguir. Sendo que o limite superior representa o material cimentado e o limite inferior o material não cimentado.

$$\begin{aligned}
 G_o &= 800 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \text{limite superior: material cimentado} \\
 G_o &= 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{limite superior: material cimentado} \\ \text{limite inferior: material não cimentado} \end{array} \right. \\
 G_o &= 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \text{limite inferior: material não cimentado} \quad (11)
 \end{aligned}$$

Nas bibliografias pesquisadas existem diversas referências para determinação de G_o através de correlações com outros ensaios (BARROS & HACHICH 1996, VIANA DA FONSECA ET AL. 1997b, 1998, 2003, 2004, 2006, GIACHETI & DE MIO, 2008). Logicamente, todas estas propostas têm uma parcela de erro acumulado e o ideal seria determinar G_o diretamente *insitu* através de um ensaio sísmico, porém, devido a limitações, podem-se aplicar estas relações com relativo grau de sucesso. Recentemente, Viana da Fonseca (2012) apresentou uma maneira de determinar G_o para solos granulares, ou seja, $I_C \leq 2,6$. Posteriormente, os resultados desta equação serão comparados com as medidas sísmicas *in loco* realizadas nesta pesquisa.

$$G_o = 0.0188 [10^{(0,55I_c + 1,68)}] (q_t - \sigma_{vo}) \quad (12)$$

2.2.6 Correlações existentes entre CPT e DMT

Recentemente, busca-se interpretar o tipo de comportamento do solo (*SBT-soil behavior type*) pelos índices I_C e I_D . E ainda relacionar outras informações obtidas em cada método (exemplo resistência de ponta, razão de atrito e índices do DMT). Fazendo uma compilação de várias publicações de resultados de ensaios CPT e DMT executados no mesmo local (lado a lado), mesma camada e em diferentes solos ao redor do mundo, observa-se pouca variação nos parâmetros obtidos pelo diferentes métodos em cada material particular. Estes dados podem ser vistos na Tabela 2 (ROBERTSON, 2009). Infelizmente, alguns resultados de pesquisas publicadas não incluem registros automatizados e os parâmetros tem que ser obtidos por meio de gráficos o que limita a consideravelmente a referida Tabela 2.

Tabela 2- Publicações de resultados de ensaios CPT e DMT

No.	Site	Soil	Reference	Depth range (m)	DMT range I_D	DMT range K_D	DMT range E_p/σ'_v	CPT range Q_{11}	CPT range F_r (%)	CPT range I_c
1a	McDonald's Farm, BC, Canada	Deltaic sand	Campanella and Robertson 1991	5–12	3.0–8.0	2–6	200–600	40–120	0.3–0.6	1.6–1.9
1b	McDonald's Farm, BC, Canada	Soft silty clay	Campanella and Robertson 1991	17–30	0.2–0.3	2–3	14–30	2–4	1.5–2.5	3.3–3.6
2 ^a	Bothkennar, U.K.	Soft clay	Mayne 2006	3–15	0.3–0.4	2–3	15–35	4.5–6	1.0–2.0	2.9–3.2
3 ^a	Amherst, MA, U.S.A.	Soft varved sensitive clay	Mayne 2006	6–10	0.2–0.3	3.5–5	20–40	4–6	1.0–2.5	3.1–3.3
4 ^a	Ford Center, IL, U.S.A.	Soft glacial clay	Mayne 2006	7–16	0.1–0.3	3–5	10–40	4–6	1.5–3.0	3.1–3.3
5a	Venice Lagoon, Italy	Medium dense sand	Marchetti et al. 2006	4–5	4.0–6.0	3–6	400–600	80–100	0.4–0.6	1.6–1.8
5b	Venice Lagoon, Italy	Soft clayey silt	Marchetti et al. 2006	29–30	0.3–0.5	2–3	20–50	5–7	2.0–3.0	3.0–3.3
6	Zelezny Mine, Poland	Loose silty sand–tailing	Mlynarek et al. 2006	5–20	2.0–4.0	1.2–2.5	130–200	40–80	0.5–0.9	1.8–2.1
7	Hydraulic Fill, Brazil	Loose silt and fine sand–fill	Penna 2006	4–8	0.2–0.3	2–3	14–30	5–8	1.5–3.0	2.9–3.3
8 ^a	Baton Rouge, LA, U.S.A.	Stiff fissured clay	Mayne 2006	10–30	0.5–0.8	4–10	80–175	10–20	2.5–3.0	2.8–3.0
9 ^a	Georgia Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand to sandy silt—residual soil	Mayne and Liao 2004	4–12	1.2–1.8	2.7–5.0	110–300	25–55	1.4–2.2	2.3–2.5
10 ^a	Alabama Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand, sandy silt—residual soil	Mayne and Liao 2004	2–10	1.1–1.6	4–5	150–250	35–45	4.0–5.0	2.5–2.7
11 ^a	North Carolina Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand to clayey silt—residual soil	Mayne and Liao 2004	2–12	0.7–0.9	3–6	70–180	12–30	7.0–9.0	2.9–3.2
12 ^a	Cooper Marl, SC, U.S.A.	Stiff cemented silt	Meng et al. 2006	20–30	0.2–0.4	6–10	40–140	15–20	0.9–1.2	2.5–2.7
13 ^a	Tainan, Taiwan	Silty sand	C. H. Juang and D.-H. Lee, personal communication, 2008	6–12	1.5–2.5	4–8	300–500	80–150	0.9–1.0	1.7–2.2
14 ^a	Tainan, Taiwan	Silty clay	C. H. Juang and D.-H. Lee, personal communication, 2008	4–8	0.3–0.6	2–4	30–50	8–12	2–3	2.9–3.1
15	Cowden, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglow 1988	4–10	0.5–0.7	5–10	100–150	20–60	1.5–2.5	2.5–2.7
16	Brent Cross, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglow 1988	2–10	0.4–0.8	5–15	100–200	20–45	2.0–3.5	2.6–2.8
17	Madingley, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglow 1988	2–12	0.5–0.8	8–16	100–300	30–50	3.5–6.0	2.6–2.9
18	Pisa Clay	Soft sensitive clay	M. Jamiolkowski, personal communication, 2008	12–20	0.2–0.3	3–4	30–50	5–7	0.4–1.0	2.9–3.1
19	Univ of Central Florida, U.S.A.	Sand to silty sand	Anderson et al. 2007	3–5	2.0–5.0	4–8	300–800	80–150	0.4–1.0	1.5–1.8

^aSites where digital data for both CPT and DMT were available.

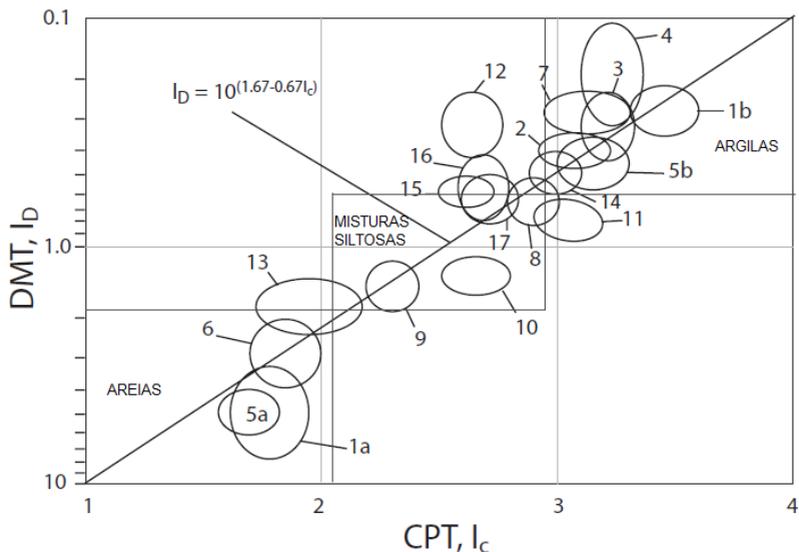
Fonte: Robertson, 2009.

Através da compilação dos resultados dos parâmetros normalizados dos ensaios CPT e DMT e seus respectivos índices de classificação de solos, I_C e I_D pode-se elaborar uma relação entre ambos. Como já mostrado anteriormente: I_C varia entre 1 e 4 e I_D varia entre 0.1 e 10.

O gráfico a seguir, na Figura 41 representa a relação entre $\log I_D$ e I_C . Onde cada grupo numerado corresponde a um tipo de solo mostrado na Tabela 2.

Os resultados poderiam ser apresentados individualmente, dentro de uma mesma camada e profundidade, para ensaios feitos lado a lado. Porém, devido a variações na estratigrafia das camadas e consistência dos solos, os dados obtidos poderiam gerar uma dispersão considerável. Por isso, representações e comparações de resultados obtidos pelos ensaios só devem ser feitos dentro da mesma camada e mesma profundidade quando ambos os métodos apresentarem perfil estratigráfico similar. No entanto, quando existe um grande número de resultados é comum analisar os valores obtidos dentro de uma mesma camada. Mas deve-se tomar cuidado, por exemplo, em depósitos de areias, a variações de compactidade ao longo da profundidade pode apresentar resultados muito diferentes entre os resultados. Para simplificar essa representação de dados comparativos é normal obter a média dos resultados dentro da mesma camada. A apresentação dos resultados pela média dos valores também auxilia na utilização de dados que não foram obtidos automaticamente (ROBERTSON, 2009).

Figura 41- Gráfico dos valores médios I_c e I_D obtido para ensaios CPT e DMT adjacentes



Fonte: Robertson, 2009.

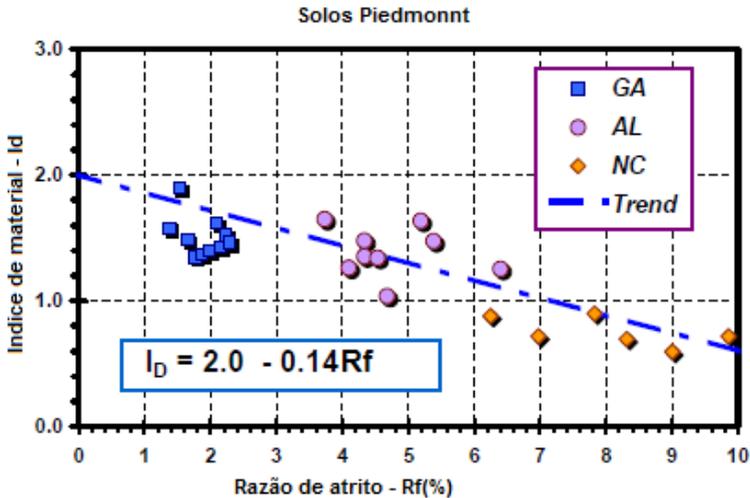
Esta relação, conforme a reta mostrada na Figura 41, é expressa através das seguintes equações (Robertson 2009):

$$I_c = 1.5 - 2.5 \log I_D \quad (13)$$

$$I_D = 10^{(1.67-0.67I_c)}$$

Mayne & Liou (2004), conforme a Figura 42 determinaram uma relação entre I_D e R_f do ensaio CPT para solos residuais *Piedmont*:

$$I_D = 2.0 - 0.14R_f \quad (14)$$

Figura 42 - Relação entre R_f e I_D para solos residuais Piedmont

Fonte: Mayne e Liou, 2004.

Estas relações não se encaixam perfeitamente para todos os dados apresentados na Tabela 2. Alguns solos, dependendo da geologia podem aceitar melhor a relação entre I_D e R_f . Os solos poucos ou normalmente adensados tendem a estar localizados na região central do gráfico mostrado na Figura 41. Mas para maioria dos casos, a relação entre I_c e I_D tende a apresentar melhores resultados do que a relação I_D e R_f .

Robertson e Wride (1998) indicam que o limite de comportamento de solos argilosos e arenosos (ou ainda silte arenoso para silte argiloso) ocorre com um $I_c = 2,6$. No caso do DMT este limite é de $I_D = 1,0$. Normalmente, as correlações são fundamentadas de acordo com o seguinte critério, para solos argilosos ($I_c > 2,6$, $I_D < 1,0$) e para solos granulares ($I_c \leq 2,6$, $I_D \geq 1,0$).

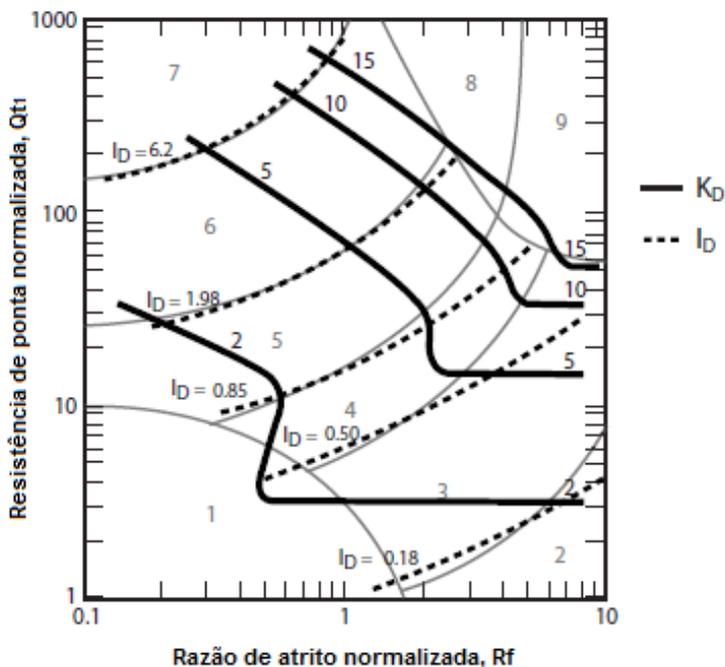
Após diversos estudos, os contornos aproximados da relação I_D e K_D do ensaio DMT foram aplicados para os limites de comportamento do solo através do gráfico normalizado $Q_{tl} \times R_f$ do ensaio CPT. Com isso foram estabelecidas as equações mostradas a seguir e o respectivo gráfico (Figura 43) com os limites comportamentais.

$$I_D = 10^{(1.67-0.67I_c)} \quad (15)$$

$$K_D = 0.3(Q_{t1})^{0.95} + 1.05 \text{ quando } I_C > 2.6$$

$$E_D/\sigma'_{vo} = 5 Q_{t1}$$

Figura 43 - Proposta para determinação de K_D e I_D sobre carta de classificação quanto ao comportamento do solo via CPT



Fonte: Robertson, 2009.

Conforme concluiu Viana da Fonseca (2012), a interpretação de ensaios *in situ* em solos, a exemplo do CPT, faz-se atualmente integrando duas perspectivas, uma teórica-analítica e a outra baseada em correlações empíricas. Ambas se desenvolveram em separado e independentes com base em necessidades específicas, mas calibradas em projetos de investigação em desenvolvimento. Assim, a disponibilidade de exaustiva documentação em argilas e areias de diversas origens permitiu construir um conjunto de correlações com resultados de ensaios *in situ*, como é o caso do CPT, dentro de um

quadro coerente. Os resultados foram e são validados a partir de ensaios de grande qualidade de laboratório sobre amostras indeformadas em paralelo com ensaios à escala real de obras geotécnicas. O que é necessário é um sistema unificado que se baseia em modelação numérica das obras utilizando modelos ajustados (no contexto da mecânica dos solos dos estados críticos). Recentemente, trabalhos de síntese expressos nas publicações de Robertson (2009) conduziram a certo número de novas correlações semi-empíricas que permitem estimar vários parâmetros geotécnicos chave, nomeadamente de resistência – a que se limitou esta comunicação, a partir de resultados do ensaio CPT. A maioria das correlações foi apresentada na forma de contornos (linhas de fronteira entre zonas tipo - SBTN) traçados num gráfico de zonas de comportamento baseadas em parâmetros normalizados ($Q_{tn}-R_f$).

2.2.7 Considerações especiais sobre a cravação dos ensaios de campo CPT e DMT

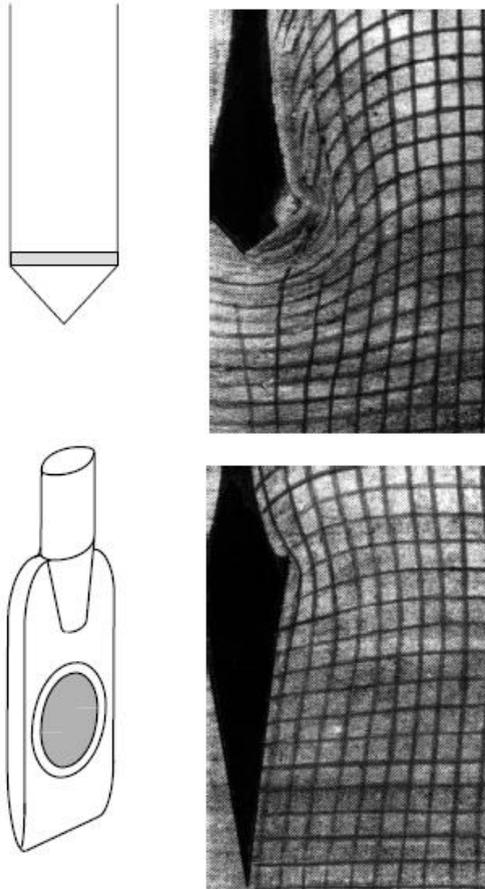
Na interpretação dos ensaios de cone e dilatômetro devem ser considerados os efeitos da amolgamento do solo devido a cravação da sonda. As estimativas de parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito, coesão, densidade, coeficiente de empuxo, entre outros) por meio dos ensaios de campo são afetadas pela penetração das ponteiros. Porém, mesmo assim é possível obter razoáveis estimativas se os efeitos da perturbação forem considerados no processamento dos resultados.

Por outro lado, a quantificação deste efeito, é extremamente difícil e o seu grau de influência, sob cada parâmetro geotécnico, é bastante diferente. Por exemplo, em solos residuais deve-se esperar que as estimativas de ângulo de atrito com base na densidade, granulometria e tensão vertical efetiva serão menos afetadas do que avaliações da história de tensões e coeficiente de empuxo onde a presença da cimentação é extremamente relevante. O dano produzido pela penetração da sonda é de difícil quantificação o que torna extremamente complicado a avaliação destes parâmetros pelos ensaios de campo.

Na avaliação de propriedades geotécnicas pelo ensaio CPT e DMT alguns aspectos devem ser considerados. O formato das sondas tem um efeito sob a perturbação do solo do entorno. A ponteira cônica do CPT afeta muito mais a estrutura original do solo do que a lâmina do ensaio DMT. Um exemplo das distorções

promovidas pela cravação das ponteiros em argilas pode ser observado nos trabalhos (Figura 44) de Baligh & Scott (1975).

Figura 44 - Influência da forma da sonda na perturbação do solo

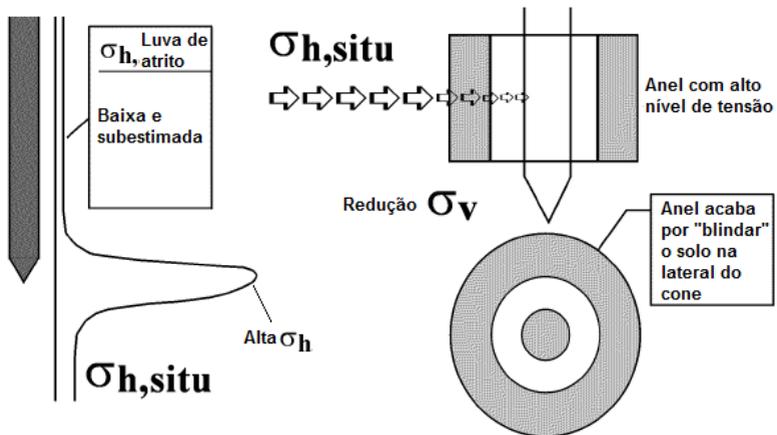


Fonte: Baligh & Scott, 1975.

Hughes & Robertson (1985) analisaram as tensões ao redor de uma ponteira cônica cravada em areias. Os resultados mostraram que acima da ponteira a tensão horizontal tem uma grande diminuição e, as medidas de atrito lateral não reproduzem as tensões originais. Na

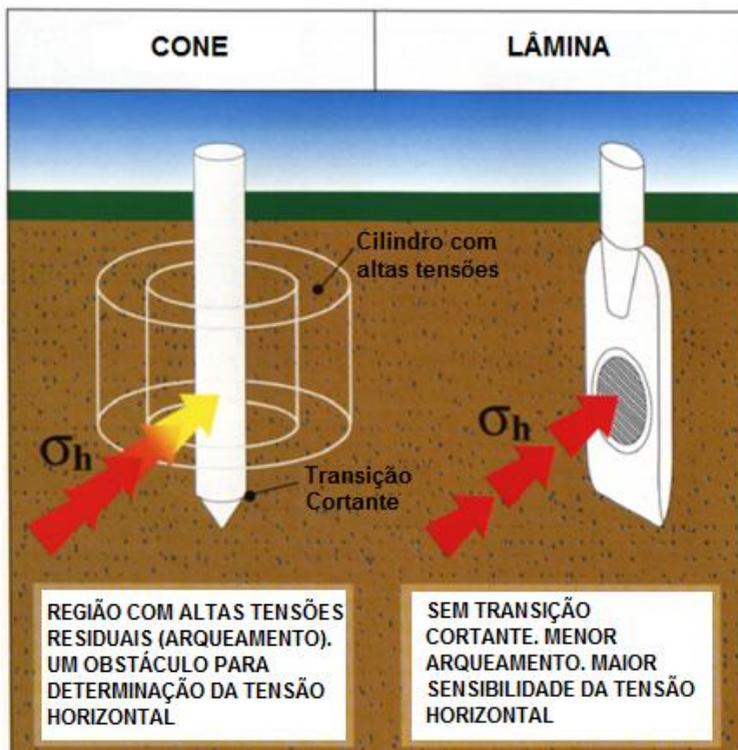
verdade, a tensão horizontal apresenta um pico próximo à ponta do cone e na lateral tem uma grande redução. Enquanto que, um “anel” com grande nível de tensão horizontal é formado pelo deslocamento de partículas promovido pela cravação do cone. Este anel com grande nível de tensão é um obstáculo que acaba por “blindar” o solo que fica em contato com a luva de atrito do cone, de maneira que a determinação da tensão horizontal é subestimada. A Figura 45 mostra os efeitos da cravação do cone sobre o nível de tensão horizontal.

Figura 45 - Efeitos da ponteira cônica sobre a tensão horizontal



Fonte: Hughes & Robertson, 1985.

Sobre estes aspectos, Marchetti (1994) afirma que a lâmina do DMT é a sonda que causa menor perturbação no solo devido a sua penetração. De fato, a própria concepção, em forma de uma lâmina delgada confere ao DMT menor resistência à cravação e, conseqüentemente provoca menos destruição da estrutura do solo. Outro ponto muito importante é na localização da membrana, na lateral da lâmina, o solo avaliado acaba estando muito menos perturbado do que no ensaio CPT. Em relação a tensão horizontal fica comprovado que a estimativa deste parâmetro é menos influenciado no ensaio DMT do que no ensaio CPT. Os efeitos de arqueamento de tensões provocado pelo CPT torna o ensaio DMT mais sensível à verificação da tensão horizontal *in situ*. Na Figura 46 podem-se observar as diferenças na previsão de σ_h .

Figura 46 - Influência do formato da sonda na estimativa de σ_h 

Fonte: Modificado de Marchetti, 1994.

Outra análise muito importante a ser considerada refere-se ao volume de solo solicitado pela contração da membrana (0,05 mm) e expansão (1,1 mm). As pressões necessárias para obter estas deformações na membrana (p_o e p_i) estão diretamente relacionado com a grandeza da tensão horizontal *in situ* e presença de eventuais cimentações preservadas.

Embora não rigorosamente correto, por causa das dimensões finitas da lâmina, para fins de análises, o movimento da partícula de solo é assumido ser restringido no plano da lâmina no entorno da membrana. Assume-se que o solo ao redor do dilatômetro é formado

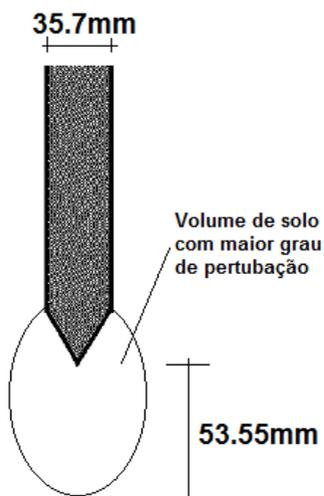
por dois semi-espaços elásticos. Considerando a teoria da elasticidade (Gravesen, 1960) e tendo a lâmina como plano de simetria, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular. Roque et al. (1988) inclusive, sugere coeficiente de capacidade de carga para determinação da resistência não drenada em argilas. Considerando-se, a membrana como uma sapata circular que carrega o solo até a ruptura.

Nesta direção, pode-se considerar a expansão da membrana do DMT como um carregamento lateral oriundo de uma sapata circular. O comprimento ou profundidade do bulbo de tensões formado por uma sapata circular é normalmente considerado como sendo 1,5 vezes o diâmetro da sapata. No caso do DMT, com uma membrana de 60 mm de diâmetro espera-se que o bulbo tenha pelo menos um comprimento de 90 mm. Aplicando a mesma analogia no CPT, espera-se um bulbo de pressões de aproximadamente 54 mm de comprimento. Desta forma, acredita-se que o volume de solo “testado” durante a expansão da membrana do DMT tenha menor nível de perturbação do que o ensaio CPT, por exemplo. O que pode refletir diretamente nas leituras e medidas dos índices do solo

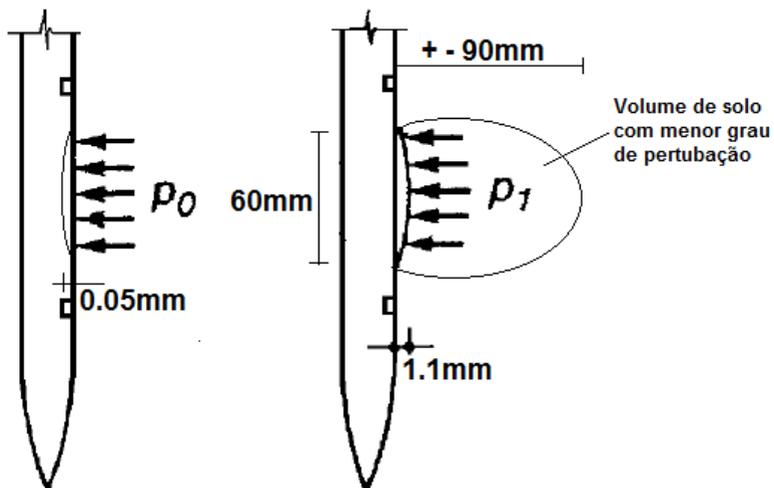
Na Figura47 o autor propõe este tipo de interpretação através de um desenho esquemático para solicitação provocada pela cravação do CPT e pela expansão do DMT.

Figura 47 - Representação da perturbação do solo na cravação do cone e pela expansão da membrana

CONE



LÂMINA



Fonte: Autor.

A cravação das ponteiros, tanto no ensaio CPT, como no DMT, afetam as cimentações em solos cimentados. No ensaio CPT, à medida que a ponteira avança na estrutura do solo, as cimentações são solicitadas e no interior do bulbo de pressões as mesmas vão sendo quebradas, de forma mais acentuada nas regiões onde as pressões são maiores e vice versa. Nesse ensaio, contudo, os efeitos das quebras das cimentações são captados nas leituras das instrumentações instaladas no cone, porém as leituras na luva de atrito devem ser mais afetadas pelos efeitos da perturbação do solo. Portanto, os parâmetros resultantes desse ensaio devem refletir, pelo menos na resistência de ponta, a estrutura do solo ainda no estado indeformado.

Para o ensaio DMT, no entanto, existe uma diferença importante, ou seja, a lâmina é cravada até certa profundidade e é parada para somente então serem realizadas as leituras. O bulbo de pressões originado pela lâmina durante a cravação afeta em maior ou menor grau as cimentações. As leituras de p_o e p_l somente são realizadas posteriormente. Observa-se na Figura 44 que a estrutura do solo é distorcida próximo da lâmina. A estrutura do solo é perturbada numa menor área no ensaio DMT, comparativamente ao ensaio CPT e, o volume de solo “testado” é maior no ensaio DMT. Entretanto, as leituras no ensaio DMT só são realizadas após a distorção do solo nas adjacências da lâmina, ao contrário do CPT. Portanto, a comparação de resultados de ensaios CPT e DMT deve sempre levar em consideração estes aspectos.

2.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

São através dos ensaios laboratoriais que as formulações geotécnicas teóricas são fundamentadas. Tem como vantagens a simulação de condições de carregamento e drenagem nas amostras e, com isso maior acurácia na determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos. Seus resultados são condicionados a boas amostragens e moldagem de corpos de prova.

2.3.1 Ensaio de caracterização física

Estes ensaios tem o objetivo de caracterizar aspectos físicos como o tamanho dos grãos, suas proporções, densidades, rigidez e plasticidade. Estes dados são fundamentais para identificação de

composição do solo e, por exemplo, no caso da utilização do peso específico do solo mais adequado para aplicação nas equações geotécnicas que determinam as tensões na massa de solo.

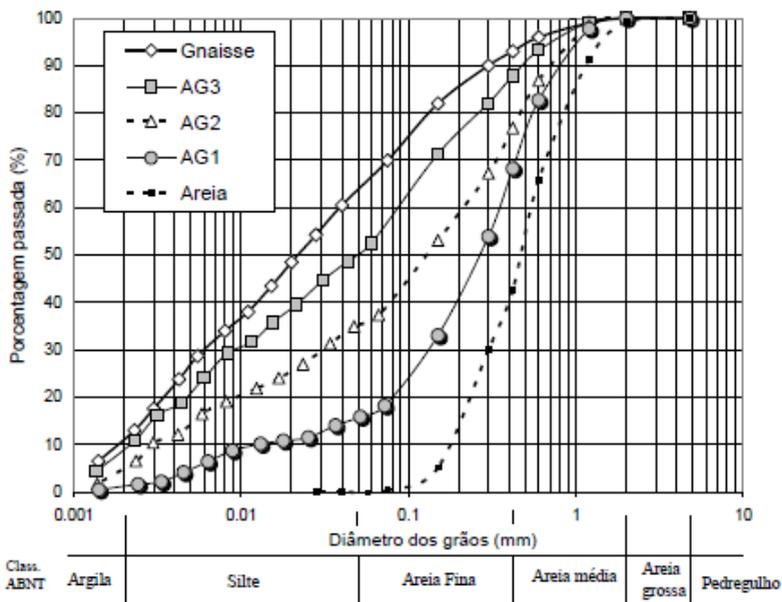
Para a caracterização física dos solos através de ensaios laboratoriais, foram realizados os ensaios de Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Plasticidade).

Esses ensaios se basearam nas seguintes normas brasileiras:

- Preparação para Ensaios de Compactação e Caracterização – NBR 6457/1986
- Análise Granulométrica – NBR 7181/1984
- Densidade Real dos Grãos – NBR 6508/1984
- Limite de Liquidez – NBR 6459/1984
- Limite de Plasticidade – NBR 7180/1984

Na Figura 48 é apresentada uma distribuição granulométrica de um trabalho desenvolvido por Cardoso Jr. (2006) em solos residuais de gnaisses do campo experimental da USP.

Figura 48 - Distribuição granulométrica de solo residual de gnaisses



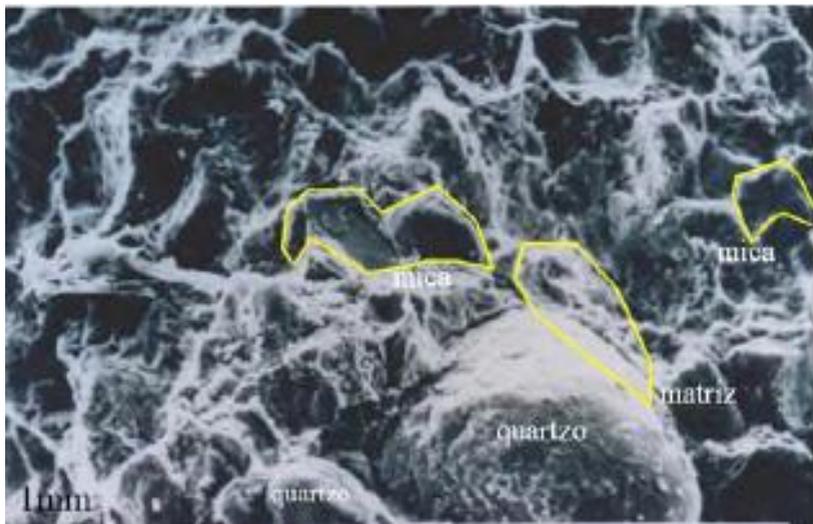
Fonte: Cardoso Jr., 2006.

2.3.2 Ensaios de caracterização microscópica e mineralógica

O uso da técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV) vem sendo utilizada para a observação da macroestrutura e da microestrutura de solos. Dessa forma, possibilita a visualização de estruturas reliquias e possíveis agentes cimentantes entre partículas.

Marques (1992) *apud* Oliveira (2011) apresenta um estudo da microestrutura de um solo residual de folhelho com base nas observações microscópicas. Segundo Marques, o solo apresenta níveis ferruginosos que aumentam sua resistência, ocorrendo fraturas com presença de óxido de ferro e concreções ferruginosas. Nesse estudo, Marques observou a presença de Al, Si (em maior quantidade), Ca, Fe, K, S e Mn. Possivelmente os elementos Ca e Fe encontram-se no agente cimentante do solo, sendo o Fe oriundo do hidróxido de ferro presente na matriz argilosa. A Figura 49 apresenta a textura deste solo residual de folhelho, evidenciando grãos de quartzo arredondados e pacotes de mica tabulares, envoltos em matriz argilosa.

Figura 49 - Textura de solo residual de folhelho obtida com MEV



Fonte: Marques, 1992, *apud* Oliveira, 2011.

Nos estudos de Sandroni (1981) *apud* Oliveira (2011), em solos residuais jovens de gnaiss, foi apresentada uma terminologia para separação das feições das microestruturas. Para descrever feições micro-estruturais de solos residuais jovens de gnaiss, Sandroni (1981) *apud* Oliveira (2011), apresentou uma terminologia dividindo as feições em tipos e subtipos. O autor se baseia na porcentagem de feldspato encontrada em rochas gnáissicas para propor essas unidades microestruturais. A Tabela 3 apresenta essa descrição.

Conforme Sandroni (1981) *apud* Oliveira (2011), as rochas com maior quantidade de feldspato resultam num solo com matriz caulínica contendo grãos de quartzo, pacotes de mica, feldspato menos alterado e partículas de areia ou silte envoltas por partículas finas. Os vazios intragrúpicos são de pequeno diâmetro, dentro dos conectores (agente cimentante), do material fino que envolve as partículas da matriz do solo. Na presença de uma menor quantidade de feldspato, os solos apresentam partículas de caulim, envolvendo o feldspato menos alterado em contato com agregados de quartzo e mica. À medida que o solo sofre uma maior alteração, persiste a presença de grão de quartzo, de pacotes de mica alterados e distorcidos e de agregações resultantes de mica e feldspato ligados entre si pelos agentes cimentantes compostos por grãos finos de Caulinita (conectores).

Tabela 3- Feições micro-estruturais de solos residuais jovens gnáissicos

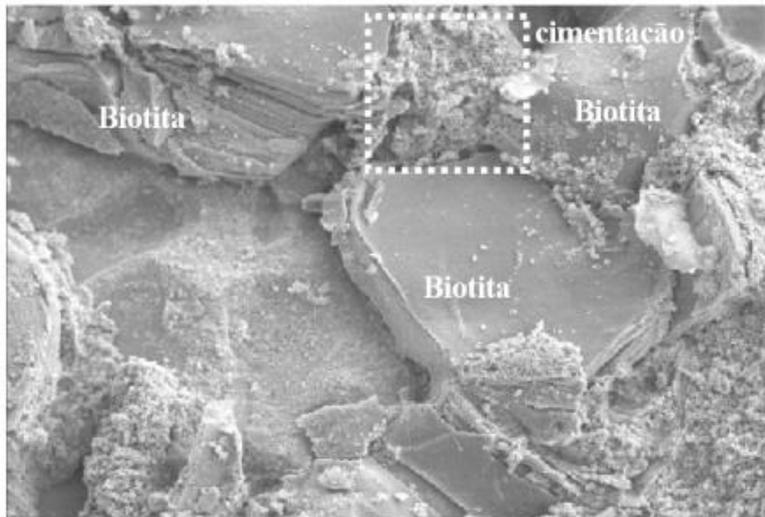
Tipo	Subtipo	Descrição
AEP - Arranjos Elementares de Partículas	Grão	Partículas Individuais – tamanho areia ou silte
	Agregações	Núcleo de Partículas que age efetivamente como unidade micro estrutural
GPF - Grupos de Partículas Finas	Conector	Grupo de partículas finas colocado como ponte entre grãos de areia, grãos de silte e agregações.
	Casulo	Grupo de partículas finas que envolvem grãos de areia ou silte
	Matriz	Grande associação de partículas finas formando pano de fundo da microestrutura

Tipo	Subtipo	Descrição
Poros	Intra-elementar	Poros no interior de AEP
	Intragrupais	Poros no interior de GPF
	Intergrupais	Poros entre AEP e GPF

Fonte: Sandroni, 1981, apud Oliveira, 2011.

Oliveira (2011) analisou um solo residual jovem de gnaiss aonde conseguiu identificar os minerais Quartzo e o Feldspato e, principalmente a xistosidade da Biotita e a produção de ferro devido ao seu intemperismo. O hidróxido de ferro foi identificado como o agente cimentante na ligação da Biotita. Na Figura 50 podem ser observadas as feições micro-estruturais de um solo residual jovem de gnaiss, inclusive com a observação da cimentação (conector) entre os grãos de Biotita.

Figura 50 - Pacotes de biotita ligados por agente cimentante, obtida através de MEV



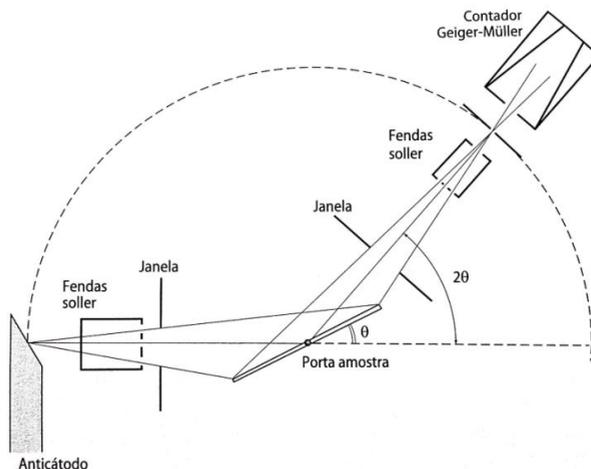
Fonte: Oliveira, 2011.

A avaliação dos elementos químicos dos materiais pode ser realizada através da espectrometria de dispersão de energia (EDS ou

EDX). É um método analítico para caracterização química de uma amostra. Sua avaliação é feita pela interpretação da resposta das partículas pela incidência de espectros de raios-X. A capacidade de caracterização se baseia no princípio que cada elemento químico tem uma estrutura atômica única, de maneira que os raios-X emitidos são característicos desta estrutura, identificando assim o elemento químico.

Um dos métodos mais utilizados para identificação dos minerais presentes no solo é o ensaio de difração de raios-X (DRX). É uma técnica sofisticada que incluem o exame de minerais por difração de raios X, utilizando, por exemplo, a difratometria. A Figura 51 apresenta o esquema de funcionamento de um difratômetro de raios-X, no qual a radiação emitida por um anticátodo é definida por um sistema de fendas (soller) e de janelas dispostas antes e depois das amostras. A amostra é uma camada de pó mineral colocada sobre uma lâmina de vidro que gira uniformemente em torno de um eixo. Para um ângulo de incidência θ , o ângulo medido pelo contador será 2θ . Assim, obtém-se a curva de intensidade dos raios X difratados em função do ângulo de rotação (MENEZES, 2012).

Figura 51 - Esquema de funcionamento de um difratômetro de raios-X



Fonte: Menezes, 2012.

O difratograma obtido é a resposta dos planos atômicos dos minerais à radiação de raios-X, segundo a Lei de Bragg – equação 16.

$$n \times \lambda = 2 \times d \times \text{sen}\theta \quad (16)$$

Onde:

n é um número inteiro [-];

λ é o comprimento de onda da radiação [pm];

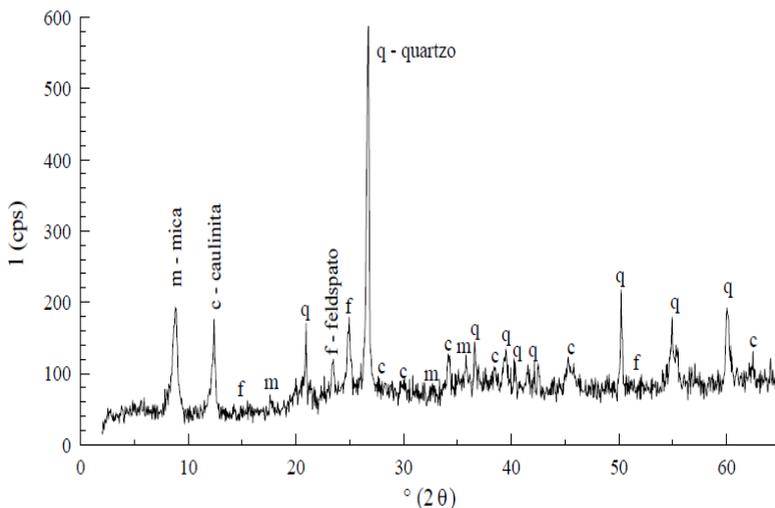
d é a distância entre os planos atômicos, o qual constitui uma característica intrínseca do mineral [-].

A interpretação dos resultados é realizada de acordo com as distâncias basais encontradas por Resende et al. (2005), Mitchell (1993) e Santos (1975). As análises devem levar em conta alguns aspectos:

- Alguns grupos distintos de argilo-minerais podem possuir uma mesma distância basal (por exemplo, esmectita e vermiculita);
- O espectro pode apresentar picos de distância basais de 14 e de 7A^o(angstrom), acusando presença de caulinita e existindo apenas o mineral de 14A^o, sendo o pico de 7A^o resultado da reflexão de átomos presentes em uma camada no meio do mineral;
- Se o mineral Quartzo fosse ensaiado, apresentaria pico de intensidade muito elevado no espectro da difração de raios-X, camuflando os resultados dos demais minerais de picos menores.

A Figura 52 apresenta um difratograma de um solo residual de gnaiss (Cecilio Jr., 2009), o qual identificou, além dos minerais Quartzo (q) e Feldspato (f), também a presença de argilo-minerais como, a Mica (m), Caulinita (c) e Esmectita (e).

Figura 52 - Difratoograma de raios-X de um solo residual de gnaisses



Fonte: Cecilio Jr., 2009.

Rigo (2000) realizou análises de difração de raios-X em um solo saprolítico de basalto do Rio Grande do Sul, o qual permitiu avaliar a influência do nível de intemperismo na composição mineralógica e na microestrutura do solo. O nível de intemperismo foi avaliado pela composição entre minerais primários (preservados da rocha) e minerais secundários (provenientes da alteração dos minerais primários, ou da lixiviação de materiais provenientes de camadas superiores).

Para esse solo analisado, o autor observou um alto grau de intemperismo, com 100% de minerais secundários no solo saprolítico de basalto. Este concluiu que todos os minerais primários sofreram alteração, não restando a estrutura original da rocha (basalto). Bernades (2003), através da difração de raios-X, avaliou duas amostras de gnaisses e encontrou os minerais mostrados na Tabela 4. Nas amostras calcinadas, a Caulinita não é identificada porque a calcinação provoca o colapso da Caulinita porque acima da temperatura de 450° C, este mineral desaparece e se transforma em Silicatos de Alumínio.

Tabela 4 - Análises de difração de raios-X (adaptado de Bernades, 2003)

Análise das amostras naturais	Amostras orientadas (glicolada)	Amostras orientadas (calcinação)
Montmorilonita Ilita Caulinita	Montmorilonita Ilita Caulinita	Montmorilonita Ilita

Fonte: Adaptado de Bernades, 2003.

O desafio da identificação dos argilo-minerais numa argila é facilitado quando a amostra é pura, isto é, contém apenas um argilo-mineral. Misturas de argilo-minerais de vários grupos apresentam dificuldades, quer pela possibilidade de interferência nos diversos métodos de identificação, quer pelo fato de determinados argilo-minerais não serem detectáveis abaixo de determinado teor na amostra, teor este que varia de argilo-mineral e com o método do ensaio. No caso de argilo-minerais puros, a difração de raios-X, por exemplo, pode ser suficiente. No caso de misturas, o emprego de outros métodos é recomendável, pois cada um pode fornecer um dado, de cujo conjunto a composição mineralógica pode ser determinada com maior precisão (SOUZA SANTOS, 1989).

2.3.3 Ensaio de permeabilidade

A verificação das condições de drenagem é importante para entendimento do comportamento do solo residual. A permeabilidade dos solos pode ser medida *in loco* ou através de coleta de blocos indeformados para ensaio em laboratório. O coeficiente de permeabilidade (k) indica a velocidade com que um líquido percola pelos vazios do solo, normalmente, em cm/s ou em m/s.

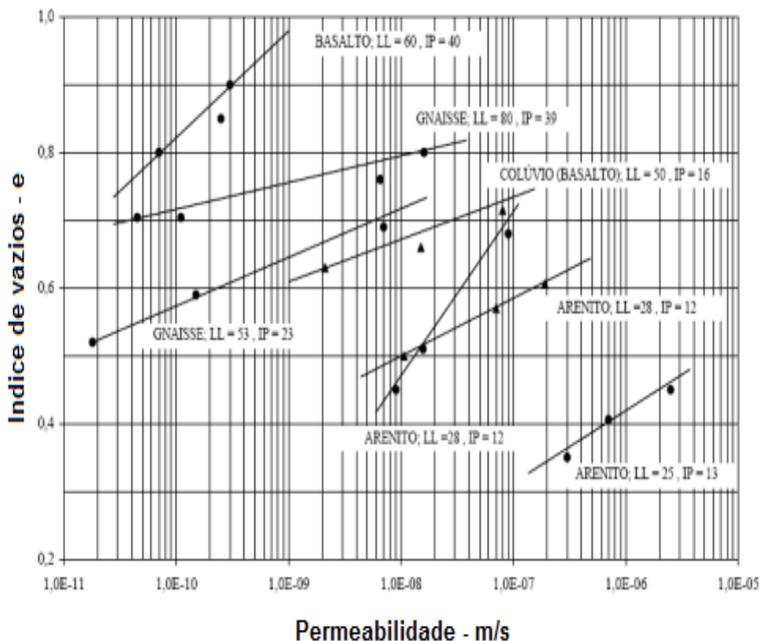
A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser realizado através do ensaio de permeabilidade de carga variável. No Brasil este ensaio é normatizado pela NBR 14545/2000. Esta técnica refere-se a moldagem de um corpo de prova cilíndrico que é colocado dentro de um permeâmetro. No topo e na base existem duas superfícies drenantes e o espaço entre o corpo de prova e a parede do permeametro é preenchido com bentonita.

O ensaio consta de uma etapa de saturação que deve ser realizada no sentido base-topo visando a saída do ar dos vazios do

solo por meio de aplicação de carga piezométrica. Na etapa de percolação, o sentido do fluxo é invertido e é medida a variação da carga piezométrica em função do tempo.

A permeabilidade dos solos é influenciada pela granulometria, índice de vazios, estrutura, temperatura e viscosidade do líquido que percola. Na Tabela 5 são mostrados alguns valores típicos de permeabilidade para solos residuais brasileiros.

Tabela 5 - Valores de “k” para solos residuais brasileiros



Fonte: Vargas, 1977.

2.3.4 Ensaio de compressão confinada

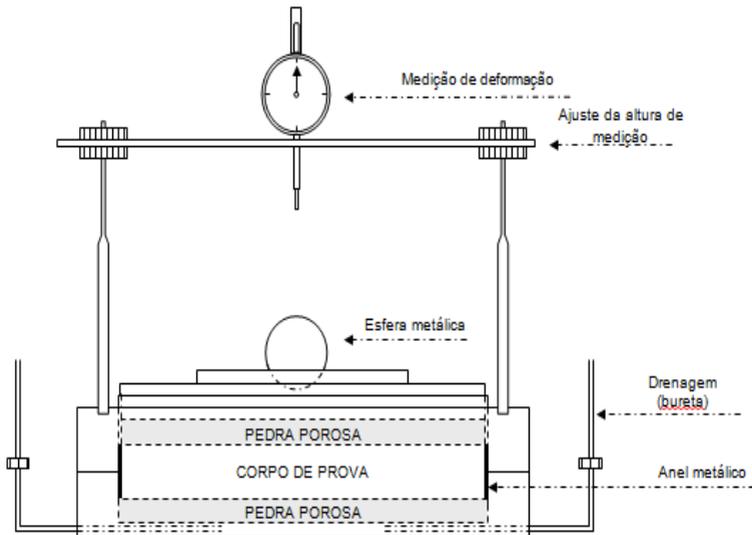
A rigidez do solo em questão será avaliada pelo ensaio de compressão confinada unidimensional. O ensaio de compressão confinada, além de ampliar o entendimento sobre o comportamento de tensão x deformação, possibilita conhecer um pouco sobre a evolução do solo com base na sua razão de préadensamento (OCR).

Também permite a determinação de uma série de parâmetros, dentre os quais a tensão de préadensamento, o índice de compressão primária (C_c), índice de recompressão (C_r), o coeficiente de consolidação vertical (C_v), permeabilidade (k) e OCR.

O ensaio é normatizado pela NBR12007. De uma forma geral, na realização deste ensaio, uma amostra de solo indeformada é moldada em um anel rígido de dimensões conhecidas, para logo em seguida ser colocada (amostra + anel) em uma célula de adensamento que impede qualquer deformação horizontal do solo. O conjunto amostra + anel + célula é colocado em um sistema para receber as cargas axiais. O carregamento é feito em estágios onde se registram as deformações verticais para determinados intervalos de tempo. A carga de um estágio sucessivo é sempre o dobro do estágio anterior. As leituras de deformações verticais são feitas durante 24 horas.

Normalmente, o ensaio é feito na condição inundada e principalmente utilizado para solos sedimentares moles para avaliação do processo de adensamento. Em solos residuais, as pesquisas buscam verificar principalmente o estado de cimentação remanescente da rocha mãe. Porém, em solos residuais devido ao processo de formação inverso, com decomposição do solo devido ao processo de intemperismo, aumento do índice de vazios e quebra parcial de cimentações, a pressão é chamada de tensão de pré adensamento virtual. Detalhes do equipamento podem ser observados na Figura 53.

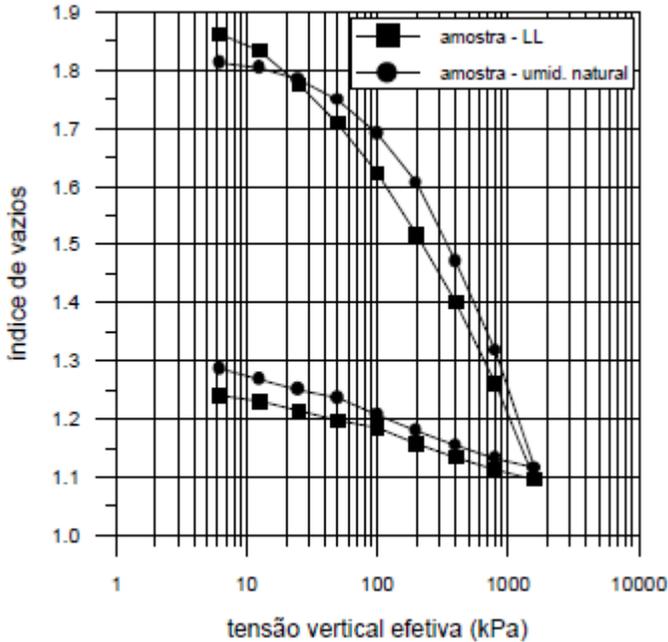
Figura 53 - Célula onde é realizado o ensaio de compressão confinada



Fonte: Higashi & Espíndola, 2011.

Adiante, na Figura 54, é apresentada uma curva de compressibilidade de um solo residual de basalto com amostras remoldadas no teor de umidade natural e no teor de umidade do limite de liquidez. Nota-se que a grau de umidade do solo residual interfere na rigidez do material.

Figura 54 - Curva de compressibilidade de um solo residual saprolítico de basalto



Fonte: Denardin, 2005.

2.3.5 Ensaios de resistência

A resistência ao cisalhamento do solo estudado será avaliada pelo ensaio de cisalhamento direto, compressão triaxial e compressão diametral, essa última mede a resistência a tração.

2.3.5.1 Ensaio de compressão diametral

Conforme já apresentado, a cimentação das partículas de solo originada da rocha matriz afeta o comportamento mecânico do solo. O conhecimento das cimentações que existem entre as partículas é importante para verificação da parcela de contribuição em relação a resistência total do solo e também na sua influência sobre a rigidez do solo.

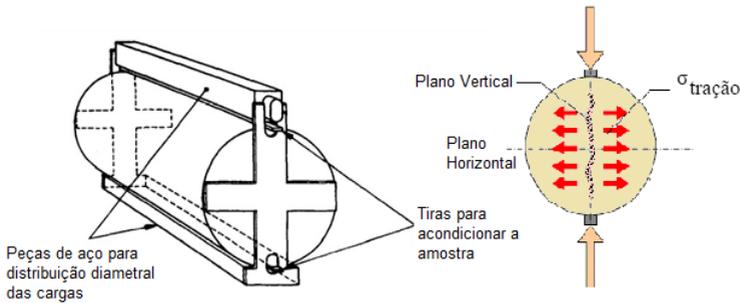
A cimentação pode ser determinada por ensaios que avaliem as tensões de tração no contato entre os grãos. A existência de

coesão verdadeira oriundas de solos residuais 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.

Existem diversas técnicas para determinação desta parcela de resistência em laboratório, uma delas é a medida da resistência a tração. No Brasil, o ensaio de compressão diametral é baseado na norma NBR 7222/91. Refere-se ao ensaio de compressão diametral (*Brazilian Test*) no qual mede-se a resistência a tração indiretamente através de aplicação de uma força de compressão no eixo diametral da amostra. 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.

O ensaio consiste no carregamento de amostras cilíndricas (altura h e diâmetro d), carregado ao longo de duas placas rígidas paralelas, uma oposta à outra, no sentido do seu diâmetro. A ruptura é atingida ao longo do plano vertical diametral, conectando os dois lados carregados. Esta técnica apresenta como vantagem a facilidade na preparação das amostras e o equipamento utilizado é o mesmo do ensaio de compressão simples. Com aplicação da força axial de compressão é provocada a ruptura da amostra no sentido diametral, ou seja, através de tração indireta. O modo de ruptura não é afetado pelas condições da superfície de contato da amostra, com tensões de tração perpendicular e, praticamente uniformes que atuam ao longo do plano diametral. A Figura 55 apresenta um detalhe do equipamento utilizado para realização do ensaio de compressão diametral.

Figura 55 - Detalhe do equipamento para realização do ensaio de compressão diametral



Fonte: Autor

A avaliação da resistência à tração σ_T [kPa] é feita através da equação (17).

$$\sigma_T = \frac{2 \times F_c}{\pi \times d \times l} \quad (17)$$

Onde:

F_c é a força de compressão aplicada [kN];

d é o diâmetro do corpo de prova [m];

l é o comprimento do corpo de prova [m]

Diversas pesquisas e trabalhos foram realizados para avaliação da resistência à tração em solos residuais, entre eles os trabalhos de Maccarini (1987), Sandroni (1990), Villar (2002), Boehl (2011).

Guinea *et al.* (2000) *apud* Villar (2002) recomenda o ensaio brasileiro para medição de resistência à tração por ter sido ele, em comparação com outros ensaios, o que apresentou os menores efeitos de escala nos estudos que realizaram.

Boehl (2011), em estudos em solos residuais de granito de Florianópolis em condições naturais e inundadas a resistência a tração variou, respectivamente, entre 9,39 a 60,48 kPa e 1,87 a 35,85 kPa.

Maccarini (1987) realizou ensaios de compressão diametral em amostras artificialmente cimentadas. Essas amostras eram previamente saturadas e submetidas à compressão isotrópica com

diferentes tensões confinantes. O objetivo era medir a perda de resistência à tração após a compressão. Os resultados indicaram que a quebra das cimentações começou a ocorrer com tensões efetivas de 200 kPa. Para a tensão de 1000 kPa, a resistência a tração ainda era de aproximadamente 20% da resistência a tração inicial. Desta forma, ocorreu uma perda gradual da cimentação.

2.3.5.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é um método empregado para determinação das propriedades de resistência ao corte ao cisalhamento do solo. As principais informações são o ângulo de atrito e coesão do solo. A norma utilizada para realização do ensaio de cisalhamento direto foi a ASTM 3080. Para execução deste ensaio é feito a moldagem de um corpo de prova indeformado num molde metálico de aproximadamente 10 cm x 10 cm e 2 cm de altura.

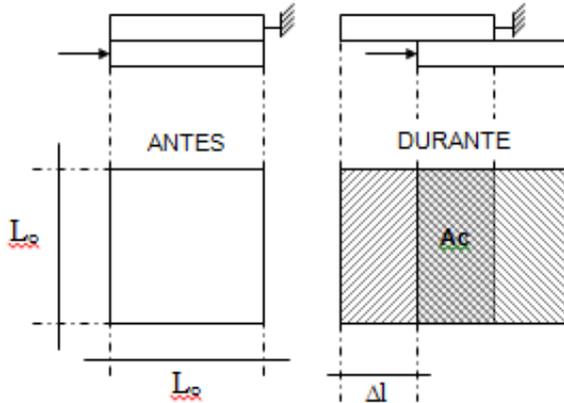
Após a transposição do corpo de prova para caixa bipartida de cisalhamento é aplicado uma tensão normal com objetivo de consolidar o solo. São aplicadas tensões normais padronizadas ou modificadas a um caso particular. Com auxílio de um dispositivo de medida de deslocamento vertical é verificado a consolidação do material.

Finalizado a etapa de consolidação é iniciada a fase de ruptura onde através de aplicação de um esforço horizontal na caixa, rompe o solo por cisalhamento. O ensaio pode ser feito em condições inundadas e não inundadas. Com auxílio de transdutores de deformação vertical, horizontal e de células de carga são tomadas as leituras para que possa ser gerada a envoltória de ruptura do solo.

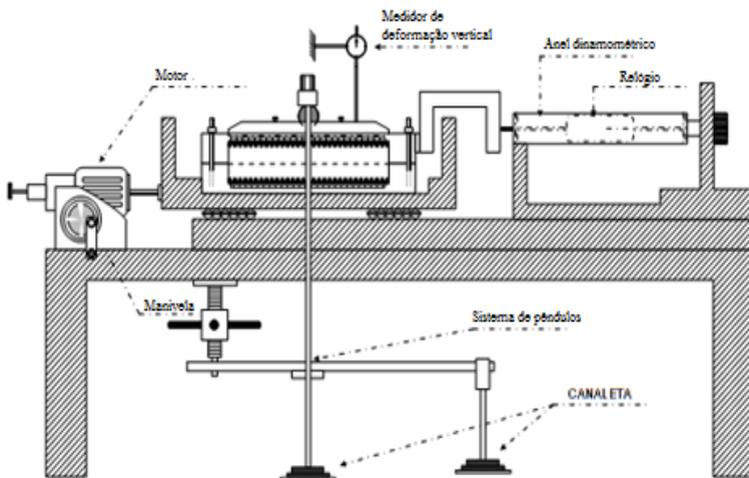
Os detalhes das amostras e do equipamento podem ser observados na Figura 56.

Figura 56 - Detalhes a) da amostra e b) do equipamento de cisalhamento direto

a)



b)

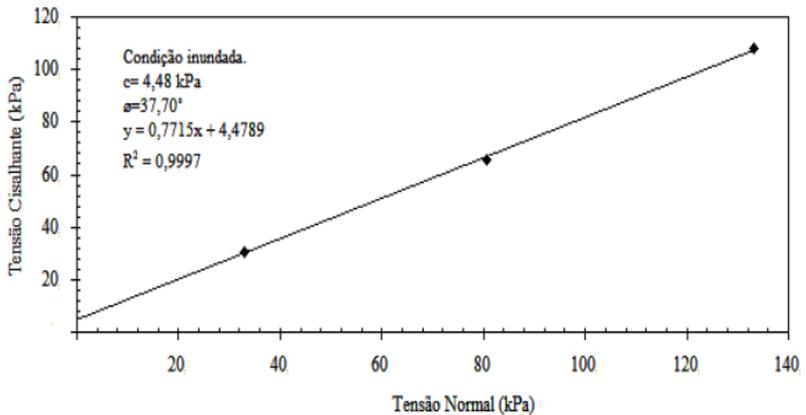


Fonte: Higashi & Espíndola, 2011.

Após correção da área e definição da deformação horizontal onde ocorre o cisalhamento podem ser obtidos pares de valores de σ (tensão normal) e τ (tensão cisalhante) que plotados de forma gráfica permitem obter a coesão e o ângulo de atrito do solo.

Na Figura 57 pode-se observar um resultado de ensaio CD realizado em solo residual de granito de Florianópolis/SC realizado por Boehl (2011).

Figura 57 - Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência obtidos em um ensaio de cisalhamento direto em solo residual de granito



Fonte: Boehl, 2011.

2.3.5.3 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é constituído por uma câmara cilíndrica, de parede transparente, no interior da qual a amostra é posicionada e envolvida por uma membrana de borracha muito delgada. Na base e topo da amostra são posicionadas pedras porosas que permitem a entrada de água para saturação do solo.

Normalmente, na base inferior do cilindro, por intermédio de uma placa rígida ligada a um motor, permite a aplicação de uma pressão σ_1 (pressão vertical) na amostra. A câmara cilíndrica é preenchida por água, possibilitando assim a aplicação de σ_3 (pressão de confinamento), onde $\sigma_3 = \sigma_2$.

Na realização da compressão triaxial, algumas vantagens e limitações podem ser listadas:

- A superfície de ruptura tem um grau de liberdade maior, podendo romper livremente;
- O equipamento permite a medição da pressão neutra durante a ruptura;

- determina a resistência ao cisalhamento não somente sob condições drenadas, mas também sob condições não drenadas;
- Ensaio que necessita de muitos cuidados para evitar a perturbação da amostra e é considerado relativamente complexo para a sua execução devido a grande quantidade de registros necessários.

O ensaio propriamente dito tem duas etapas básicas: a consolidação e a ruptura. Porém, primeiramente é necessário garantir que os vazios do solo estejam preenchidos com água, esta etapa é chamada de saturação. Na etapa de saturação deve-se aplicar uma pressão externa, variando de $100\text{kPa} \leq \sigma_3 \leq 200\text{kPa}$ e pressão neutra interna (u) de igual grandeza. Este procedimento visa por contra-pressão provocar a entrada de água nos vazios do solo. Esta carga permanece aplicada na amostra, durante 24 horas, no mínimo. Este procedimento tem o objetivo de saturar a amostra de solo.

Logo após, determina-se o coeficiente B , segundo Head (1980), para verificar os valores correspondentes de saturação da amostra de solo no ensaio de compressão triaxial.

Para a determinação do parâmetro B , fecha-se a drenagem, aplica-se um incremento de pressão ($\Delta\sigma_3$) de aproximadamente 20kpa ou menos na amostra de solo e verifica-se o quanto deste incremento é transferido para a pressão interna (pressão neutra), possibilitando o emprego da seguinte equação:

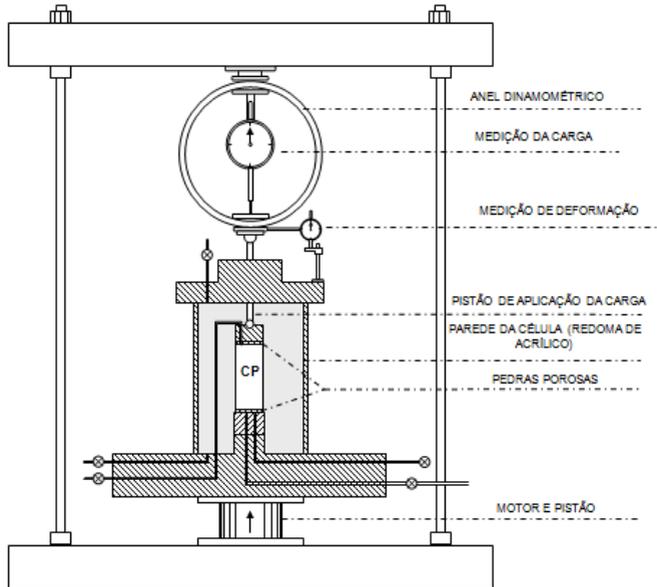
$$\frac{\Delta\sigma_u}{\Delta\sigma_3} = B \quad (18)$$

Head (1980) comenta que o parâmetro de saturação mais comumente aceito ($B=0,97$) é obtido facilmente para solos moles, mas não é suficiente para justificar a saturação total do solo. O valor ideal de B seria a unidade, porém, dependendo do material este valor é bastante variável, sendo aceitos normalmente, valores no intervalo $0,95 < B < 1$.

Em função da maneira como se executam as etapas de consolidação e ruptura, os ensaios convencionais são classificados em: consolidado isotropicamente e drenado (CID), não consolidado e drenado (UD), consolidado isotropicamente e não drenado (CIU)

e, não consolidado e não drenado (UU). Na Figura 58 a seguir podem ser observados os detalhes do equipamento triaxial.

Figura 58 - Detalhes do equipamento triaxial



Fonte: Higashi & Espíndola, 2011.

2.3.5.4 Ensaio CD

Para o 1° estágio de consolidação do corpo de prova é necessário que sejam aplicadas cargas σ_1 e σ_3 ($\sigma_1 = \sigma_3$) com drenagem aberta. Para o 2° estágio de ruptura em condições drenadas, deve-se manter constante o valor de σ_3 no corpo de prova, e elevar σ_1 até o rompimento com a drenagem aberta. Apesar de sempre ocorrer a variação de volume do corpo de prova (contração ou dilatação) durante o cisalhamento, o valor do excesso de pressão neutra (ou pressão neutra somente) será zero ($\Delta u = 0$).

2.3.5.5 Ensaio CU

Deve-se considerar o mesmo procedimento do 1° estágio de consolidação explicado anteriormente. Para a realização do 2°

estágio, ou seja, ruptura sob condições não drenadas, deve-se manter constante o valor de σ_3 e elevar σ_1 até o rompimento com a drenagem fechada. Durante o cisalhamento não ocorre a variação de volume, uma vez que a drenagem encontra-se fechada. Desta forma, existe variação de pressão neutra ($\Delta u \neq 0$), devido ao fato de o ar comprimir e a água não.

2.3.5.6 Ensaio UU

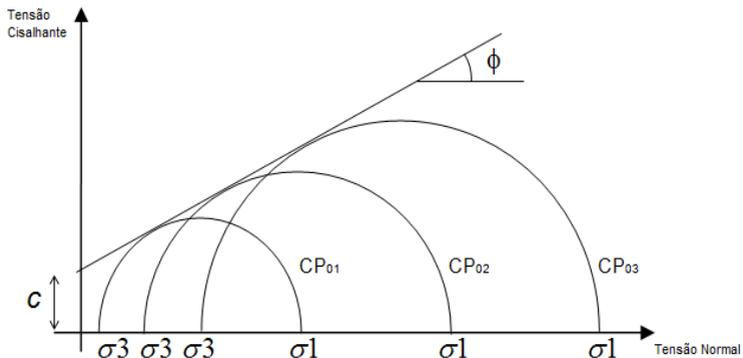
Não ocorre o 1º estágio (consolidação), desta forma, não há variação do índice de vazios final. Isto significa que os valores de índice de vazios permanecem constantes. O 2º estágio deve ser executado tal qual descrito anteriormente, ou seja, ruptura do corpo de prova sem drenagem (registro fechado).

Com os resultados obtidos do ensaio de compressão triaxial podem ser construídos gráficos com base no círculo de Mohr e assim, determinar os parâmetros de resistência. Desta forma, determinando os pares de tensões (σ_1 e σ_3) correspondentes às rupturas das diversas amostras ensaiadas, traçam-se os respectivos círculos de Mohr. Em seguida, tangenciando a envoltória desses círculos à reta de Coulomb, obtêm-se os valores de c e ϕ (Figura 59).

O critério de ruptura adotado na mecânica dos solos, com base no círculo de Mohr, assume alguns enunciados:

- Todo círculo de Mohr o qual representa certo estado de tensões, que está abaixo da envoltória representa um solo sob estado de tensões em equilíbrio, ou seja, onde pode-se admitir segurança na obra;
- Todo círculo de Mohr tangente à envoltória indica que o solo está na iminência de ruptura;
- É impossível para qualquer círculo de Mohr ultrapassar a envoltória de ruptura;
- Quem causa a ruptura no solo é a diferença entre as tensões principais σ_1 e σ_3 .

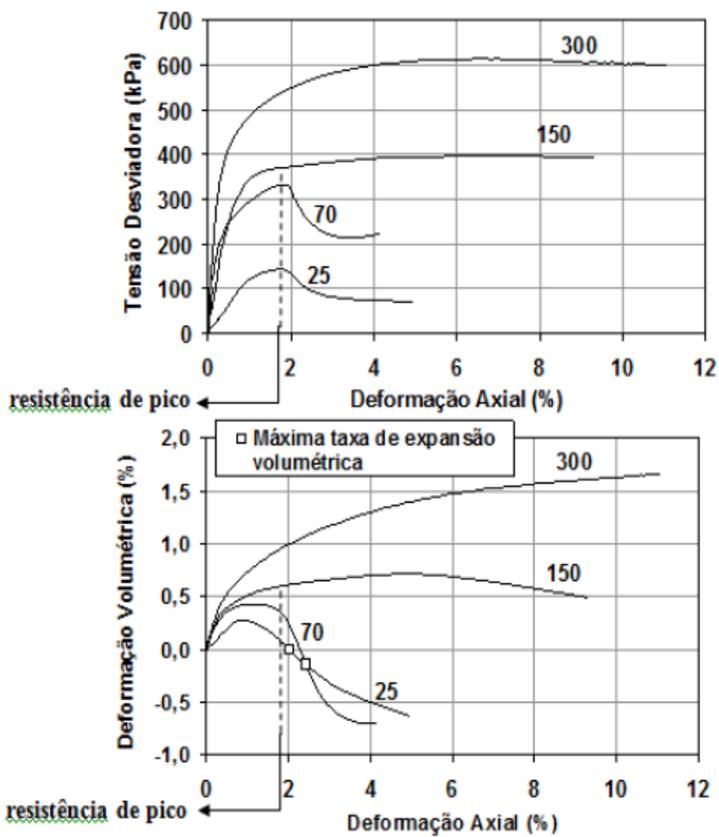
Figura 59 - Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb do ensaio triaxial



Fonte: Higashi & Espíndola, 2011 (Modificado de Bishop, 1962).

A seguir, na Figura 60 é apresentado o resultado da tensão desviadora x deformação axial e variação volumétrica x deformação axial obtida num solo residual jovem de gnaiss.

Figura 60 – Resultados de um ensaio triaxial típico em solo residual de gnaíse



Fonte:Oliveira, 2011.

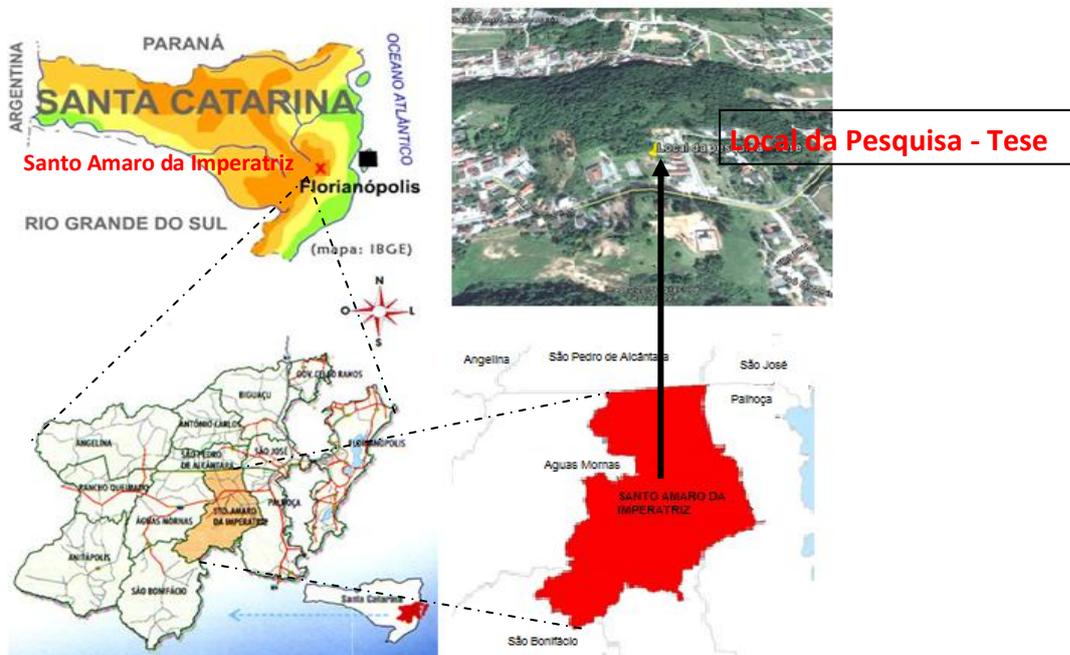
3. CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

3.1 INFORMAÇÕES DA REGIÃO

A pesquisa foi realizada em solos residuais originados do Complexo Águas Mornas do município de Santo Amaro da Imperatriz/SC. A cidade de Santo Amaro da Imperatriz está localizada a 30 km ao sul da Capital do estado de Santa Catarina, e com uma altitude média de 18m em relação nível do mar (Figura 61).

O município possui uma área territorial de 352,4Km² tem uma população estimada de 19.000 habitantes tendo como limites municipais as cidades de Paulo Lopes, Palhoça, Águas Mornas, São Pedro de Alcântara, São Bonifácio e São José. Cerca de 63% do território é coberto por Mata Atlântica e, segundo a classificação Köppen-Geiger possui um clima temperado (Cfa – temperado sem estação seca), com temperatura anual média variando entre 15°C a 25°C. Este tipo de clima está associado a uma zona de transição entre climas tropicais, de menor latitude e temperaturas mais altas, e de maior latitude com temperaturas mais baixas. Possui um índice pluviométrico anual que varia entre 1250 mm a 1500 mm. Economicamente, destaca-se pela produção de hortaliças e frutas e, devido existência de águas termais, que atingem altas temperaturas, são responsáveis por fomentar um turismo de saúde na região.

Figura 61- Localização geográfica do município de Santo Amaro da Imperatriz e da área de pesquisa



Fonte: Google, 2015.

Na imagem (Figura 62) podem-se identificar a microbacia hidrográfica e a área onde se encontra talude objeto desta pesquisa. As coordenadas geográficas do principal ponto de estudo são $27^{\circ} 41' 01.76''$ S e $48^{\circ} 46' 38.87''$ W.

Figura 62 – Vista aérea e longitudinal da área de pesquisa



Fonte: Google Earth, 2015.

3.2 GEOLOGIA E PEDOLOGIA DA REGIÃO

A região da pesquisa faz parte da Bacia do Rio Cubatão. Uma bacia muito importante devido a ser fonte de recursos hídricos para abastecimento da população, possuir uma vegetação de mata atlântica ainda preservada, além de culturas de agricultura e pecuária que constituem importante fonte de renda para seus habitantes.

A área de estudo faz parte do Complexo Granito-Gnaiss denominado por Silva (1987) de Complexo Águas Mornas. Esta faixa Granito-Gnaiss Santa Rosa de Lima/Tijucas é integrante do denominado Cráton de Itapema, para qual este autor sugeriu uma consolidação no Arqueano/Proterozoico Inferior com retrabalhamentos nos ciclos Tranzamazônico e Brasileiro.

Segundo Zanini (1997), o Complexo Águas Mornas forma uma faixa de direção grosseiramente leste-oeste desde as localidades de Rio do Miguel e Rio do Cedro até o litoral de Palhoça.

O Complexo Águas Mornas compreende uma associação de ortognaisses polifásicos, de composição diversificada, aparentemente derivada de uma sequência pretérita gnássica-migmatítica, constituída predominantemente por paleossomas de natureza básica a intermediária (ortoanfibolitos, metagabros, metabasitos, metadioritos) e por gnaiss quartzo-dioríticos e granodioríticos resultantes da fusão parcial da fração crustal primitiva, e uma fração neossomática caracterizada por uma massa monzogranítica que envolve os componentes anteriores em diferentes proporções (SATO, 2006).

Bittencourt *et al.* (2008) citam que o Complexo Águas Mornas compreende principalmente ortognaisses, com ocorrência subordinada de paragnaisses. Os ortognaisses são constituídos por K-feldspato, plagioclásio, quartzo, biotita e hornblenda. O bandamento metamórfico-deformacional é milimétrico e bem marcado pela intercalação de bandas ricas em quartzo e feldspatos e níveis ricos em biotita.

Ortognaisses migmatíticos possuem dois tipos de estruturas: a) *oftálmica*, definida por abundantes cristais de feldspatos com até 6 cm de comprimento em matriz de granulometria menor que 1 cm composta por quartzo, feldspato e biotita; b) *estromática*, definida por leitos descontínuos, de espessura até decimétrica, félsicos, compostos por quartzo e feldspatos com cristais de hornblenda e/ou biotita isolados e máficos, ricos em biotita e/ou hornblenda.

A seguir, na Figura 63 é apresentado o mapa geológico da região.

Figura 63 - Mapa geológico da região



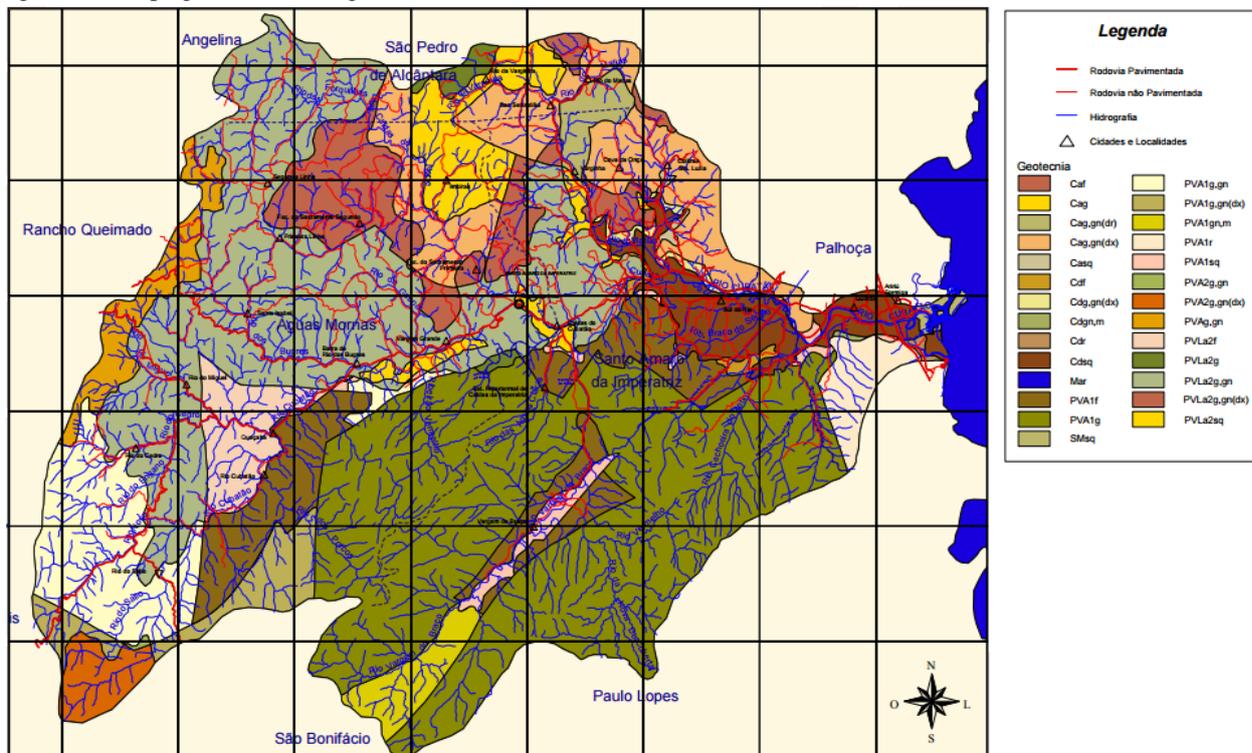
Fonte: Detalhe do mapa geológico regional, local de estudos realçado em verde – CPRM, 1995 (Escala original do mapa 1:100.000). Para legenda completa ver CPRM, 1995:3.3 Pedologia da região)

Os solos da região do município, de acordo com os mapas geotécnicos consultados (GUARESI, 2004) são classificados como argila e areia oriundos da decomposição das rochas pertencentes ao Complexo Granito-Gnaisse.

Nas áreas baixas, os mapas pedológicos utilizados na pesquisa classificam o solo sedimentar como glei pouco húmico hidromórfico. Estes solos foram desenvolvidos em má condição de drenagem, com intensa redução de ferro, apresentando baixa resistência, alta compressibilidade e cores neutras, cinza-azuladas. Pelo sistema brasileiro de classificação de solos são constituídos de material mineral que apresentam horizonte glei dentro dos primeiros 50 cm de profundidade, ou a profundidade entre 50 cm e 125 cm caso esteja: 1) imediatamente abaixo dos horizontes A e E (que podem ser gleizados ou não); e 2) precedido de qualquer tipo de horizonte B, exceto plânico e plântico, e/ou C com presença de mosqueados abundantes com cores de redução, sem apresentar, contudo, os requisitos para enquadramento nas classes dos Vertissolos, dos Espodossolos, dos Plintossolos e dos Organossolos. Em condições naturais apresentam-se como solos mal ou muito mal drenados. Estes solos se classificam pela forte gleização (MEDEIROS ET AL., 2011, SATO, 2006).

Nos solos das encostas da área de estudo, os mapas classificam o material como um Cambissolo. São solos não hidromórficos, com drenagem variando de acentuada a imperfeita, apresenta horizonte B incipiente devido a aspectos relativos a seu processo de formação. Sua coloração é variada devido a rocha de origem, variação modesta de estratos, na proximidade da rocha de origem sua resistência aumenta e compressibilidade diminui. Pode apresentar uma dispersão considerável nos valores de CBR, expansão e colapso. Especificamente é identificado com um Cambissolo álico do complexo granito-gnaisse (Cag.gn). Apresenta um perfil bastante espesso devido ao substrato rochoso ser muito fraturado. Contudo, seu horizonte B é pouco desenvolvido, sobreposto por um horizonte A de 30 cm de espessura, com textura argilosa e média, horizonte C espesso (podendo chegar a até 20 metros) e com presença de minerais não decompostos. Sua ocorrência acontece principalmente em relevos fortemente ondulados. Na Figura 64 é apresentado o mapa geotécnico da região.

Figura 64 - Mapa geotécnico da região



Fonte: Detalhe do mapa geotécnico da região de estudos – CGBH do Rio Cubatão Sul, RADAMBRASIL, 1987 (Escala original do mapa 1:250.000).

3.3 DADOS DO TALUDE

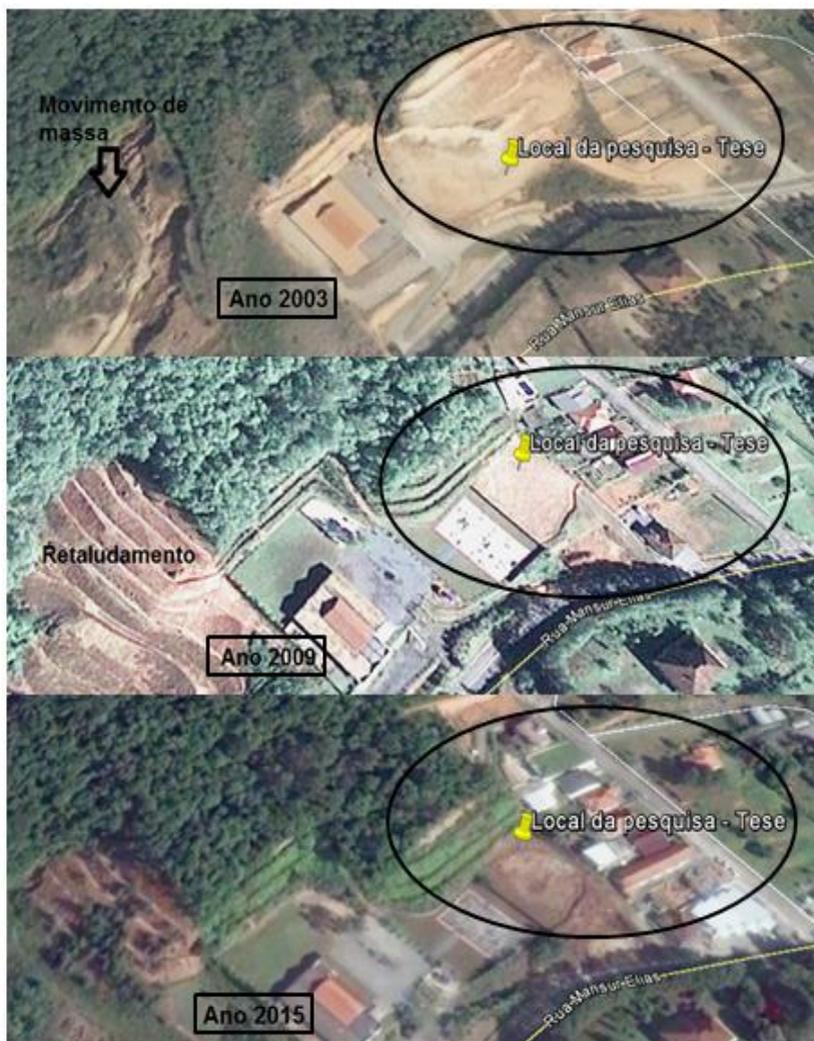
A encosta, objeto desta pesquisa, encontra-se retalhada porque a partir de meados de 1998 o proprietário do terreno promoveu uma grande escavação para construção de lotes. A imagem desta época encontra-se na Figura 65 (ano 2003). Nesta imagem, ainda pode-se visualizar uma área da elevação, onde no ano 2000, aconteceu uma grande instabilização de massa de solo. Este movimento invadiu a pista rodoviária e provocou perdas materiais aos moradores próximos. Para solução deste problema, a partir do ano de 2008, foi executado um retaludamento de toda a superfície da elevação. Este retaludamento pode ser visto na Figura 65 (ano 2009). Cabe salientar que este movimento de massa não atingiu a área de pesquisa e o retaludamento foi estendido para toda a encosta buscando aumentar a segurança dos moradores da região. A Figura 65 (ano 2015) mostra a situação atual do local de pesquisa. A sequência cronológica destas etapas pode ser observada na Figura 65. Percebe-se nas imagens, que apesar do retaludamento, pequenas rupturas superficiais ainda acontecem.

A região de estudo foi escolhida em função dos seguintes fatores:

- Proximidade da UFSC (deslocamentos e coleta de amostras);
- Existência de solo residual de gnaiss;
- Encosta natural de grandes dimensões e com pouca ocupação humana;
- Solo com muito pouco ou sem ocorrência de matações;
- Local autorizado pelo proprietário e onde não houve construções, movimentos de terra ou interferências durante o tempo de pesquisa;
- Local seguro que permita a execução dos ensaios de campo, coleta de amostras indeformadas e instalação de instrumentação de monitoramento.

Em função desses requisitos o município de Santo Amaro da Imperatriz/SC foi escolhido e o talude estudado está localizado na Rua Mansur Elias ao lado de um colégio. O local encontra-se a aproximadamente 60 m acima no nível do mar e o corte/talude tem aproximadamente 22 m de altura com existência de 3 patamares executados como retaludamento (Figura 66).

Figura 65 - Alterações cronológicas da elevação estudada



Fonte: Google Earth 2015.

Figura 66 - Foto do Talude principal de pesquisa



Fonte: Autor

3.4 INFORMAÇÕES DO PERFIL DO TERRENO DO LOCAL

Como o retaludamento executado pelo proprietário não tinha um projeto geotécnico que indicasse a cota original da encosta, antes da escavação, foi necessário recorrer a mapas e cartas geológicas para estimar a quantidade de material retirado para execução deste trabalho. A ilustração indicativa da seção em corte da elevação natural pode ser vista na Figura 68.

Para definição do talude natural antes do retaludamento foram utilizadas informações do levantamento obtido através do Projeto Topodata (março/2000), Carta Topográfica do IBGE 1974 – SG-22-Z-D-V-a e informações obtidas com moradores da região.

Desta forma, com essas informações foi possível realizar uma estimativa do perfil existente no passado. Para cobrir as incertezas nos

levantamentos devido às precisões, foi determinada uma faixa dos possíveis locais onde o provável perfil original poderia estar localizado.

Neste local de estudos foram executados grupos de ensaios de campo do tipo SPT, CPT, DMT e SDMT para definição do perfil do subsolo. Em pontos específicos e num poço de inspeção escavado foram coletadas amostras para realização de ensaios laboratoriais. Os ensaios de campo foram alinhados de forma que a representação do perfil estratigráfico do local pudesse ser representativo (no pé, na face e na crista do talude). A visualização do alinhamento dos ensaios de campo pode ser visto na Figura 67

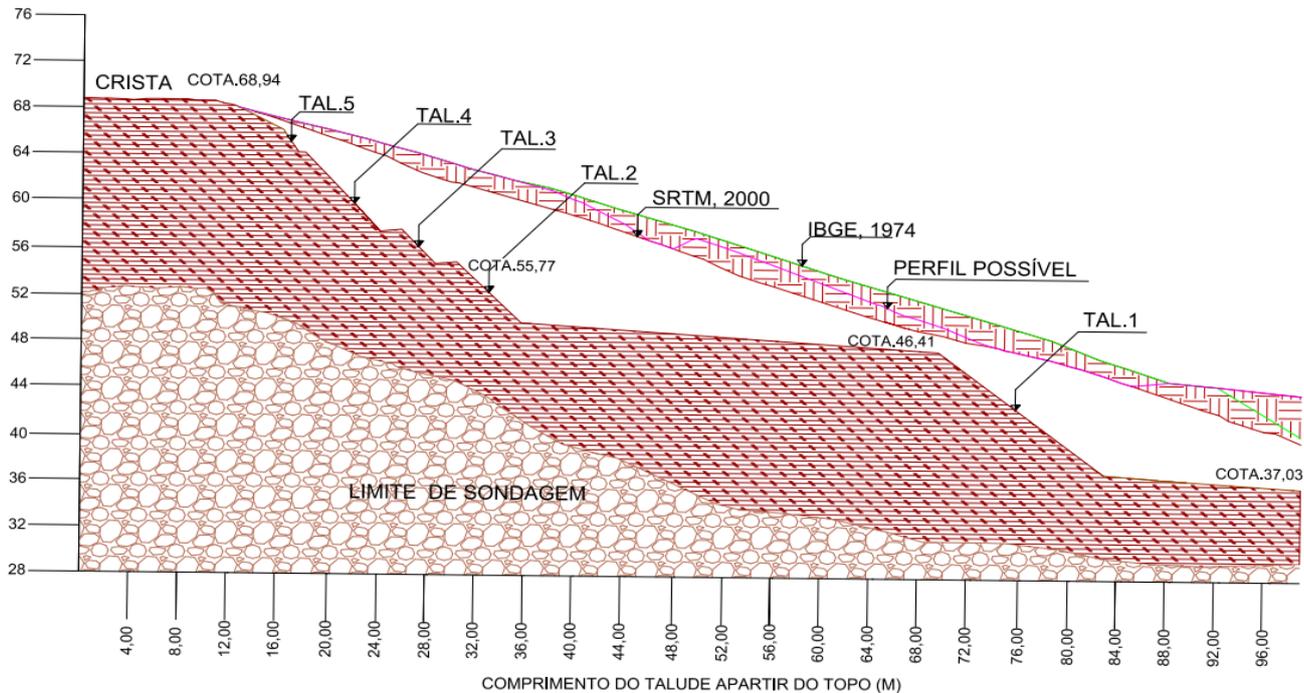
Na Figura 68 é apresentado a altura de solo estimada e o perfil retaludado com base em documentos técnicos do antigo relevo e levantamento topográficos atualizados. São ainda representados as dimensões, os patamares e os respectivos taludes da encosta objeto desta pesquisa. Maiores detalhes da localização dos ensaios de campo e dos pontos de coleta de amostras serão tratados no capítulo 4.

Figura 67 – Visualização dos ensaios de campo realizados ao longo da encosta



Fonte: Autor

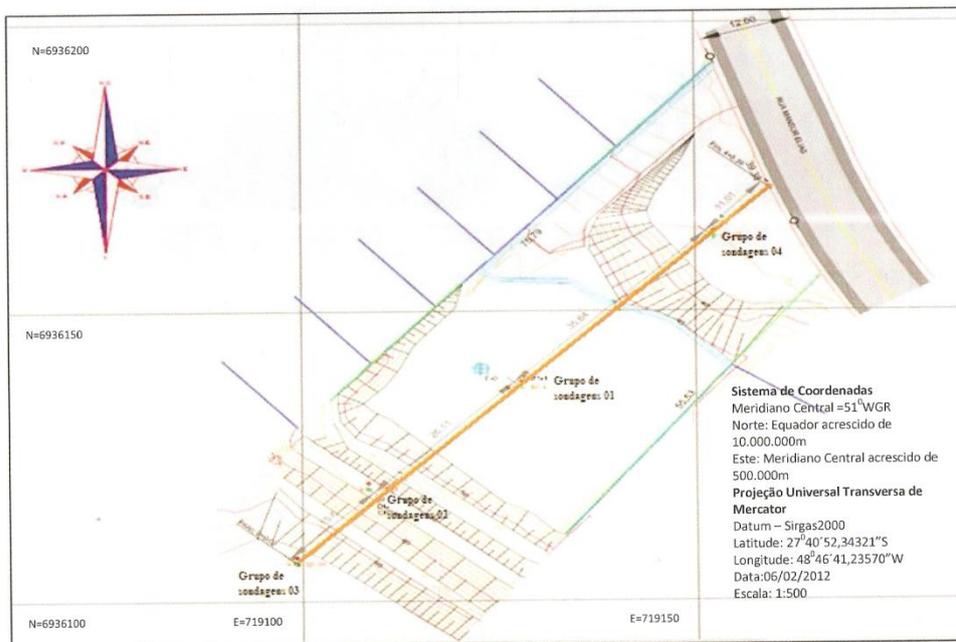
Figura 68 - Ilustração estimada do talude (antes e após o retaludamento)



Fonte: Autor

Para uma representação gráfica e espacial da área analisada foi realizado um levantamento topográfico da área e da encosta. A seguir, é apresentada a topografia da área com destacando a posição dos grupos de ensaios de campo realizados (Figura 69).

Figura 69 – Levantamento topografico plani-altimétrico da área de estudos



Fonte Autor

4. METODOLOGIA

4.1 INTRODUÇÃO

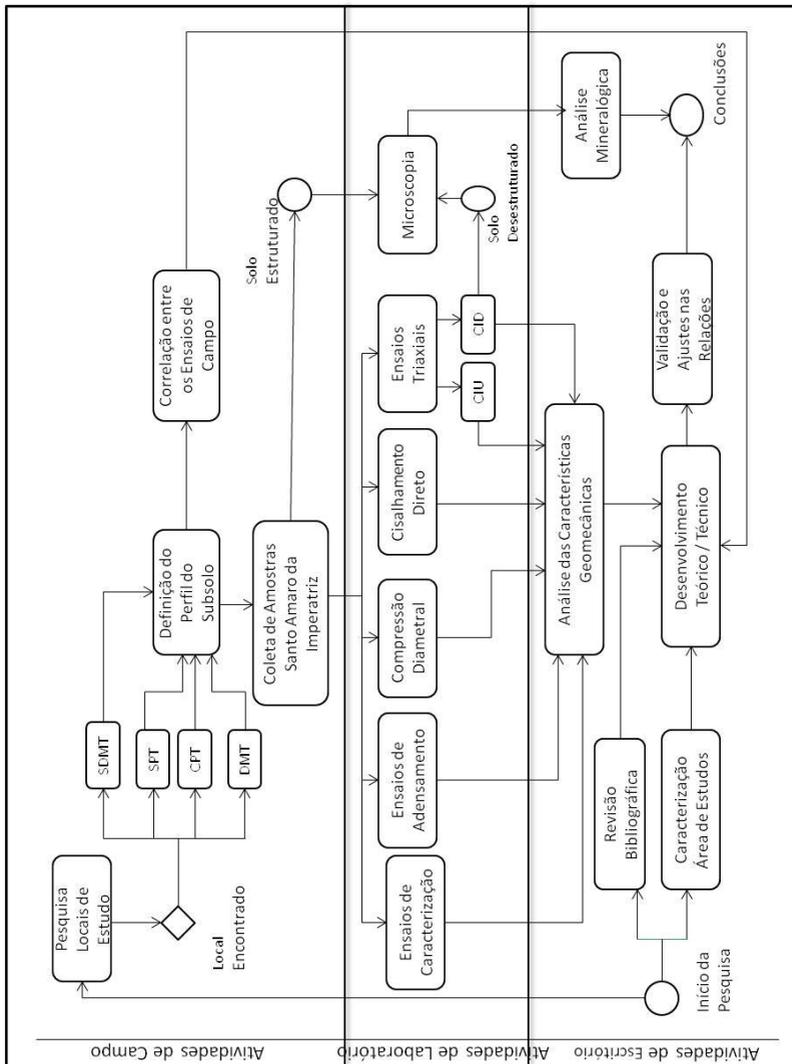
A metodologia da pesquisa é essencialmente experimental, com base em resultados de ensaios de campo e laboratório, estes últimos realizados em amostras coletadas através de blocos indeformados. Os ensaios de laboratório foram realizados nos mesmos pontos e profundidade dos ensaios de campo e em conjunto com o Eng. César Godoi sendo a base de dados para defesa de sua dissertação, em 2014, com o título “Caracterização Geomecânica de um solo residual de gnaiss – Santo Amaro da Imperatriz”.

Os ensaios de campo foram realizados com a colaboração inestimável das empresas Zênite Engenharia (atual Versal Engenharia) e Geofoma Engenharia, ambas da cidade de Joinville/SC.

4.2 FLUXOGRAMA DAS ETAPAS DA PESQUISA

Os passos desta pesquisa iniciaram com uma revisão do assunto da pesquisa, posteriormente, escolha do local de estudo, coleta de amostras preliminares de solo e realização da campanha de ensaios de campo. A Figura 70 apresenta o fluxograma das etapas da pesquisa.

Figura 70 - Fluxograma das etapas da pesquisa

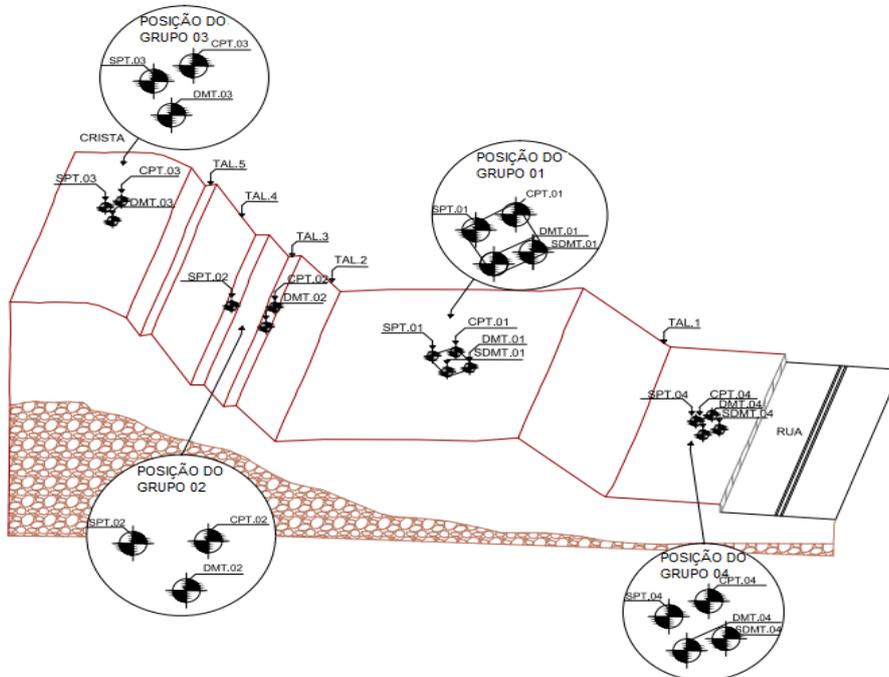


Fonte: Autor

4.3 - ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo realizados nesta pesquisa são os utilizados em todo o mundo para a investigação e caracterização do subsolo de uma maneira geral. A atual pesquisa contempla o procedimento indicado para tal análise com a execução de diferentes conjuntos de ensaios de campo agrupados. Neste caso, foram conduzidos 4 grupos de ensaios geotécnicos de campo do tipo SPT, CPT, DMT e SDMT em 4 posições da área de pesquisa. Estes ensaios de campo foram alinhados de maneira que torna a definição do perfil geotécnico a mais fiel possível. A posição dos grupos de ensaios de campo n^os 01, 02, 03 e 04 pode ser visualizada na Figura 71.

Figura 71 - Posição dos ensaios de campo na área de pesquisa

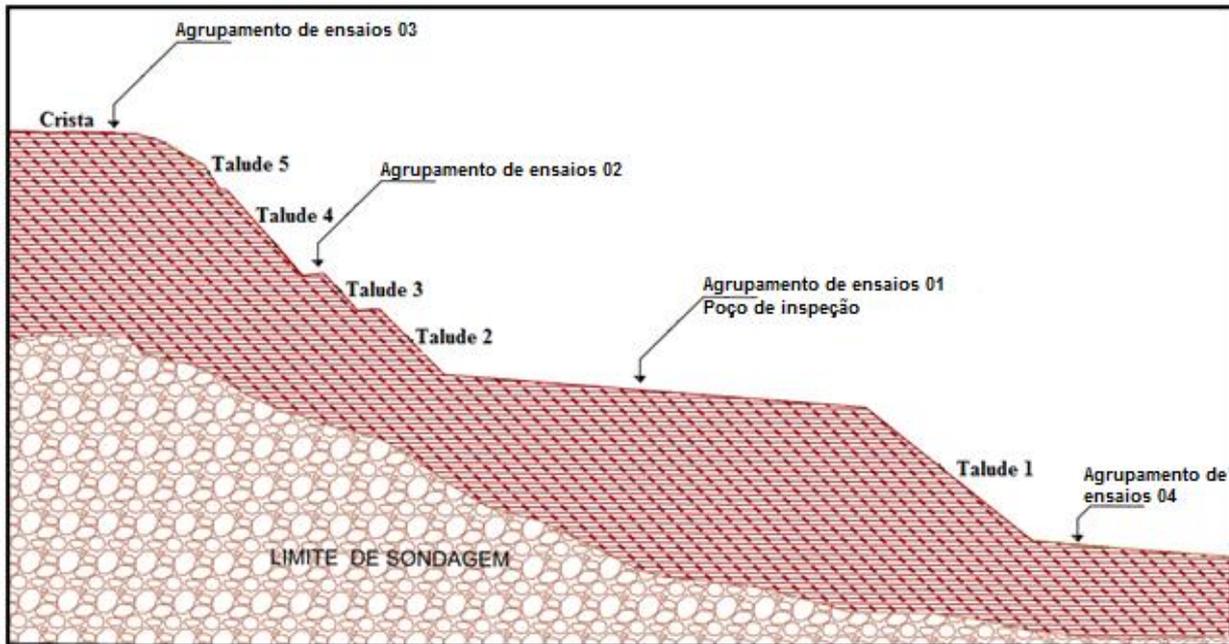


Fonte: Autor

Os ensaios foram conduzidos até o impenetrável, no caso do SPT, e nos demais ensaios até o limite de ancoragem ou determinada profundidade que poderia colocar em risco os equipamentos utilizados. De maneira geral, a posição dos grupos de ensaios de campo foi de forma triangular e quadrangular e, distanciados entre si de 1 metro. Isso permitiu uma avaliação mais fidedigna dos resultados das verticais. Cabe salientar que no grupo n° 02, o ensaio SPT foi realizado no patamar do talude 3, e os ensaios CPT e DMT no patamar do talude 2 porque foi impossível acessar o mesmo ponto da sondagem SPT com o equipamento de cravação.

Estes grupos de ensaios de campo (SPT, CPT, DMT e SDMT) foram alinhados ao longo do talude com objetivo de definir com maior eficiência o perfil geotécnico do subsolo numa seção em corte da encosta. A posição destes grupos de ensaios representados no corte pode ser visualizada na Figura 72.

Figura 72 – Localização dos grupos de sondagens



Fonte: Autor.

A seguir, na tabela 6 apresenta-se uma síntese dos ensaios de campo realizados.

Tabela 6 - Quadro resumo de ensaios de campo realizados

Grupos de Ensaios de Campo	Local	Cota em relação ao NR (m)	SPT	CPT	DMT	SDMT
Grupo 01	Patamar talude 1	46,41	1	1	1	1
Grupo 02	Talude 2*	55,77	1	1	1	-
Grupo 03	Topo do talude	68,94	1	1	1	-
Grupo 04	Base do talude	37,03	1	1	1	1
Total	14		4	4	4	2

* ensaio SPT (patamar talude 3) e ensaios CPT e DMT (patamar do talude 2)

Fonte: Autor

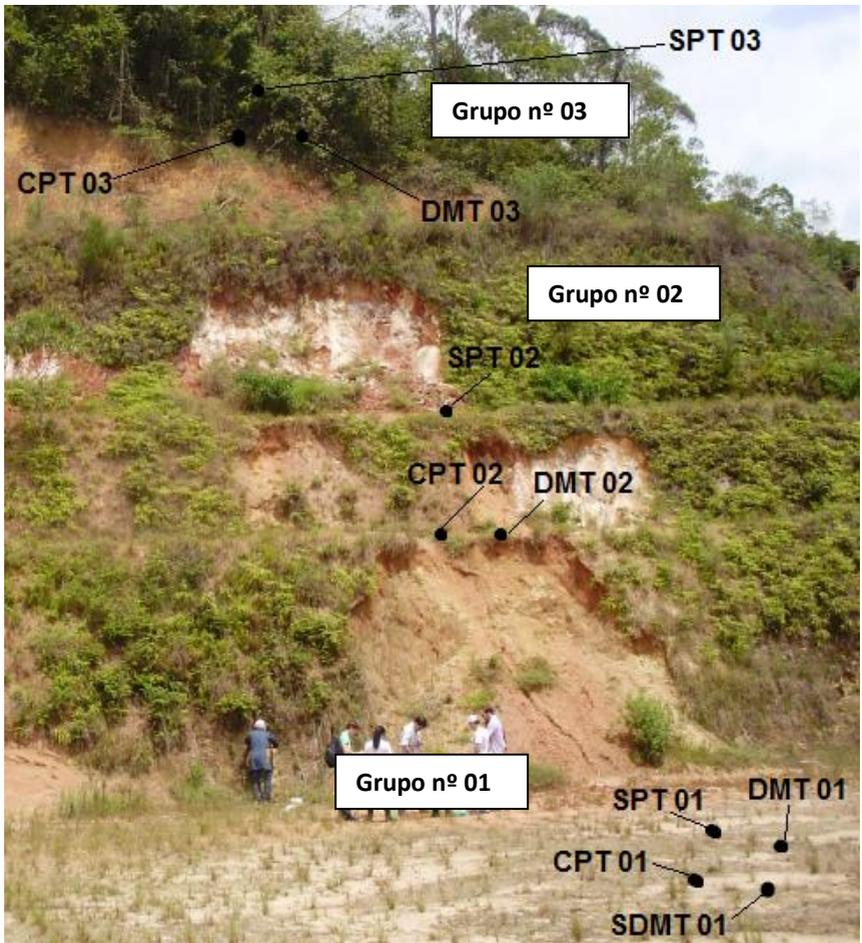
4.3.1 Ensaio SPT

O ensaio foi realizado com base na NBR 6484/2001. Um grupamento de ensaios (Figura 73) foi realizado no nível da rua (grupo nº04), outro num patamar intermediário (grupo nº01), outro na face (grupo nº02) do talude e um último grupo de ensaios no topo do talude (grupo nº03).

A profundidade máxima atingida, no caso do SPT foi o impenetrável, obtido de acordo com critérios de paralisação da norma NBR 6484. A maior profundidade atingida foi obtida no ensaio SPT 03 com 16,42m e a menor no ensaio SPT 04 com 7,41m de profundidade.

Figura 73 - Posicionamento dos ensaios de campo na encosta da área de estudo (Fotos a,b)

(a) Visualização dos grupos de ensaios 1, 2 e 3



(b) Visualização do grupo de ensaios 4.



Fonte: Autor

Pela análise dos mapas pedológicos e geotécnicos do local o material foi classificado com um Cambissolo. Após a escavação (retaludamento) realizada na encosta, os horizontes A e B foram removidos. Assim, o material exposto e estudado nos ensaios de campo e laboratoriais trata-se do provável horizonte saprolítico do solo residual de gnaiss.

A interpretação dos resultados de 4 ensaios SPT realizados indicaram basicamente a existência de uma espessa camada de silte arenoso até o impenetrável. O perfil do subsolo indica um solo silto-arenoso marrom com compactidade variando de compacto a muito compacto, conforme a NBR 7250/1982. Os respectivos valores no número de golpes necessários a cravação do amostrador-padrão (N_{SPT}) serão apresentados no próximo capítulo. O valor do N_{SPT} cresce ao longo da profundidade, característica típica de solos residuais. Não foi encontrado nível de água no local. Apenas o ensaio executado no topo do talude indica uma camada superficial mais argilosa, que representa a camada superficial de solo orgânico. Na inspeção do solo coletado pelo amostrador observa-se que o material não é homogêneo. Nos apêndices podem ser visualizados os laudos dos ensaios SPT executados no local.

Detalhes da execução do ensaio SPT no local da pesquisa podem ser observados nas fotos da Figura 74.

Figura 74 - Realização do ensaio SPT: a) Abertura com trépano b) Avanço das hastes c) Inspeção do solo coletado

(a) Abertura com trépano



(b) Avanço das hastes



(c) Inspeção do solo coletado



Fonte: Autor.

4.3.2 Ensaio CPT

O ensaio de Cone é normatizado no Brasil pela ABNT MB 3406/1991. Foi utilizado o cone mecânico por ser o equipamento disponível pela empresa que auxiliou neste trabalho. No local da pesquisa, os dados coletados pela célula de carga e interpretados pelos ábacos já consagrados (BEGEMANN, 1965; SENNESET & JANBU, 1984; ROBERTSON et al., 1986) indicaram camadas de solos bem definidas. O perfil de solo residual foi classificado com um solo variando de silte a silte arenoso e, resistência de ponta atingindo valores de até 40 MPa e atrito lateral com valores de até 1900 kPa .

Os ensaios de CPT mecânico foram realizados até o limite de cravação do equipamento. Nesta pesquisa o equipamento de cravação utilizado tinha uma capacidade de até 150 kN. O resultados do ensaio de cone foram obtidos através de registro, em célula de carga, da força necessária para cravação da ponteira, em intervalos de 20 cm. A velocidade utilizada foi de 20 mm/s. Após processamento dos resultados foi obtida a respectiva resistência de ponta, atrito lateral e razão de atrito a cada 20 cm. Algumas cartas de classificações de solos foram desenvolvidas para cone elétrico assim, quando utilizadas com medidas

do cone mecânico, estas devem ser corrigidas e os resultados devem ser interpretados com cautela. Estes resultados serão discutidos em por menores mais adiante. Os laudos dos ensaios CPT encontram-se nos apêndices da pesquisa. A seguir têm-se as fotos (Figura 75) da realização dos ensaios de CPT mecânico.

Figura 75 - Realização do Ensaio CPT: a) Ancoragem do equipamento de cravação b) Posicionamento da ponteira cônica c) Detalhe do registro na célula de carga

(a) Ancoragem do equipamento de cravação



(b) Posicionamento da ponteira cônica



(c) Detalhe do registro na célula de carga



Fonte: Autor

4.3.3 Ensaio DMT

O ensaio DMT utilizou o mesmo conjunto de hastes e equipamento de cravação do ensaio CPT. O ensaio foi realizado de acordo com norma americana ASTM 86 – “Método de ensaio padronizado para execução do DMT”. A membrana utilizada possui 0,25mm de espessura e a calibração foi determinada de acordo com os critérios especificados por Marchetti (2001) com os respectivos acessórios de calibração que compõe o kit do ensaio. A pressão necessária para funcionamento do ensaio foi aplicada com a utilização de cilindro de ar comprimido.

Durante o ensaio foram registradas as pressões p_o e p_1 (sem sistema automatizado de registro) que após processamento pelo *software DMTElab* determinaram os parâmetros intermediários e, posteriormente,

as propriedades geotécnicas ao longo da profundidade, em intervalos de 20cm. O ensaio DMT confirmou a classificação do solo obtido pelos ensaios de campo que foram realizados anteriormente. O relatório completo do ensaio DMT encontra-se nos anexos da pesquisa. As fotos na Figura 76 mostram a realização do DMT na área de estudo.

Figura 76 - Realização do ensaio DMT: a) Preparação das hastes b) Calibração da membrana c) Cravação da lâmina d) Registro das leituras e) Despressurização do sistema de ar comprimido

(a) Preparação das hastes



(b) Calibração da membrana



(c) Cravação da lâmina



(d) Registro de Leitura



(e) Despressurização do sistema de ar comprimido



Fonte: Autor.

4.3.4 Ensaio SMDT

O ensaio SDMT foi realizado devido a contribuição fundamental da medida de velocidade de onda cisalhante de maneira que alguns dos objetivos desta pesquisa pudessem ser atingidos com o uso do módulo G_o . O ensaio sísmico SDMT é similar ao DMT com exceção à instalação de dois acelerômetros nas hastes que permitem o registro da velocidade de onda gerada por um golpe de um martelo contra uma placa instalada na superfície do terreno. O registro da velocidade de onda foi obtida a cada 60cm. Devido a dificuldade de acesso a outros pontos do talude o ensaio SDMT foi realizado na região dos agrupamentos de furos nº 01 e nº 04. Os resultados completos dos ensaios SDMT encontram-se nos apêndices da pesquisa. Detalhes da execução do ensaio sísmico podem ser vistos nas fotos da Figura 77.

Figura 77 - Realização do ensaio SDMT a) Ancoragem do equipamento b) Golpe de martelo c) Verificação da qualidade de onda propagada

(a) Ancoragem do equipamento



(b) Golpe de martelo



(c) Verificação da qualidade de onda propagada



Fonte: Autor.

4.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram coletados blocos indeformados de solo nas faces dos taludes 02 e 04 e de um poço de inspeção que foi escavado no patamar intermediário da encosta (Figura 78 e Figura 79). Este poço foi escavado exatamente no meio dos furos de sondagem do grupo nº 01. O objetivo era determinar as propriedades geotécnicas do solo ao longo na profundidade, e ter acesso visual a estratigrafia das camadas podendo relacionar o perfil do solo aos ensaios de campo realizados. No caso das amostras coletadas no talude 2 os resultados dos ensaios de laboratório serão correlacionados com o grupo de sondagem nº 02 e as amostras do talude 4 com o grupo de sondagens nº 03.

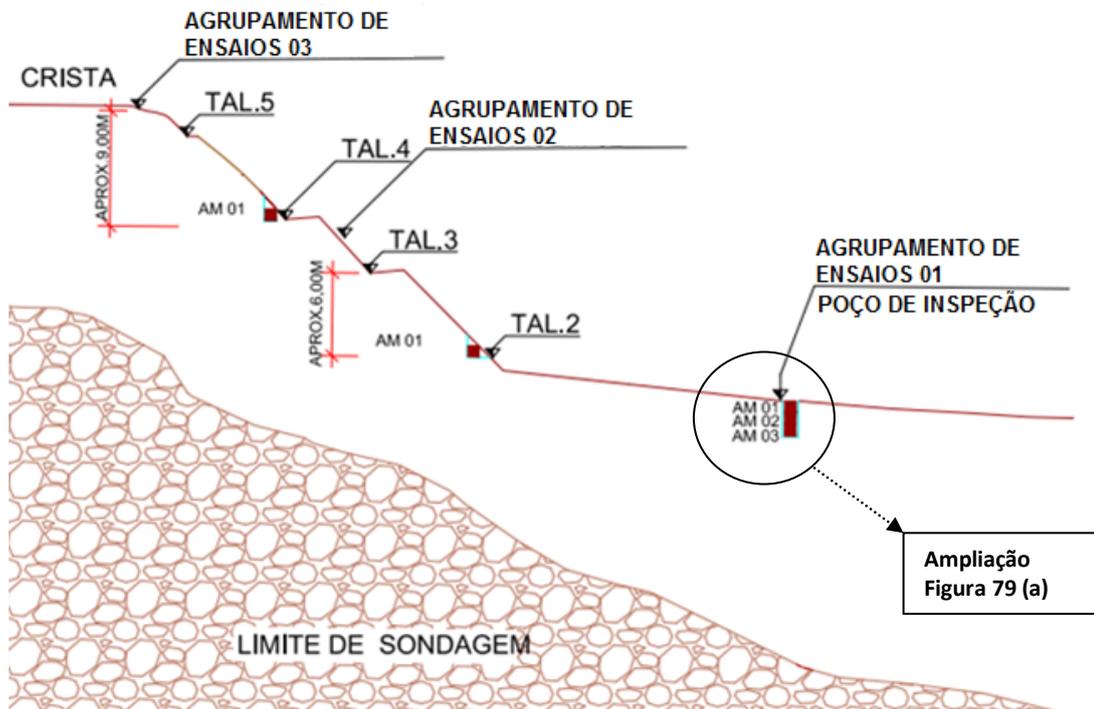
4.4.1 Poço de inspeção e coleta de amostras

Foi escavado um poço de seção quadrangular de 1,0 m² até uma profundidade de 3,0m. Foi coletado um número adequado de amostras deformadas e indeformadas para realização de todos os ensaios que serão detalhados a seguir. Nas faces dos taludes 2 e 4 foram coletadas amostras a cada 0,5 m de profundidade.

Na etapa de coleta de amostras buscou-se identificar os planos de fraqueza do solo buscando coletar amostras com o máximo de homogeneidade, fugindo destas estruturas reliquias (solo saprolítico). Todo o trabalho foi feito em etapas de acordo com a demanda de execução dos ensaios de laboratório. A amostragem de blocos indeformados e, em alguns casos, a moldagem de corpos de prova diretamente no solo foram realizados com critério e cuidado de maneira que fosse garantida a qualidade das amostras. O material foi identificado e envolto em filme plástico e, quando necessária parafina, acondicionado em caixas de madeira ou isopor, preenchidas com serragem de maneira a proteger todo o material durante o transporte até o laboratório. Todo este serviço foi realizado de acordo com instrução normativa do DEINFRA, IN 05-1994.

Na Figura 78 é apresentada num perfil, a posição dos pontos de coletas de amostras. E na Figura 79 um desenho esquemático do poço e fotos da coleta dos blocos indeformados e da moldagem de corpos de prova *in loco*. Nestas últimas imagens ficam bem representados os perfis de bandeamentos característicos do solo residual de gnaíse.

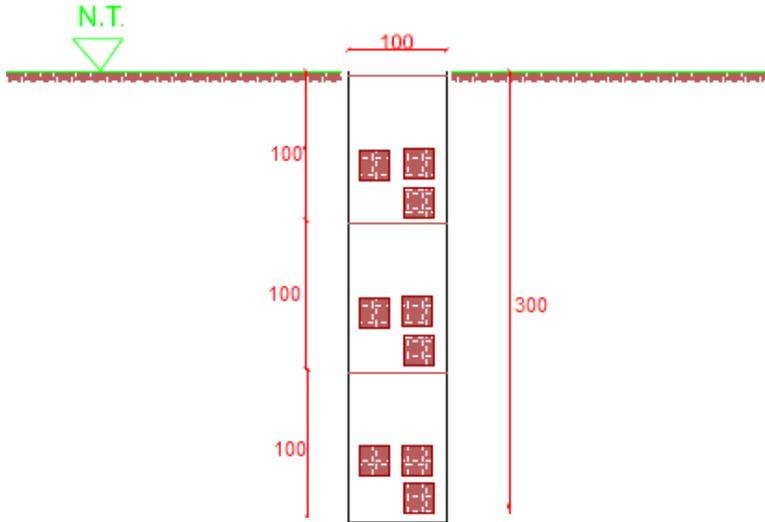
Figura 78 – Situação em corte e localização dos pontos de amostragem no poço, talude 2 e 4



Fonte: Autor

Figura 79 – Fotos do poço de inspeção e coleta de blocos indeformados. a) Esquema de coleta de blocos indeformados b) Detalhes da escavação do poço, c) Detalhes da proteção do poço d) Coleta de bloco indeformado no poço e talude e) Amostragem de corpos de prova na face do talude.

(a) Esquema de coleta de blocos indeformados



(b) Detalhes da escavação do poço



(c) Detalhes da proteção do poço



(d) Coleta de bloco indeformado no poço e talude



(e) Amostragem de corpos de prova na face do talude



Fonte: Autor.

Através das análises realizadas com base na Figura 68 foi possível estabelecer as respectivas alturas de solo existentes no local, antes do retaludamento. As quais estão apresentadas na Tabela 7. Na Tabela 8 podem-se observar os quantitativos de ensaios de laboratório. Para padronização nas identificações das amostras será utilizado o seguinte critério:

- Tal = Talude
- PI = Poço de inspeção
- AM = Amostra

Para esta identificação ser equivalente aquela adotada por Godoi (2014) que participou da realização dos ensaios de laboratório foi definida a seguinte nomenclatura:

XX-0- AM-0-prof.0,5

↓ ↓ ↓

Local Amostra Profundidade

Tabela 7 - Altura de solo antes do retaludamento

Amostra	Profundidade Atual (m)	Cota (m)	Altura de solo antes do retaludamento (m)
Talude 4	0,5	56,8	7,3
Poço de Inspeção (1m)	1,00	45,4	10,5
Poço de Inspeção (2m)	2,00	44,4	11,5
Poço de Inspeção (3m)	3,00	43,4	12,5
Talude 2	0,5	47,3	13,5

Fonte: Autor

Tabela 8 - Quadro resumo dos ensaios de laboratório.

Amostra	Local	Profundidade (m)	Cota (m)	Caracterização Física*	MEV	Ditratometria por raios-X	Triaxial CID / CIU	Compressão diametral	Permeabilidade	Adensamento	Cisalhamento Direto
Tal-4-AM-1	Tal-4	0,5	56,8	4	3	1	4	2	0	2	6
Tal-2-AM-1	Tal-2	0,5	47,3	4	3	1	4	2	1	2	6
PI-1-AM-1	Poço	1,0	45,4	4	3	1	5	2	1	2	6
PI-1-AM-2	Poço	2,0	44,4	4	3	1	3	2	0	2	6
PI-1-AM-3	Poço	3,0	43,4	4	3	1	4	2	0	2	6
Total	5 amostras / 112 ensaios			20	15	5	20	10	2	10	30

Fonte: Autor

4.4.2 Ensaio de caracterização física

Os ensaios de caracterização realizados nas amostras coletadas foram granulometria com sedimentação, densidade real dos grãos e limites de consistência.

Os ensaios seguiram as recomendações da NBR 6457/86, NBR 7181/84, NBR 6508/84, NBR 6459/84 e NBR 7180/84. Os resultados obtidos serão apresentados no próximo capítulo.

4.4.3 Ensaio de caracterização microscópica e mineralógica

Como já citado, os solos residuais são fortemente influenciados pelo tipo e grau de cimentações e também pelos tipos de argilominerías que compõem estas cimentações. Para dirimir sobre estes aspectos é necessário empregar técnicas de microscopia e métodos que permitam identificar e quantificar os elementos químicos presentes no tipo de solo estudado.

O principal objetivo da caracterização mineralógica é a identificação dos minerais constituintes de cada amostra de solo. A mesma foi realizada através de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Também foram realizados ensaios de dispersão de energia (EDS) e difração de raios-X (DRX) com difratogramas como produto final. Os ensaios foram realizados de acordo com a Tabela 9.

Tabela 9 - Microscopia de varredura eletrônica e DRX das amostras

Amostra	MEV		Difração de raios-X (método do pó)
Tal-4-AM-1-prof.0,5m	Amostra Natural	Após Triaxial CIU	Amostra Natural
Tal-2-AM-1-prof.0,5m	Amostra Natural	Após Triaxial CID	Amostra Natural
PI-1-AM-1-prof.1m	Amostra Natural	Após Triaxial CIU	Amostra Natural
PI-1-AM-2-prof.2m	Amostra Natural	Após Triaxial CID	Amostra Natural
PI-1-AM-3-prof.3m	Amostra Natural	Após Triaxial CIU	-

Fonte: Autor.

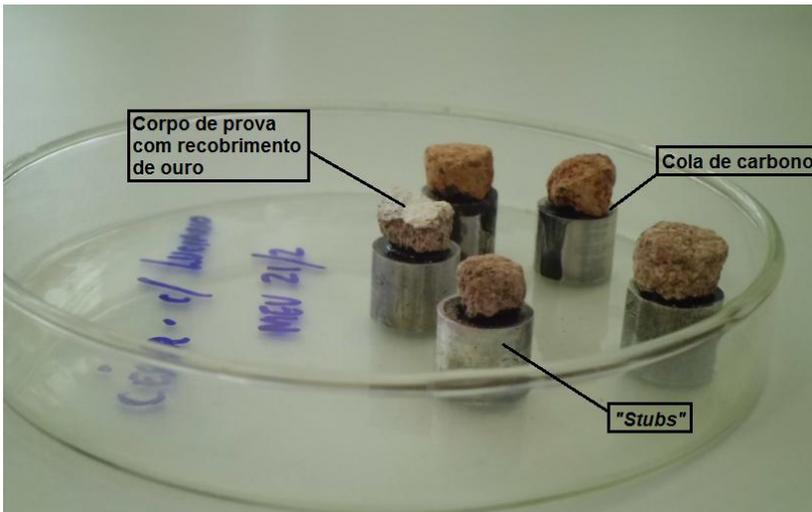
Para a realização do MEV foi utilizado o equipamento microscópio de varredura convencional com filamento de tungstênio da

fabricante norte-americana JEOL, modelo JSM 6390LV de alto desempenho do Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC (LCME/UFSC). Este equipamento possui uma resolução de 3 nanometro, que possibilita a visualização em larga escala das partículas de solo e agentes cimentantes.

Utilizou-se uma metodologia de realização da microscopia eletrônica antes e após a realização dos ensaios triaxiais. Com isto, procurou-se, além da identificação de minerais, a identificação de quebras de cimentações e alteração da estrutura após o cisalhamento.

Após agendamento de horário com o LCME/UFSC foi providenciado a preparação das amostras com supervisão do técnico responsável pelo laboratório. Todas as amostras foram moldadas de acordo com os padrões estabelecidos LCME/UFSC. Esta etapa pode ser observada na Figura 80.

Figura 80 - Preparação dos corpos de prova para o MEV



Fonte: Autor

Através das imagens obtidas com a microscopia, foi possível analisar visualmente os principais componentes do solo, no que se refere às partículas sólidas e às cimentações existentes, bem como embasar as interpretações dos resultados de ensaios geomecânicos.

A difração de raios-X teve como objetivo a identificação dos principais minerais existentes nas amostras analisadas. Essa análise

possibilita relacionar os resultados obtidos nos ensaios físicos e mecânicos com outros resultados apresentados na bibliografia geotécnica. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Aplicações de Nanotecnologia em Construção Civil da UFSC (NANOTEC/UFSC). Para a realização desses ensaios foi utilizado o equipamento RIGAKU, modelo Miniflex II, com tubo de cobre ($\lambda=1,54056\text{\AA}$) e geometria Bragg-Brentano.

4.4.4 Ensaio de permeabilidade

A determinação da permeabilidade foi realizada em duas técnicas através do permeâmetro de carga variável (NBR 14545/00) e no ensaio de triaxial.

Para determinar o coeficiente de permeabilidade do solo residual de gnaiss foram moldadas amostras com diâmetro de 67,5 mm e altura 124,4 mm. Os ensaios foram realizados no permeâmetro de carga variável, com saturação feita no sentido base-topo, durante no mínimo 24 horas com objetivo de promover a inundação dos vazios e uma continuidade hidráulica. A etapa de percolação foi conduzida no sentido topo-base com diferença de carga piezométrica de 106 cm. No triaxial as amostras tinham dimensões de 38,1 mm de diâmetro e 76,2 mm de altura, tensão de confinamento de 330 kPa e um gradiente hidráulico de 8,83. Os resultados obtidos serão apresentados no próximo capítulo. A seguir foto do equipamento (Figura 81).

Figura 81 – Permeâmetro de carga variável do LMS/UFSC



Fonte: Autor.

4.4.5 Ensaio de compressão confinada

Foram realizados ensaios de compressão vertical confinada em amostras inundadas e não inundadas (naturais) buscando verificar diferenças de comportamento do solo pela ação da água. Os ensaios foram conduzidos com base na NBR 12007/90.

Os corpos de prova foram moldados *in loco* com uso do molde (anel) do ensaio. Os mesmos apresentavam dimensões de 71,3 mm de diâmetro e altura de 21 mm. Nesta situação específica de solos residuais, conforme recomendações de Viana da Fonseca (2006); Viana da

Fonseca e Coutinho (2008), foram realizados nove estágios de carregamento atingida a pressão de 1280 kPa e quatro estágios de descarregamento.

Após a realização do ensaio foi possível obter as curvas de compressibilidade nas situações natural e inundada. Foi possível também, determinar o índice de vazios inicial, os índices de compressibilidade, o coeficiente de adensamento, a tensão de pré-adensamento virtual e demais informações do comportamento tensão x deformação do material. As amostras preparadas para o ensaio e o equipamento utilizado na pesquisa podem ser visualizadas na Figura 82.

Figura 82 – a) Amostras moldadas prontas para o ensaio e b) Equipamento do ensaio de compressão confinada do LMS/UFSC.

a) Amostras preparadas para o ensaio



b) Equipamento de compressão confinada



Fonte: Autor

4.4.6 Ensaios de resistência

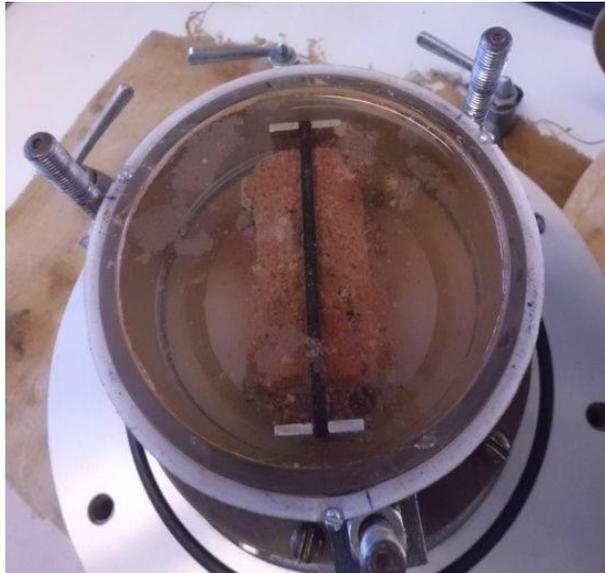
4.4.6.1 Ensaio de compressão diametral

Para determinação da resistência a tração do solo foi realizado o ensaio de compressão diametral (NBR 7222/11). Para o ensaio utilizou-se a mesma prensa do ensaio triaxial, porém, para ruptura diametral foi utilizado uma peça retangular própria para execução do ensaio com função de distribuir diametralmente a carga vertical na amostra. O corpo de prova cilíndrico apresentava dimensões padrão de 38,1mm de diâmetro e 76,2mm de altura. E velocidade ruptura utilizada foi de 0,2mm/min.

Basicamente, o ensaio foi conduzido em duas etapas: saturação com inundação da amostra e posterior ruptura diametral. Somente a inundação não garante a saturação completa do corpo de prova. Por isso, foi tentado um protótipo de um equipamento que retirava ar dos vazios

do solo com aplicação de vácuo e através do volume de ar retirado poderia ser estimado o volume de água que ocupava os vazios do solo. Porém, infelizmente, as amostras desagregavam com a aplicação do vácuo, provavelmente, isto ocorreu porque o ar tracionado pela aplicação do vácuo destruía as cimentações das partículas, provocando a desestruturação completa das amostras. Este fato já permitiu uma conclusão prévia que as cimentações presentes no solo eram fracas. Assim, as amostras foram submetidas a imersão de 8 horas, e a etapa de ruptura foi iniciada quando não se observava mais a saída de bolhas de ar da amostra. O ensaio na condição saturada busca eliminar a resistência adicional da sucção assim a resistência obtida foi atribuída à cimentação entre as partículas. A imagem do corpo de prova submerso em água e na etapa anterior a ruptura na câmara triaxial, pode ser visualizada na Figura 83 abaixo.

Figura 83 - Corpo de prova do ensaio de compressão diametral após inundação e antes da ruptura





Fonte:Autor

4.4.6.2 Ensaio de cisalhamento direto

No presente estudo foram realizados os ensaios de cisalhamento direto nas condições inundada e não inundada buscando avaliar os efeitos do teor de umidade sobre as propriedades de resistência mecânica do solo. As amostras foram coletadas *in loco*, em moldes quadrados com lado de 101,4mm de lado e com 20mm de altura. O ensaio foi realizado de acordo com as recomendações da ASTM D3080/04. Detalhes da moldagem do corpo de prova e o equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto podem ser visualizados na Figura 84.

Figura 84 – a) Moldagem do corpo de prova b) Equipamento de cisalhamento direto do LMS/UFSC.

(a) Moldagem do corpo de prova



(b) Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Autor

Após moldagem e preparação dos corpos de prova, as amostras foram transferidas para caixa de cisalhamento direto e submetidos a condição de inundação ou não. Posteriormente, foram aplicadas tensões normais de 33kPa, 78kPa e 128kPa.

A etapa de consolidação foi mantida até o momento onde não foi mais observado variação nas leituras de deformação vertical. Após esta etapa foi iniciada a ruptura drenada na amostra. Para garantir a condição de ruptura drenada do material foi determinada a velocidade de cisalhamento com base nos estudos de Bishop e Henkel (1962).

Os estudos de Bishop e Henkel (1962) têm como base os resultados do grau de adensamento do material, de acordo com a seguinte equação:

$$\ddot{U}_f = 1 - \frac{h^2}{\eta \times c_v \times t_f} \quad (19)$$

Onde:

h é a metade da altura da amostra [cm];

c_v é o coeficiente de adensamento vertical [cm²/s];

t_f é o tempo para ruptura (aproximado) [s];

η é um fator que depende das condições de drenagem nas extremidades da amostra [-].

Nos ensaios realizados Bishop e Henkel (1962) concluíram que com um grau de adensamento de 95% era possível negligenciar os erros nas medidas de resistência. E para uma condição de ruptura com drenagem nas duas faces o valor de η era igual a 3. Assim:

$$0,95 = 1 - \frac{h^2}{3 \times c_v \times t_f} \therefore t_f = \frac{6,67 \times h^2}{c_v} \quad (20)$$

Onde h= caminho de drenagem (no caso igual a 1cm, por existirem duas faces drenantes) e c_v o coeficiente de compressão confinada obtida no ensaio.

De forma que:

$$v_{rup} = \frac{0,025 \times 10,14}{t_f} \therefore v_{rup} = \frac{0,2535}{t_f} \quad (21)$$

Os valores de c_v dos ensaios de compressão confinada podem ser vistos na Tabela 10. Com isso, para definição da velocidade de ruptura estima-se uma provável deformação horizontal possibilitando o cálculo da velocidade de forma que não seja gerado excesso de pressão neutra durante o cisalhamento. Nesta pesquisa, considerou-se a deformação horizontal de 2,5% e calculou-se a velocidade do ensaio conforme Tabela 10 a seguir.

Tabela 10 - Velocidades utilizadas no ensaio de cisalhamento direto

Amostra	c_v (cm^2/s)	Velocidade calculada (cm/s)	Velocidade Utilizada no ensaio (cm/s)
Tal.4-AM.1-prof.0,5m	1,40E-02	5,32E-04	5,00E-04
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	1,20E-01	4,56E-03	5,00E-04
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	1,59E-02	6,05E-04	5,00E-04
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	1,19E-01	4,52E-03	5,00E-04
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	8,10E-02	3,08E-03	5,00E-04

Fonte: Autor

4.4.6.3 Ensaio de compressão triaxial

Para verificar as propriedades mecânicas de tensão x deformação e resistência foram realizados os ensaios triaxiais do tipo Consolidado Isotropicamente Drenado (CID) e Consolidado Isotropicamente Não Drenado (CIU).

Foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 38,1 mm de diâmetro (1,5”) e 76,2 mm (3”) de altura. Conforme já citado na etapa de coleta de amostras, e na moldagem dos corpos de prova dos ensaios também se buscou “fugir” dos planos de fraqueza do solo. Nesta pesquisa o objetivo principal era determinar os parâmetros de resistência em amostras livres de estruturas reliquias, ou pelo menos, que não fossem visualizadas a olho nu. Para esta etapa é utilizado um torno de moldagem de corpos de prova (Figura 85).

Os ensaios foram realizados em três tipos de câmaras triaxiais. Duas câmaras para amostras de até 1,5”, com capacidade respectivas, de 5 e 10 toneladas e sistema de pressão controlado por potes de mercúrio. E outra câmara para amostra até 3” com capacidade de 10 toneladas e operada por sistemas hidráulicos (Figura 85). Um desenho esquemático

dos equipamentos básicos que compõe o ensaio pode ser visualizado no trabalho de Espindola (2011), com base nos trabalhos de Bishop (1962), conforme a Figura 86.

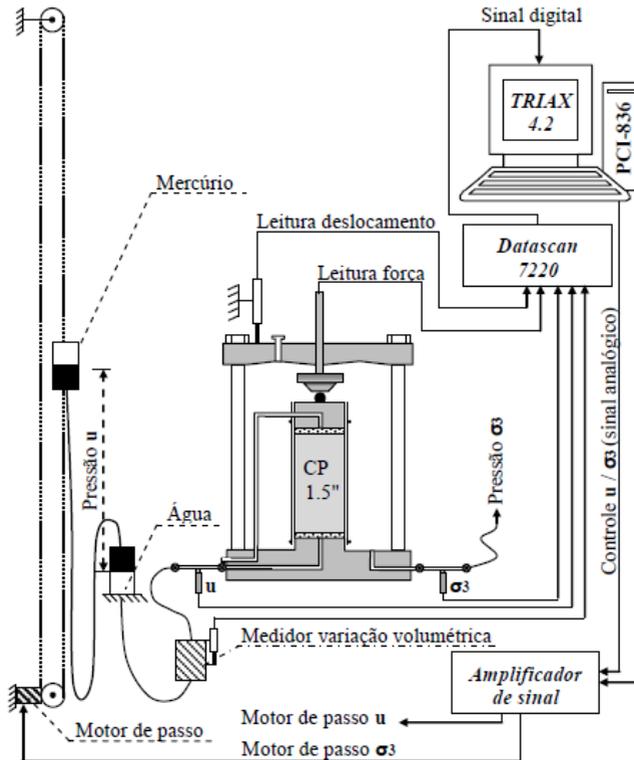
A consolidação do corpo de prova se deu com aplicação de tensão confinante até se obter a tensão efetiva pré-determinada. Na etapa de ruptura da amostra foi realizado o aumento da tensão desviadora até uma deformação vertical que permitia uma definição clara da curva tensão x deformação e a definição da ruptura.

Figura 85 – Moldagem do CP e Equipamento triaxial para amostras até 3” do LMS/UFSC



Fonte: Autor.

Figura 86 - Detalhes do equipamento Triaxial 1,5" utilizado para realização dos ensaios CID e CIU



Fonte: Espíndola, 2011 *apud* Bishop, 1962.

A etapa de saturação foi realizada por contrapressão tomando-se cuidado para não gerar pressões significativas no esqueleto sólido (tensão efetiva). A diferença entre a pressão confinante e a poropressão aplicada foi de 5 kPa. Para verificação da saturação foi utilizado o parâmetro B de Skempton que analisa a variação da poropressão com aumento da tensão confinante. Foram feitas, no mínimo, quatro verificações. A verificação era feita diariamente para cada nível de tensão aplicada, sendo que a etapa de saturação levou 4 dias.

Nos ensaios triaxiais CID e CIU foram aplicadas tensões efetivas confinantes de 20 kPa, 80 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Essas tensões foram

pré-fixadas com base nos valores de tensão de pré-adensamento virtual, a cimentação a baixas tensões confinantes, das tensões geostáticas e a capacidade dos equipamentos empregados.

No ensaio CIU, a ruptura acontece em condições não drenadas, ou seja, as válvulas de drenagem são fechadas e ocorre o incremento de carga até a ruptura. Sem drenagem, ocorre excesso de pressão neutra que é medida através de um transdutor de pressão.

No ensaio CID as válvulas de drenagem são mantidas abertas. Desta forma, a condição drenante, impede que ocorra excesso de poropressão, porém, conseqüentemente, ocorre variação de volume devido a saída ou entrada de água nos vazios. O incremento de tensão foi realizado de forma lenta permitindo que todo acréscimo de pressão neutra fosse dissipado. A velocidade de ruptura foi calculada de maneira similar ao cisalhamento direto com base no valor de c_v obtido na compressão confinada e na teoria já apresentada de Bishop e Henkel (1962).

Na Tabela 11 são apresentados os valores de coeficientes de compressibilidade obtidos nos ensaios de compressão confinada nas amostras inundadas e, as respectivas velocidades calculadas para realização do ensaio na condição drenada.

Tabela 11 - Velocidades utilizadas nos ensaios CID

Amostra	c_v (cm^2/s)	Velocidade Utilizada no ensaio (cm/s)
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	1,20E-01	2,00E-05
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	1,19E-02	2,00E-05

Fonte: Autor

5. RESULTADOS E ANÁLISE

Este capítulo trata de considerações sobre os ensaios de laboratório e campo, assim como de conclusões preliminares desta pesquisa. A seguir, serão expostos os resultados dos ensaios de laboratório e de campo.

5.1 RESULTADOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório em solos são um completo conjunto de técnicas que buscam determinar as características físicas, químicas e mecânicas dos solos. Nos dias atuais, equipamentos sofisticados permitem a coleta de amostras indeformadas, com qualidade, que preservam a estrutura e umidade natural dos solos. E no laboratório, o avanço tecnológico contribuiu para melhoria nos processos de aquisição de dados e processamento produzindo resultados refinados que permitem ampliar o entendimento do comportamento geomecânico dos solos.

Neste capítulo estão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física, mineralógica e mecânica realizada nesta pesquisa. Os dados obtidos nos solos estudados serão avaliados e discutidos com base em outras pesquisas conduzidas em solos residuais de outros locais.

5.1.1 Ensaios de caracterização física

Na Tabela 12 é apresentado o resumo dos ensaios de densidade das partículas, limites de liquidez e granulometria dos solos residual de gnaiss. Na última coluna da tabela encontra-se a classificação através do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Tabela 12- Resumo dos ensaios de caracterização física em solos residuais de gnaiss

Amostra / Ensaio	Profundidade (m)	Espessura de solo natural** (m)	Densidade	Limites de			Granulometria				SUCS*
			Grãos	Consistência			%	%	%	%	
			δ_g	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Argila	Silte	Areia	Pedregulho	
TAL-4 - AM-1	0,5	7,3	2,73	52	43	9	6,3	45,1	48,7	0	ML
TAL-2 - AM-1	0,5	13	2,66	52	34	18	5,9	54,4	37,1	2,6	ML
PI-1 - AM-1	1,00	10,5	2,68	39	33	6	5,7	34,4	58,0	1,8	SM
PI-1 - AM-2	2,00	11,5	2,67	43	30	13	5,3	30,4	56,1	8,3	SM
PI-1 - AM-3	3,00	12,5	2,72	38	30	8	3,6	31,2	61,3	3,9	SM

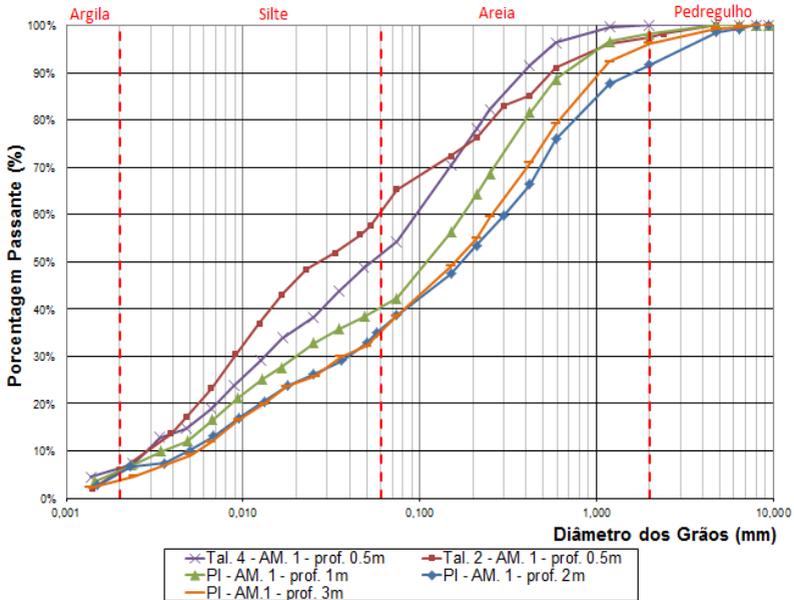
*Vargas(1977)/** Espessura de solo antes do retaludamento

Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

As curvas granulométricas apresentam similaridades entre si (Figura 87). Conforme a Tabela 12 a classificação granulométrica obtida é de um solo areno-siltoso pouco argiloso. A curva granulométrica do solo do Talude 2 indica um solo silto-arenoso pouco argiloso. A classificação tátil-visual realizada nas amostras coletadas pelo amostrador do ensaio SPT define o perfil do solo como um silte arenoso. A classificação SUCS agrupa as amostras do talude como siltosa de baixa compressibilidade (ML) e as amostras do poço de inspeção como areno siltosa (SM).

A variação da classificação pelos métodos aplicados é explicada pelas diferenças da rocha de origem, condições de intemperismo, relevo e tempo de exposição. Refletindo claramente uma característica de granulometria de solos residuais. As amostras mais superficiais (TAL-2 e TAL-4) já foram mais decompostas devido a exposição ao meio e, as amostras mais profundas (poço de inspeção) foram menos desenvolvidas, em outras palavras, a granulometria altera-se ao longo da profundidade.

Figura 87- Curvas granulométricas de solo residual silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Analisando as curvas de granulometria e a Tabela 12, percebe-se que as amostras do poço de inspeção apresentaram um menor percentual de silte e argila se comparadas as amostras do talude. Isso pode ser explicado pelo processo de exposição às intempéries. Como as amostras do talude se encontravam na superfície estiveram por mais tempo sujeitas às ações do intemperismo físico e químico, conseqüentemente, suas partículas já foram modificadas para tamanho menores. As amostras do poço estavam mais protegidas destas ações externas. A ação do intemperismo no solo também pode ser observada na variação dos valores de índice de vazios entre as amostras do poço e do talude (ver Tabela 19). Uma das características típicas de solos residuais é o aumento do índice de vazios com o passar tempo, reflexo da decomposição dos materiais e processos de lixiviação simultaneamente.

A densidade dos grãos variou de 2,67 a 2,73. Uma variação pouco significativa e dentro dos limites encontrados para solos oriundos de outras rochas. A título de comparação será apresentado uma tabela (Tabela 13) de valores de densidade dos grãos e índice de vazios publicado no trabalho de Sandroni (1985). Cabe salientar que estes valores são orientativos, pois a densidade e principalmente o índice de vazios serão extremamente influenciados pelo grau de intemperismo.

Tabela 13 - Densidade dos grãos e índice de vazios típicos para solos residuais brasileiros

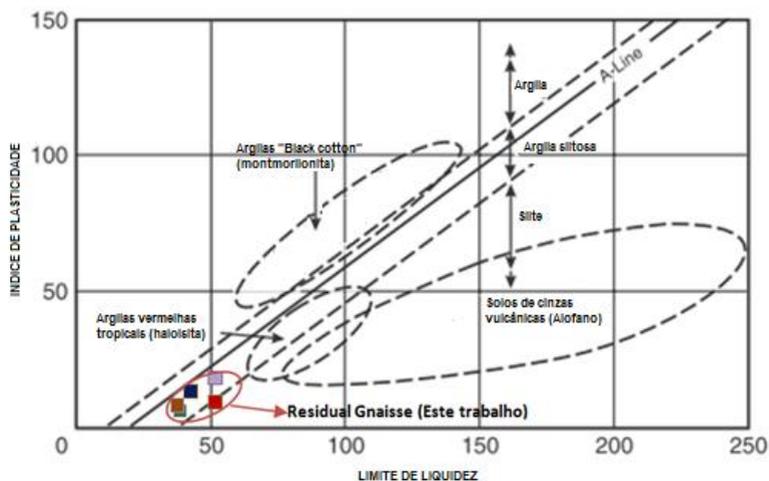
Rocha de origem	Densidade dos Grãos	Índice de Vazios
Gnaisse	2,60 – 2,80	0,3 – 1,1
Quartzito	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
Xisto	2,70 – 2,90	0,6 – 1,2
Filito e Ardósia	2,75 – 2,90	0,9 – 1,3
Basalto	2,80 – 3,20	1,2 – 2,1
Este pesquisa (2015)	2,67 – 2,73	0,8 – 1,5

Fonte: Sandroni, 1985.

Com objetivo de estender a classificação do solo através dos limites de Attemberg foi utilizada a carta de classificação (Figura 88) proposta por Casagrande e modificada por Wesley (2010). Observa-se que os resultados sugerem um novo subgrupo de solos residuais com predominância da caulinita e, se enquadram na classificação com maior

quantidade de silte, ou seja, abaixo da linha A proposta por Casagrande (1948).

Figura 88 - Carta de plasticidade de alguns solos residuais



Fonte: Wesley, 2010.

Na Tabela 14, são relacionados os valores típicos de limites de plasticidade e de atividade de minerais de argila com o respectivo intervalo encontrado nesta pesquisa. No solo residual foi encontrada a presença de minerais de quartzo, caulinita, muscovita e haloisita (maiores detalhes da mineralogia serão descritos a seguir). Nota-se que os resultados de limites de plasticidade encontrados são, consideravelmente, próximos dos valores da caulinita e haloisita. O valor do índice de atividade (IA) foi bastante alto se comparado aos demais dados. Uma das hipóteses é a presença de outros minerais não identificados nos difratogramas. Cecílio Jr (2009), com base em outras pesquisas cita que o IA não é muito confiável para classificação de solos residuais devido aos processos diferenciados de formação destes solos.

Tabela 14 - Valores típicos de limites de plasticidade e atividade de alguns minerais de argila

Mineral	LL	LP	IA
Caulinita	35 – 100	20 – 40	0,3 – 0,5
Ilita	60 – 120	35 – 60	0,5 – 1,2
Montmorilonita	100 – 900	50 – 100	1,5 – 7,0
Haloisita (hidratada)	50 – 70	40 – 60	0,1 – 0,2
Haloisita (desidratada)	40 – 55	30 – 45	0,4 – 0,6
Atapulgita	150 – 250	100 – 125	0,4 – 1,3
Alofano	200 – 250	120 – 150	0,4 – 1,3
Este pesquisa (2015)	38 – 52	30 – 43	1,0 – 3,0

*Caulinita/Muscovita/Rectorita/Philipsita

Fonte: Adaptado de Braja, 2007.

5.1.2 Ensaios de caracterização microscópica e mineralógica

Com aplicação da microscopia eletrônica de varredura (MEV) buscou-se identificar minerais presentes no solo residual de gnaiss. Ainda observar a microestrutura do solo em seu estado natural e possíveis alterações (rearranjo estrutural) após o cisalhamento dos corpos de prova. As amostras naturais foram retiradas de blocos indeformados e, após o cisalhamento foram extraídas no plano de ruptura, ou seja, as imagens apresentadas (natural e após cisalhamento) não foram registradas na mesma área das amostras analisadas.

Os resultados completos da microscopia eletrônica podem ser observados nos apêndices. Na Figura 89, cabe destacar a visualização dos minerais existentes nas ampliações das imagens x1500 e x3000 da amostra *Tal.2-AM.1-prof.0.5m*. Ficou evidenciada a presença de grãos de quartzos envoltos por outros minerais, identificados na difratometria, principalmente a caulinita e haloisita. E nas ampliações x5000 e x8000, observa-se a caulinita pelo seu típico formato lamelar e a haloisita com formato tubular. A ampliação x8000 da amostra *Tal.2-AM.1-prof.0.5m* não foi reproduzida devido a baixa qualidade da imagem.

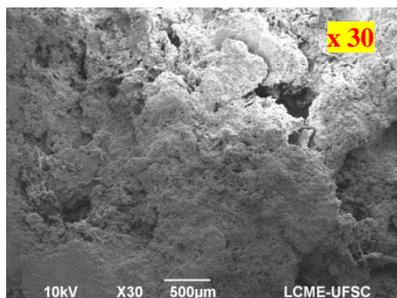
No que se refere ao rearranjo estrutural e ao alinhamento das partículas provocado pela ruptura dos corpos de prova nas amostras dos taludes 2 e 4 não foi possível observar alterações estruturais significativas após o cisalhamento. Uma possível explicação é que as amostras coletadas para análise microscópica necessitavam ter $0,8 \text{ cm}^2$ de área para uso no equipamento disponível. Assim cabia ao pesquisador escolher, a olho nu, uma região da superfície de ruptura a ser verificada microscopicamente. Pode ser que, por algum infortúnio, o pesquisador escolheu uma região tal que o rearranjo estrutural não ficasse tão evidenciado.

Porém, nas amostras do poço de inspeção, principalmente a amostra *PI-1-AM.1-prof. 2m*, fica evidenciado nas ampliações x30 e x100 um aspecto de fratura estrutural do solo. Nas ampliações x2000 e x8000, um provável realinhamento (no sentido da ruptura) causado pelo deslocamento relativo das partículas, caracterizando um novo arranjo estrutural (Figura90).

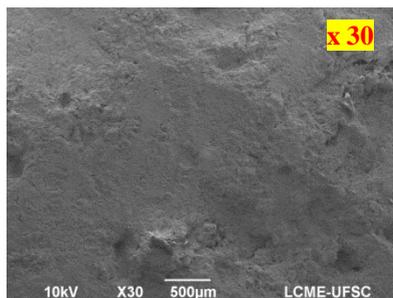
A qualidade das imagens na microscopia eletrônica é função de uma superfície lisa. No caso dos solos granulares estudados devido as irregularidades inerentes ao material ficou difícil obter imagens melhores e com maiores focalizações. Outro aspecto, é que a pequena área de amostra pode não refletir todas as características mineralógicas do solo residual de gnaíse.

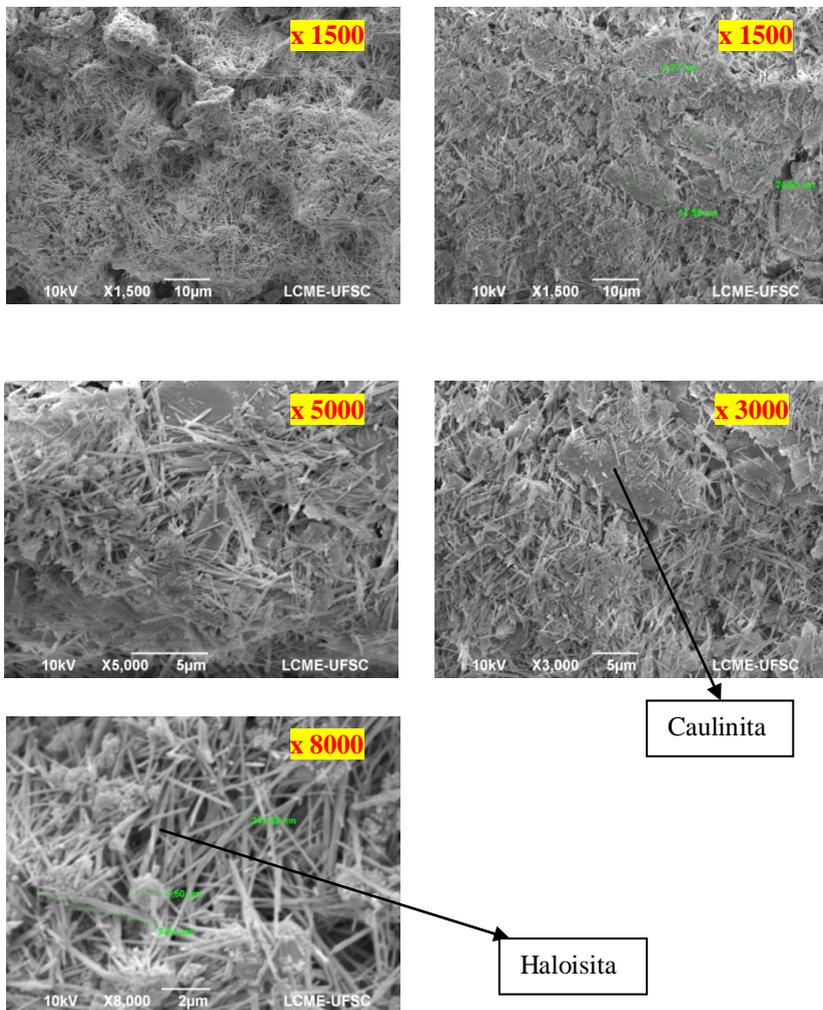
Figura 89 - Imagens de MEV – amostra Tal. 2 – AM.1- prof. 0,5m, antes e após o cisalhamento

Amostra Natural



Após o cisalhamento



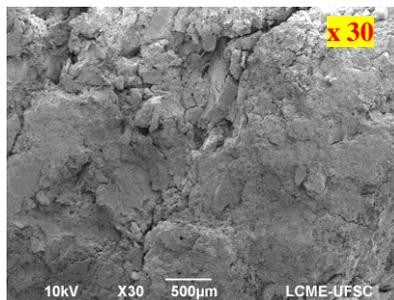
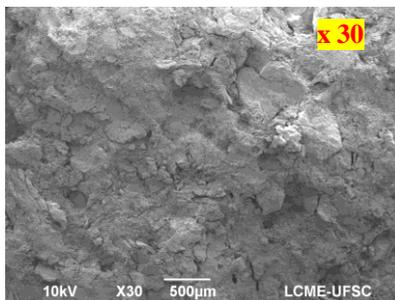


Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Figura 90 - Imagens de MEV – amostra PI-1 – AM.2 – prof. 2m, antes e após o cisalhamento

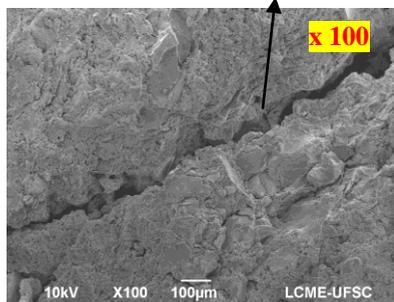
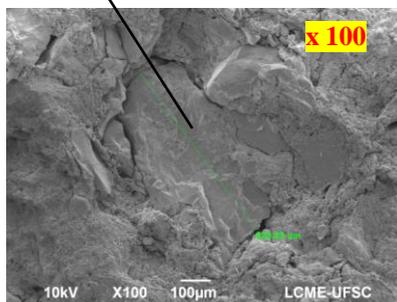
Amostra Natural

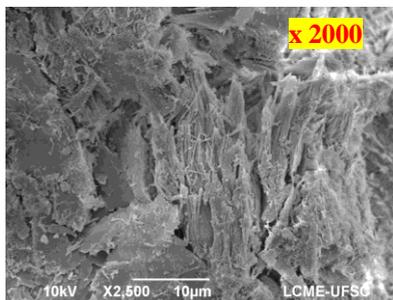
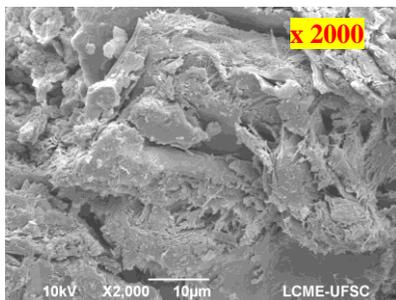
Após o cisalhamento



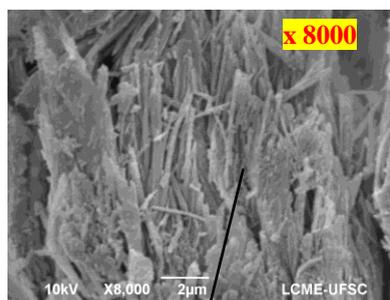
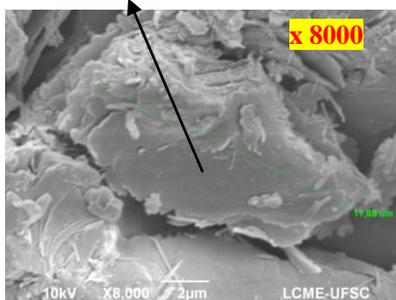
Quartzo

Deslocamento das partículas





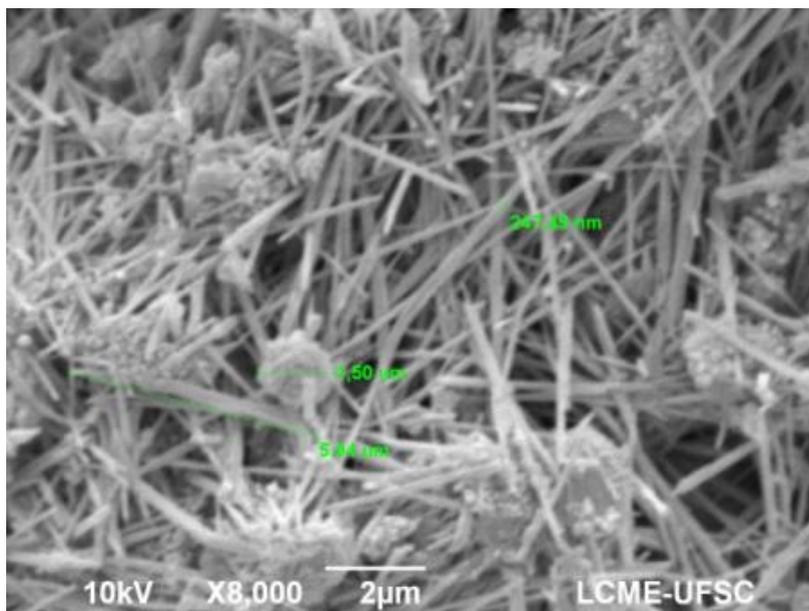
Silte



Alinhamento das partículas
no sentido da ruptura

Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Figura 91 - Imagens de MEV ampliada em 8000x da amostra Tal. 2 – AM.1-prof. 0,5m.

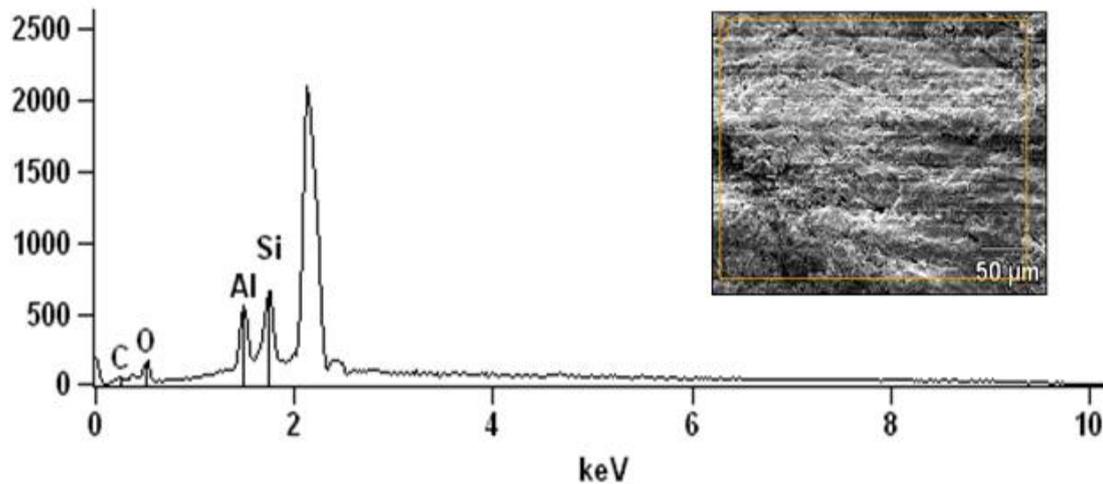


Fonte:autor

Destaca-se na Figura 91 uma imagem rara da formação da Caulinita (formato lamelar hexagonal) à partir de cristais de Haloisita. Provavelmente, à partir da endelita, um tipo de Haloisita de maior hidratação, porém, para esta afirmação seriam necessário mais dados analíticos.

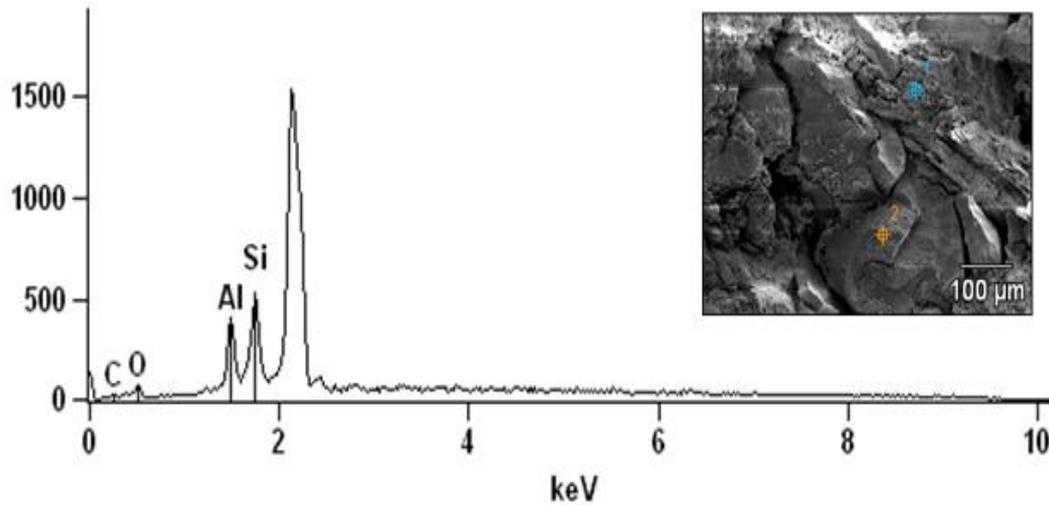
O ensaio EDS buscou identificar os elementos químicos pelas respostas particulares de cada estrutura atômica devido a incidência de raios-X. Os resultados dos ensaios de dispersão de energia (EDS) realizados nas amostras de solo estudado estão apresentados nas figuras 92 a 95 abaixo.

Figura 92 - Ensaio EDS na amostra do Tal.-2-AM1-prof.0,5m



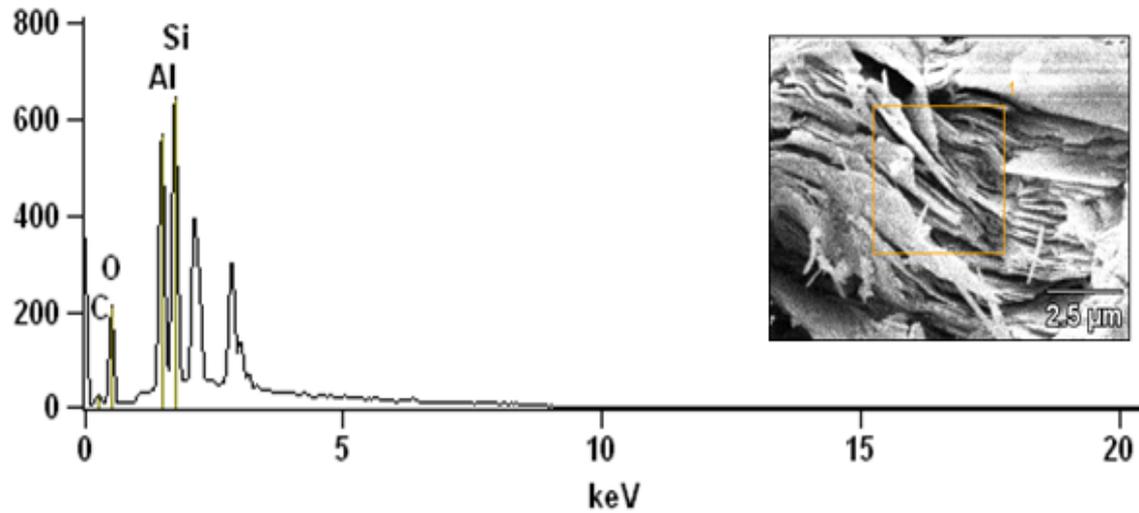
Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Figura 93 - Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM2-prof. 2m



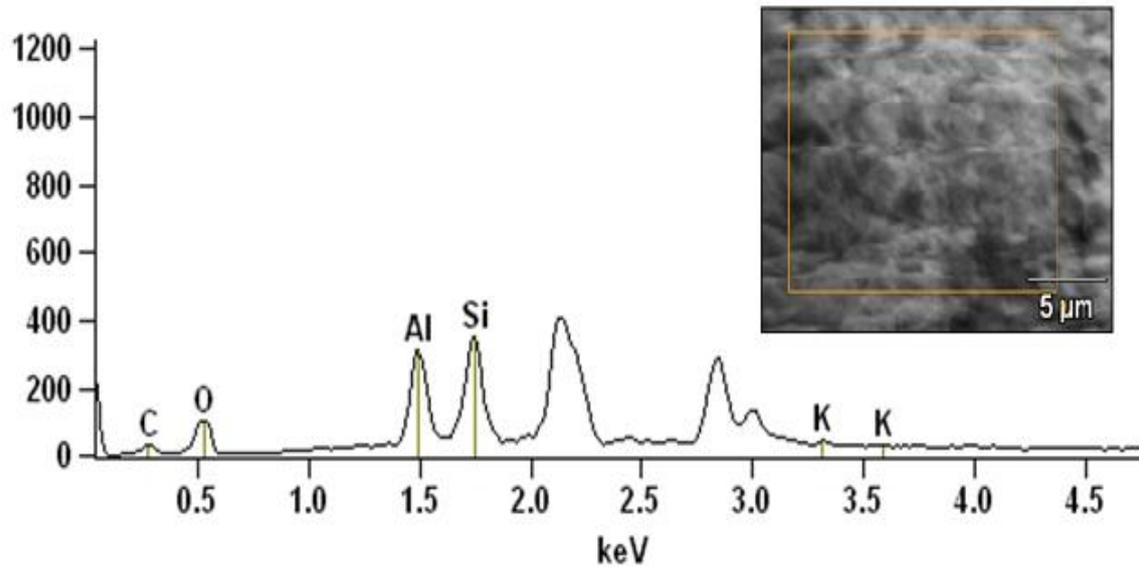
Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Figura 94 – Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM1-prof. 1m



Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Figura 95 – Ensaio EDS na amostra do PI-1-AM3-prof. 3m



Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Os resultados mostram claramente a presença de Silício (Si) e Alumínio (Al) indicando a ocorrência de alumino-silicatos. A presença destes elementos químicos é normalmente encontrada em solos residuais de gnaiss oriundos de matriz granítica. Outros elementos, em menor quantidade, também ficaram evidenciados nestes testes, como por exemplo, o Oxigênio (O), Potássio (K), Carbono (C) e Ferro (Fe).

Para análises dos minerais primários e secundários presentes no solo estudado foi aplicado a técnica de difração de raios-X (DRX). Os minerais primários são bastante instáveis em condições ambientais sendo assim facilmente intemperizáveis e predominam em frações de areia e silte. Os minerais secundários são formados pela desintegração e alteração dos minerais primários, tendo menores tamanhos e sendo mais estáveis às condições ambientais. Constituem a fração mais fina do solo (argila) dando origem aos argilo-minerais.

Os resultados completos das análises podem ser visualizados nos anexos da pesquisa.

Na Figura 96 são apresentados resultados das seguintes amostras:

- a) DRX *Tal.4-AM-1-prof. 0,5m;*
- b) DRX *Tal.2-AM-1-prof. 0,5m;*
- c) DRX *PI-1-AM.1-prof. 1m.*
- d) DRX *PI-1-AM.2-prof. 2m.*

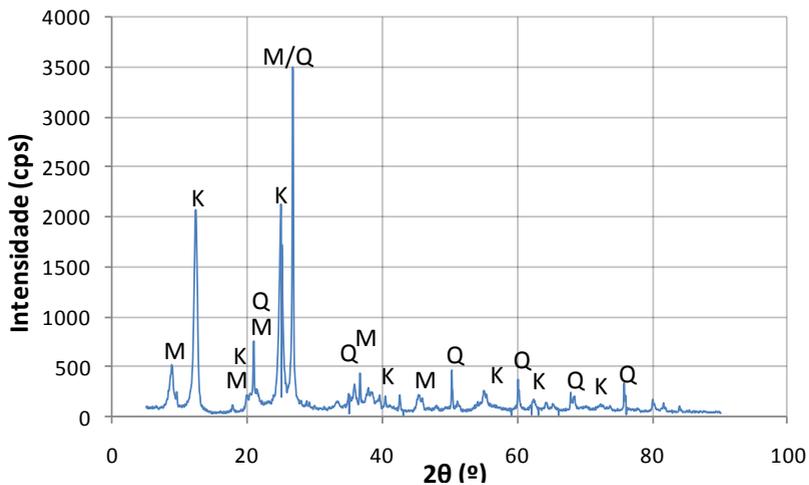
Os minerais são identificados de acordo a nomenclatura na Tabela 15 a seguir.

Tabela 15 - Nomenclatura dos minerais

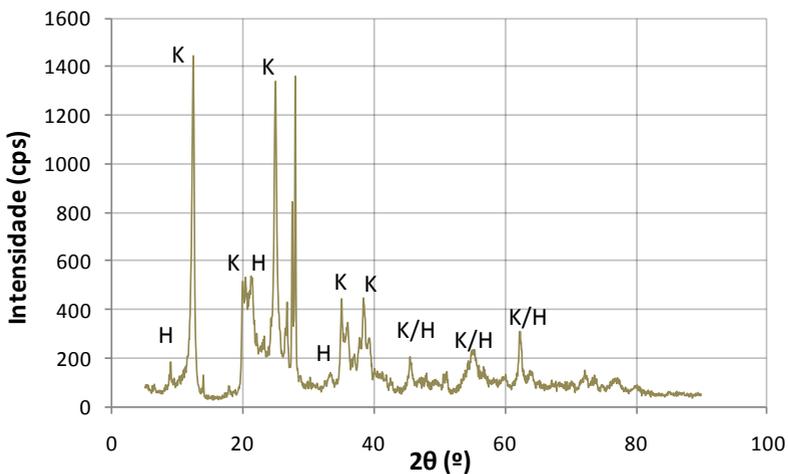
Letra	Mineral	Ordem
Q	Quartzo	Primário
M	Muscovita	Primário
R	Rectorita	Secundário
K	Caulinita	Secundário
P	Philpsita	Secundário
H	Haloisita	Secundário

Figura 96 - Difratometria de raios-X em solo residual silte arenoso de gnaisses

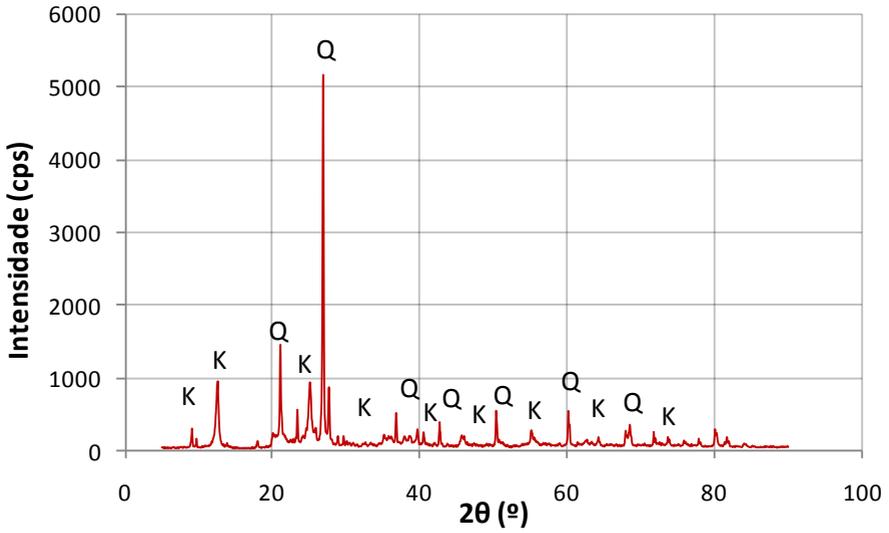
a) Difratometria por raios-x na amostra *Tal.4-AM-1-prof.0,5m.*



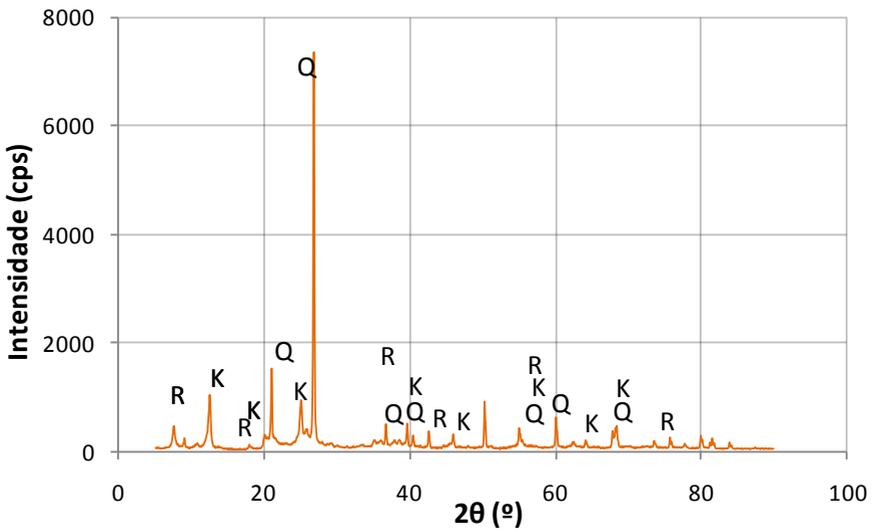
b) Difratometria por raios-x na amostra *Tal.2-AM-1-prof.0,5m.*



c) Difractometria por raios-x na amostra *DRX PI-1-AM.1-prof.1m*.



d) Difractometria por raios-x na amostra *DRX PI-1-AM.2-prof.2m*.



Fonte: Autor

Como já era previsto, os resultados mostram uma presença significativa de quartzo, o mineral mais resistente ao intemperismo. Ainda foi registrada a presença da Caulinita e, em algumas amostras presença da Haloisita, Muscovita e Rectorita.

O quartzo é um dos minerais mais abundantes da superfície terrestre. É formado pelo dióxido de silício $[\text{SiO}_2]$. Para engenharia, sua principal característica é a estabilidade química e, sua decomposição em frações menores dá origem as areias.

A Caulinita $[\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4]$ é um argilo-mineral formado por duas moléculas tetraédricas ligadas fortemente por pontes de hidrogênio. Tem uma estrutura 1:1 dando origem a um mineral que possui pouca expansão e contração. A Haloisita $[\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$ faz parte do mesmo grupo das caulinitas, porém com camadas desordenadas que conferem menor estabilidade estrutural. A Muscovita $[\text{KA}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2]$ faz parte do grupo da *mica*, um mineral primário, instável e sujeito a decomposição, porém é mais resistente ao intemperismo que os *feldspatos*. Tanto a Caulinita, como a Haloisita e Muscovita são bastante comuns em solos residuais, principalmente em solos residuais de gnaisse. A Rectorita $[(\text{Na},\text{Ca})\text{Al}_4(\text{Si},\text{Al})_8\text{O}_{20}(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$ é um mineral constituído por uma sucessão alternada e regular de capas micáceas (*ilitas*) e de *montmorilonita* dioctaédrica. A Rectorita é um produto de ação hidrotermal e geneticamente se encontra associadas a rochas dioríticas. E se presume que as condições de formação sejam semelhantes aos das Caulinitas. Assim, a presença da Rectorita pode ser explicada por ser um argilo-mineral oriundo de alterações da diagênese da Muscovita. A região de estudo teve intensa atividade tectônica no passado, sendo até hoje, percebido indícios desta atividade nas águas termais presente na região. Assim, os efeitos de variação de pressão e temperatura podem ter contribuído para o a formação deste argilo-mineral. A Philpsita é um mineral do grupo das zeolitas. Pode-se apresentar ligada com o Cálcio, Sódio ou Potássio $[(\text{Ca}, \text{Na}_2, \text{K}_2)_3\text{Al}_6\text{Si}_{10}\text{O}_{32} \cdot 12\text{H}_2\text{O}]$ está associada com feldspatos. Ocorrem em rochas vulcânicas e que sofreram alteração hidrotermal por águas quentes.

A presença de minerais primários e secundários em diferentes quantidades nas amostras analisadas refletem características típicas de solos residuais. A ação errática do intemperismo físico e químico dá origem a diferentes minerais e com quantidades distintas. Neste caso, o Quartzo e a Muscovita são típicos do horizonte C do Complexo Granito-gnaíssico. A definição dos minerais presentes no solo é importante

porque o comportamento mecânico (resistência e compressibilidade) também será influenciado pelas características destes minerais.

5.1. 3 Ensaio de permeabilidade

A verificação do coeficiente de permeabilidade da amostra indeformada esclarece as condições de drenagem do local auxiliando no entendimento da ação do intemperismo sobre a formação dos solos.

Na Tabela 16 são mostrados os resultados do coeficiente de permeabilidade vertical obtido nas amostras indeformadas desta pesquisa e na Tabela 17 abaixo são publicadas determinações de permeabilidade em outros solos residuais de gnaiss.

Tabela 16 - Resultados de permeabilidade em solos residuais de gnaiss

Amostra	Índice de vazios	Coefficiente de Permeabilidade - k (cm/s)
TAL 2 – AM. 1 – prof. 0,5m	1,47	6,83 E-06
PI 1 – AM. 1 – prof. 1,0m	0,86	3,87 E-05

Fonte: Autor

Tabela 17 - Resultados de coeficiente de permeabilidade vertical em solos brasileiros residuais de gnaiss

Autor	Solo	Coefficiente de Permeabilidade - k (cm/s)
ABEF (1989)	Silto arenoso (Gnaiss)	2,7E-04 a 6,3E-06
Cardoso Jr. (2006)	Areia siltosa (Gnaiss USP)	5,2E-06
Lisboa (2006)	Silte argiloso (Gnaiss UFV)	1,77E-06
Cecílio Jr. (2009)	Silto arenoso (Gnaiss Caxingui)	1,7E-06
Esta pesquisa (2015)	Silto arenoso (Gnaiss)	3,87 E-05 a 6,83 E-06

Fonte: Autor

Analisando os resultados nota-se que os valores medidos estão dentro da faixa de valores obtidos em outras pesquisas. Porém a permeabilidade é uma propriedade muito variável, principalmente em solos residuais que apresentam granulometria desuniforme e, as

partículas menores, na maioria dos casos, estão agregadas em seu estado natural.

Os resultados da granulometria (item 5.1) mostram que as amostras do poço de inspeção, mais protegidas das condições agressivas do meio ambiente, possuem partículas de solo maiores. No ensaio de permeabilidade a amostra *PI-AM.1.prof.1m* apresentou um coeficiente de permeabilidade maior que a amostra *Tal.2-AM.1-prof.0,5m*, mesmo possuindo um índice de vazios menor. E a amostra do talude com maior percentual de argila e um índice de vazios maior refletiu um coeficiente de permeabilidade menor que do poço de inspeção.

Conclui-se que por mais que sejam tomados cuidados na preparação das amostras e nos ensaios, o coeficiente de permeabilidade de laboratório pode ser muito diferente do de campo. As descontinuidades dos solos residuais podem não ser levadas em consideração nos ensaios de permeabilidade em laboratório. Na presente pesquisa, as características reliquias da rocha foram evitadas, tanto nos ensaios de permeabilidade quanto nos demais ensaios de compressibilidade e resistência.

5.1.4 Ensaio de compressão unidimensional confinada

Em solos residuais, o termo tensão de préadensamento não tem o mesmo significado da tensão de préadensamento que acontece em solos sedimentares, que representa a maior tensão vertical que o depósito já esteve submetido em sua história de tensões. Neste caso, o OCR significa a razão entre a máxima tensão vertical efetiva aplicada no material pela tensão vertical efetiva atual. Nos solos residuais, devido ao processo de formação inverso, com decomposição do solo devido às intempéries, aumento do índice de vazios e quebra parcial de cimentações (Vaughan & Kwan, 1984), a pressão é chamada de tensão de pré-adensamento virtual (Vargas, 1953), ou mais recentemente, sendo denominado de tensão de escoamento ou cedência (*yielding point*). Sendo a pressão a partir do qual o solo começa a perder cimentação e ocorre um rearranjo estrutural podendo ser entendido como um processo de dano contínuo e irreversível.

De maneira análoga, o OCR também não pode ser interpretado fisicamente da mesma forma que solos residuais. Então nesta pesquisa, a razão de pré-adensamento virtual (OCR_{virtual}) foi estimada com base na altura original (antes do retaludamento) sobre o ponto onde foi realizada a coleta de amostras (ver perfil representativo no item 4.4.1), e com base na espessura de solo atual. O OCR_{virtual} é definido por:

$$OCR_{virtual} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (22)$$

Onde:

σ'_{vm} = tensão vertical efetiva de pré-adensamento virtual

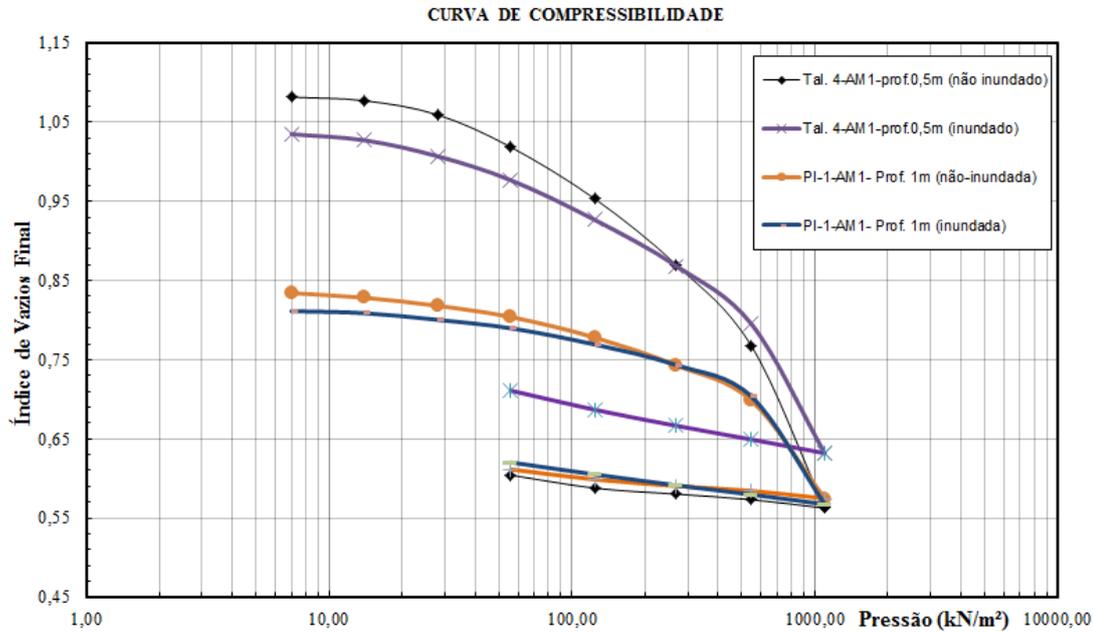
σ'_{vo} = tensão vertical efetiva (antes do retaludamento e na condição atual)

Nesta pesquisa os ensaios de compressão confinada foram realizados em amostras no teor de umidade natural e em condição inundada. Isso permitiu analisar a rigidez do solo residual estudado e aspectos comportamentais da compressibilidade devido a inundação.

Foram determinados os coeficientes de recompressão (C_r), coeficiente de compressão (C_c), tensão de pré-adensamento virtual (σ'_{vm}), coeficiente de compressibilidade (a_v), permeabilidade (k) e coeficiente de adensamento vertical (c_v).

As curvas de compressibilidade obtidas são apresentadas na Figura 97 e Figura 98.

Figura 97 - Curvas de compressibilidade do Tal.4-AM1-prof.0,5m e PI 1-AM1- Prof. 1m, em condições inundadas e não inundadas.



Fonte: Autor

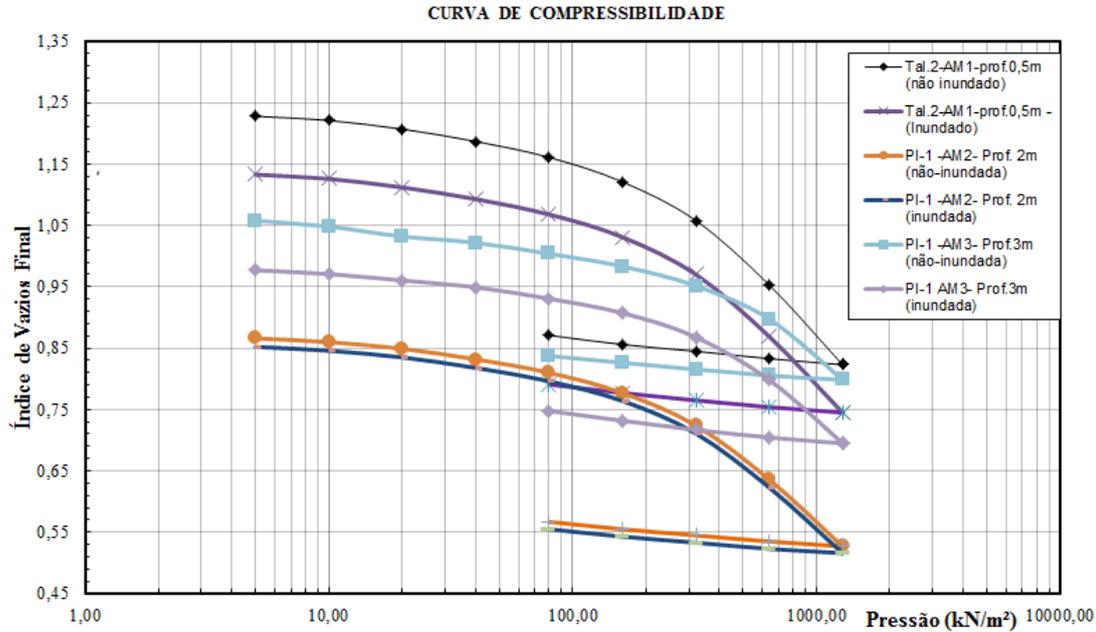
Estas curvas de compressibilidade são plotadas juntas por apresentarem semelhanças em seu comportamento. A amostra do *Tal.4-AM1-prof.0,5m* inundada apresenta no trecho de recompressão uma maior rigidez que a amostra não- inundada. Com valor de C_r igual a 0,05 na condição inundada e 0,16 na condição não inundada. A tensão de préadensamento virtual foi obtida pelo método de Pacheco Silva (1970) e indicou na condição inundada e não inundada, respectivamente, 355 kPa e 340 kPa. Interessante observar que neste ponto ambas as curvas se tocam indicando que a condição de inundação praticamente não modificou a tensão de préadensamento virtual. Depois de ultrapassado esta tensão, a amostra *Tal.4-AM1-prof.0,5m* inundada também reflete maior rigidez que a amostra não inundada. Essa diferença deve ser, portanto, do próprio solo, ou seja, sua devido a sua heterogeneidade.

As amostras *PI 1-AM1- Prof. 1m*, inundada e não inundada, apresentaram entre si, comportamentos similares das amostras *Tal.4-AM1-prof.0,5m*, também entre si. Na condi o inundada, os coeficientes de recompressão e compressão foram menores, comprovando uma maior rigidez do que na condi o não inundada. Novamente as curvas de compressibilidade se tocaram próximos a tensão de préadensamento virtual sendo, respectivamente, 470 kPa e 480 kPa, na condi o inundada e não inundada. Conclui-se também que a heterogeneidade deva estar associada a este comportamento.

As curvas de compressibilidade das amostras *Tal.2-AM1-prof.0,5m*, *PI 1-AM1- Prof. 2m* e *PI 1-AM1- Prof. 3m* mostraram-se muito semelhantes entre si. Os valores de C_c , C_r e σ'_{vm} foram praticamente idênticos independentes da condi o de inunda o e, conseqüentemente, com aumento do grau de satura o. Ressalta-se que somente a inunda o não garante uma satura o de 100%.

As diferenças nas curvas dessas amostras são devidas a ciment o e a altera o no  ndice de vazios inicial reflexo do local e da profundidade que foram coletadas. Porém, os resultados mostram-se diferentes das amostras *Tal.4-AM1-prof.0,5m* e *PI 1-AM1- Prof. 1m* que tiveram influência da condi o de inunda o sobre suas propriedades de deformabilidade. Os resultados completos obtidos em cada amostra podem ser visto na Tabela 18.

Figura 98 - Curvas de compressibilidade do Tal. 2-AM1-prof.0,5m, PI-1-AM2 – Prof. 2m e PI-1-AM3 – Prof. 3m, em condições inundadas e não inundadas



Fonte: Autor

As formas das curvas, especialmente da Figura 98 se assemelham à curvas de areia, ou seja, não ocorre uma mudança brusca quando da passagem do trecho de recompressão para a reta virgem. Isto pode ser devido às fracas cimentações existentes nos contatos entre partículas. Observa-se na Tabela 20, mais adiante, que as resistências à tração, além de serem baixas, apresentam diferenças grandes entre os pares de valores para o mesmo ponto.

Na tabela 18 foram determinados o $OCR_{virtual}$ antes e após o retaludamento. Nota-se que os valores são bem maiores do que os cálculos considerando a tensão vertical efetiva antes do retaludamento. Esse aspecto foi levantado porque na metodologia utilizada nos ensaios de campo as relações desenvolvidas são fundamentadas na condição atual do talude. Assim, acredita-se que o $OCR_{virtual}$ após o retaludamento seja o valor mais adequado a ser considerado nas análises. Afinal, com o alívio de tensões promovidas pela escavação alguma parcela das cimentações foi quebrada devido a expansão do solo. Neste caso a tensão de préadensamento virtual obtida nos ensaios de compressão reflete uma condição adaptada à nova realidade no estado de tensões.

Tabela 18 - Resultados dos ensaios de adensamento em solos residuais de gnaiss

Amostra	e_o	γ_d (kN/m ³)	σ'_{vm} (kPa)	C_v (cm ² /s)	a_v (cm ² /kg)	k (cm/s)	C_r	C_c	OCR*	OCR**
Tal. 4- AM. 1- prof.0,5m (Inund)	1,039	13,3	355	1,40E-02	7,40E-02	5,10E-07	0,05	0,54	2,81	41,76
Tal. 4-AM. 1 prof. 0,5 (Não inund)	1,084	13,1	340	1,14E-02	7,49E-02	4,50E-07	0,16	0,68	2,74	40
Tal. 2- AM. 1- prof.0,5m (Inund)	1,138	12,4	230	1,20E-01	8,20E-02	4,80E-06	0,073	0,374	1,18	27,05
Tal. 2-AM. 1 prof.0,5m (Não inund)	1,234	11,9	230	1,20E-01	8,60E-02	4,90E-06	0,073	0,390	1,12	27,05
PI-1 - AM 1- prof.1m (Inund)	0,812	14,8	480	1,59E-02	2,98E-02	2,76E-07	0,02	0,45	2,44	28,23
PI-1 - AM 1 prof. 1m(Não inund)	0,836	14,6	470	1,49E-02	4,26E-02	3,85E-07	0,09	0,41	2,40	27,64
PI-1 - AM 2 - prof. 2m (Inund)	0,857	14,4	230	1,19E-01	7,10E-02	4,93E-06	0,055	0,324	1,16	6,76
PI-1 - AM 2 prof. 2m (Não inund)	0,871	14,3	230	1,20E-01	7,20E-02	4,93E-06	0,037	0,327	1,14	6,76
PI-1 - AM 3 - prof. 3m (Inund)	0,984	13,7	320	8,10E-02	6,74E-02	2,89E-06	0,049	0,342	1,52	6,27
PI-1 - AM 3 prof. 3 (Não inund)	1,070	13,1	320	8,20E-02	8,94E-02	3,73E-06	0,047	0,329	1,59	6,27

*OCR estimado antes do retaludamento **OCR após o retaludamento

Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Na Tabela 19 a seguir é apresentada uma comparação dos resultados de ensaios de compressão confinada, na condição inundada, em solos residuais.

Tabela 19- Resultados de índices obtidos em ensaios de compressão confinada em solos residuais

Autor	Solo	e_o	σ'_{vm}	C_r	C_c
Vargas (1951)	Gnaisse	1,10	130	0,02	0,39
ABEF (1989)	Gnaisse migmatito	0,85	680	0,04	0,30
Pinto et al. (1993)	Gnaisse granítico	1,05	218	0,03	0,46
Cecilio Jr. (2009)	Gnaisse Caxingui	0,60	370	0,06	0,21
Godóis (2011)	Granito	0,81	130	0,07	0,27
Esta pesquisa (2015)	Solo residual gnaisse	0,85-1,13	230-480	0,05-0,07	0,32-0,54

Fonte: Autor

Algumas conclusões adicionais desta pesquisa, no que se refere à avaliação dos resultados dos ensaios de compressão confinada, já foram publicadas anteriormente no trabalho de Godoi (2014).

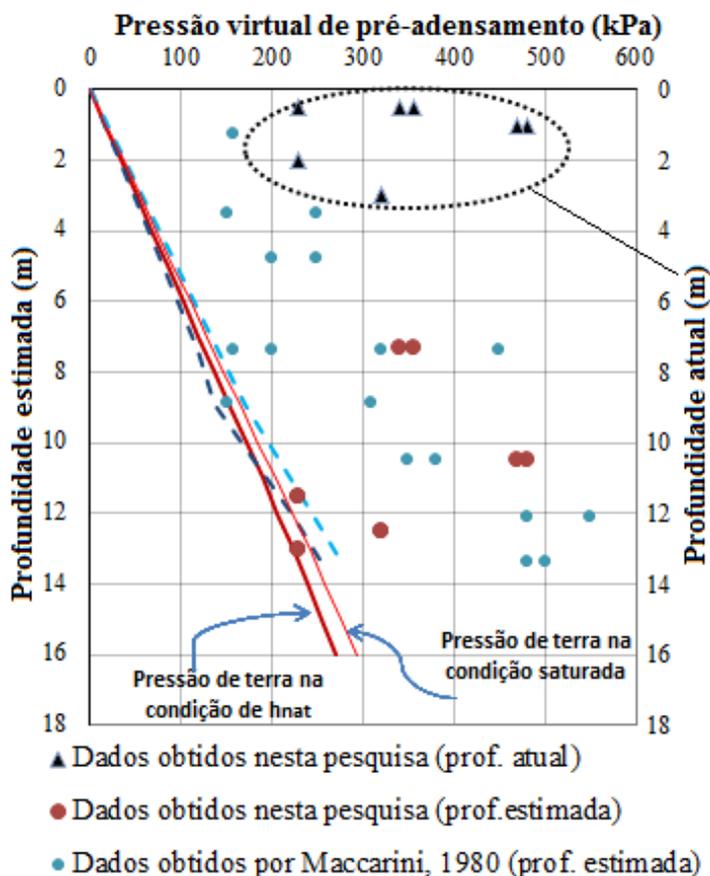
Destaca-se a confirmação que o conceito de história de tensões, válido para solos sedimentares, não pode ser aplicado em solos residuais. A Figura 99 mostra a relação entre tensão de préadensamento virtual desta pesquisa em função da profundidade estimada de solo – antes do retaludamento (pontos vermelhos) e na profundidade após o retaludamento (pontos pretos).

No mesmo gráfico, estão apresentados os dados obtidos por Maccarini (1980, reapresentados em 1987). Os dados obtidos por aquele autor estão representados pelos pontos azuis. Neste gráfico é apresentada a pressão de terra (devido ao peso próprio) na condição de umidade natural e saturada (linhas vermelhas) sempre considerando a situação original de perfil de solo (sem escavação).

Analisando o gráfico nota-se que a tensão de préadensamento virtual é sempre maior que a tensão vertical de terra que existiu no passado, ou seja, antes do retaludamento. Se for considerado a profundidade de solo atual está diferença fica ainda maior.

Isso pode ser explicado pela presença de cimentações em solos residuais. A presença de cimentações em solos residuais naturais pode ser explicada não apenas pela semelhança do comportamento com solos artificiais, mas principalmente pela falha na comparação com princípios de carregamento, ou história de tensões aplicadas aos solos sedimentares.

Figura 99 - Comparação da tensão virtual de pré-adensamento com a pressão de terra na condição natural e saturada e com a condição de terra atual.

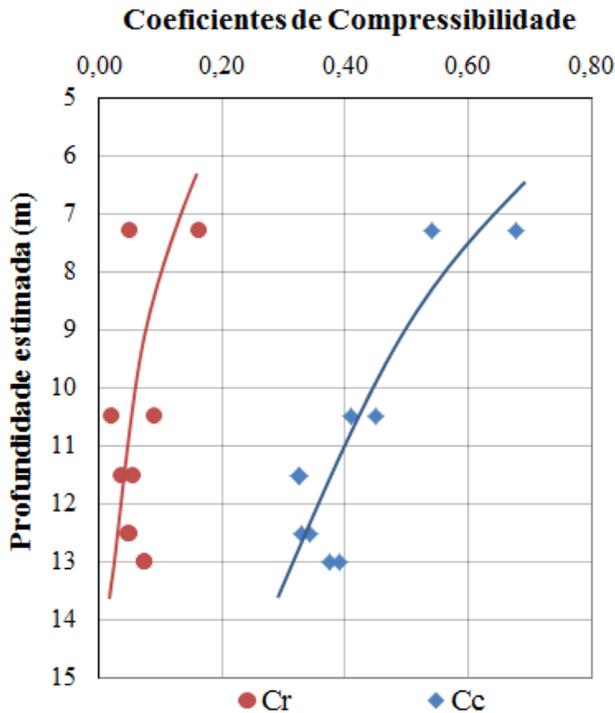


Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Outra característica de solos residuais é a modificação da rigidez do solo devido aos processos de intemperismo diferenciados ao longo da

profundidade (Figura 100). Avaliando os coeficientes de compressibilidade, C_r e C_c , com a profundidade estimada de solo nota-se a tendência dos aumentos dos coeficientes quando mais próximos da superfície. Conclui-se que, quanto mais exposto o material já foi às condições do meio ambiente, maiores serão seus coeficientes de compressibilidade, ou seja, o material tem menor rigidez. Quanto mais profundo, mais próximo da rocha de origem, a rigidez será maior. Quanto mais superficial for a amostra, mais porosa a mesma é, sendo que a curva de compressibilidade apresenta uma deflexão mais acentuada. Para profundidades maiores a curva tende a ser mais suave e a diferença de C_r e C_c diminui conforme sugerem os dados da Figura 100.

Figura 100 - Relação entre coeficiente de compressibilidade C_r e C_c ao longo da profundidade estimada



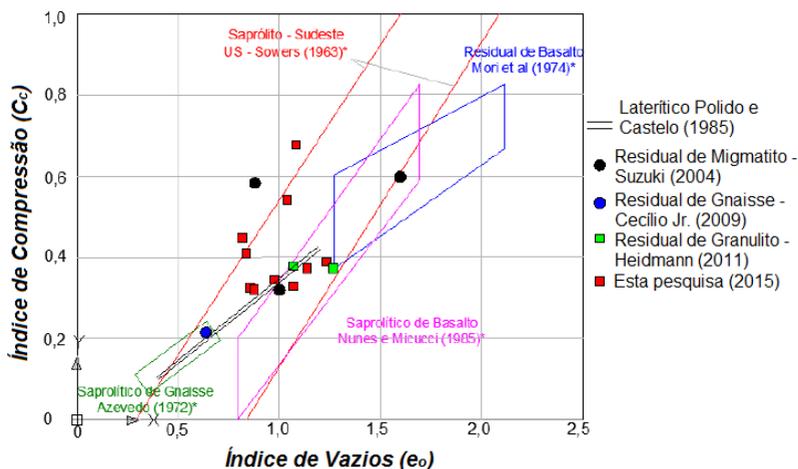
Fonte: Modificado de Godoi, 2014.

Outra relação refere-se a avaliação de $e \times C_c$. Sowers (1963) mostrou uma boa correlação entre o índice de compressão e o índice de vazios em solos saprolíticos do sudeste dos Estados Unidos. Outros autores (Lerouiel & Vaughan 1990, Mitchel & Coutinho (1991), Pinto et al. 1993, Futai et al. 2007) também tem usado esta relação para avaliação da rigidez do solo.

Conforme (Futai et al. 2012) contrariamente no que ocorre em argilas saturadas sedimentares, a plasticidade dos solos residuais não é uma propriedade adequada para compreender sua compressibilidade. O melhor parâmetro para se entender a compressibilidade dos solos residuais é o índice de vazios. A variação de C_c com o índice de vazios apresenta uma nuvem dispersa de pontos, porém, com uma tendência clara, o aumento do índice de vazios reflete no aumento de C_c .

Os resultados da relação do índice de vazios com o índice de compressão em solos residuais silte arenoso de gnaiss é mostrado da Figura 101. Nota-se que o aumento do índice de vazios provoca a diminuição da rigidez do solo, consequentemente um aumento do índice de compressão.

Figura 101 - Relação entre C_c e índice de vazios em solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Suzuki, 2004 apud Godoi.

5.1.5 Ensaio de compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral foram realizados em amostras cilíndricas na condição inundada conforme metodologia apresentando no item 4.4.6. Os resultados obtidos nas amostras de solo residual de gnaiss podem ser visualizados na Tabela 20.

Tabela 20 - Resultados de compressão diametral nas amostras inundadas em solo residual silte arenoso de gnaiss

Amostra	Corpo de Prova	F_T (kN)*	σ_T (kPa)**
Tal.4-AM.1-prof.0,5m	CP 1	0,021	4,61
	CP 2	0,0082	1,79
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	CP 1	0,0076	1,66
	CP 2	0,0366	8,03
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	CP 1	-	-
	CP 2	-	-
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	CP 1	-	-
	CP 2	-	-
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	CP 1	0,0088	1,92
	CP 2	0,028	6,15

* F_T : força de tração (kg) para romper o corpo de prova; ** σ_T : resistência a tração (kPa) para romper o corpo de prova

Fonte: Autor

As amostras do poço de inspeção na profundidade de 1 e 2 metros desagregaram após inundação. Este fato dá uma indicação que as amostras apresentavam baixo nível de cimentação. Além disso, as amostras do poço de inspeção apresentam uma maior quantidade de partículas grossas do que as amostras do talude que, conforme indicavam as granulometrias possuem maior teor de silte e argila refletindo numa matriz mais coesiva. Apesar disto, a amostra *PI 1 - AM3 - prof.3m* não desagregou permitindo a realização do ensaio.

Analisando os resultados percebem-se baixos valores de resistência a tração indicando um baixo grau de cimentação. Os valores da resistência a tração para os solos residuais estudados variam de 1,66 kPa a 8,03 kPa. Esta variação reflete a dificuldade de selecionar e preparar amostras em solos residuais. Mesmo que as amostras tenham sido coletadas próximas e preparadas com o mesmo cuidado e técnica a grande heterogeneidade macro e micro estrutural produz uma dispersão dos resultados. Na Tabela 21, são comparados os resultados com outra pesquisa em solos residuais.

Tabela 21 - Resultados comparativos de resistência a tração, em condições inundadas, em solos residuais

Autor	Solo	Índice de vazios	σ_T (kPa)
Maccarini (1987)	Solos artificialmente cimentados	0,50-1,15	2-15
Sandroni(1990)	Solo residual granito	0,6	13
Boehl (2011)	Solo residual granito	1,20-1,60	1,87-35,85
Oliveira (2011)	Solo residual gnaisse	0,60-0,77	31,42
Esta pesquisa (2015)	Solo residual gnaisse	0,78-1,46	1,66-8,03

Fonte: Autor

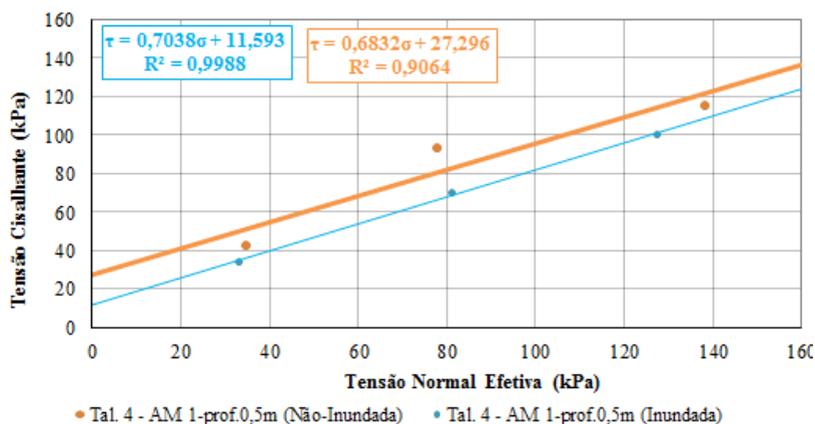
5.1.6 Ensaio de cisalhamento direto

Conforme descrito anteriormente, o ensaio de cisalhamento foi realizado em condições inundadas e não inundadas. Foi garantido o comportamento drenado através de velocidade controlada conforme já apresentado no item 4.4.7. A etapa de cisalhamento só era iniciada a partir do momento que a deformação vertical estivesse estabilizada. As amostras inundadas ficavam algumas horas no estágio de consolidação buscando garantir a maior saturação possível do solo. As tensões normais aplicadas em cada estágio foram de 33kPa, 78kPa e 128kPa.

A seguir serão apresentadas as envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto. Os resultados completos com os respectivos gráficos, tensão cisalhante x deformação horizontal e deformação vertical x deformação horizontal encontram-se nos apêndices desta pesquisa.

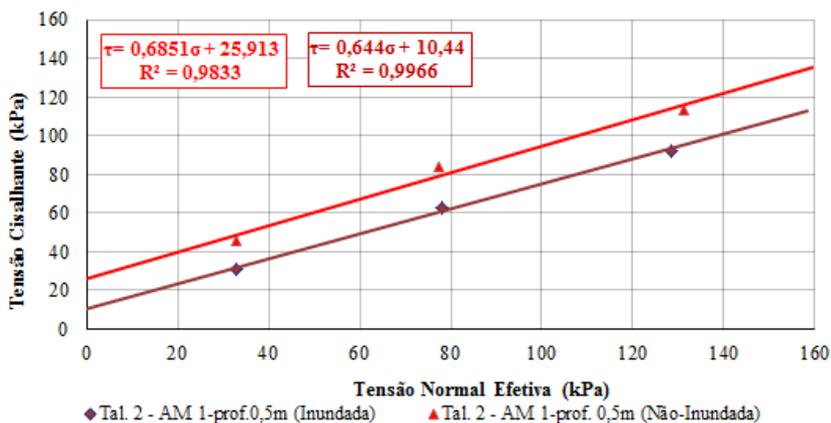
As envoltórias de ruptura nos cinco pontos de amostragem encontram-se apresentadas nas figuras a seguir (Figura 102, Figura 103, Figura 104, Figura 105 e Figura 106).

Figura 102 - Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra Tal. 4 AM. 1 – prof. 0,5m



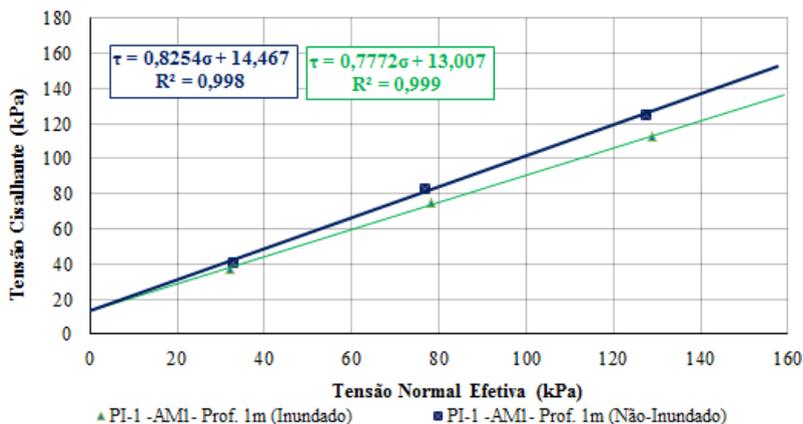
Fonte: Autor

Figura 103 - Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra Tal. 2 AM. 1 – prof. 0,5m.



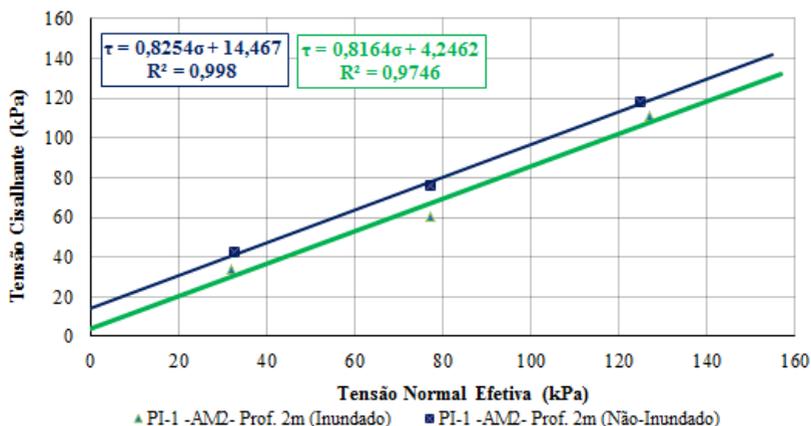
Fonte: Autor

Figura 104 – Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra PI.1. AM. 1 – prof. 1m.



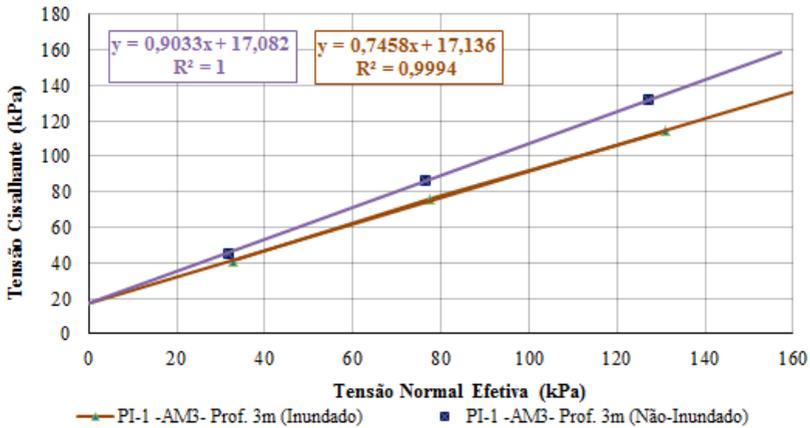
Fonte: Autor

Figura 105 – Envoltória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra PI.1. AM. 2 – prof. 2m.



Fonte: Autor

Figura 106 – Envolvória de Mohr-Coulomb para condição não inundada e inundada para a amostra *PI.1. AM. 3 – prof. 3m*.



Fonte: Autor

Analisando os resultados observa-se de um modo geral que ocorreu diminuição do intercepto coesivo na condição inundada para os mesmos níveis de tensão confinante. Nas amostras *PI 1 – AM.1 – prof.1m* e amostras *PI 1 – AM.3 – prof.3m*, a inundação não alterou o valor do intercepto coesivo. As regressões lineares foram satisfatórias com exceção da amostra *Tal. 4 – AM. 1 – prof. 0,5m* que apresentou um valor menor, porém, não interferiu nas análises. Os resultados dos valores de coesão e ângulo de atrito podem ser visualizados na Tabela 22.

Tabela 22 - Propriedades de resistência a partir do cisalhamento direto em solo residual silte arenoso de gnaiss

Amostra	Inundado		Não Inundado	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Tal. 4- AM. 1-prof. 0,5 m	11,6	35,1	27,3	34,3
Tal. 2- AM. 1-prof. 0,5 m	10,4	32,8	25,9	34,4
PI-1 - AM 1-prof. 1 m	13,0	37,9	14,5	41,5
PI-1 - AM 2-prof. 2 m	4,2	39,2	14,4	39,5
PI-1 - AM 3-prof. 3 m	17,1	36,7	17,1	42,1

Fonte: Autor

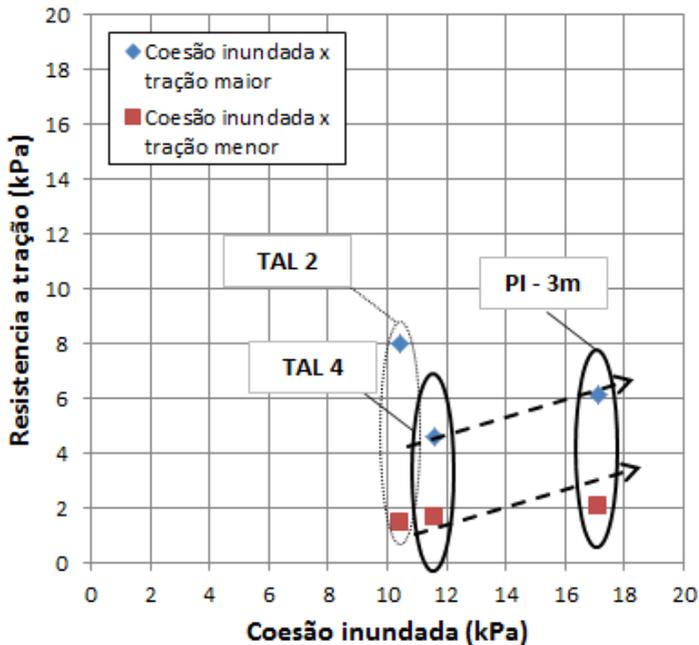
Observando a Tabela 22 destaca-se que as amostras tiveram praticamente os mesmos valores de ângulos de atrito, com exceção as amostras *PI 1 - AM. 3 - prof. 1m* e *PI 1 - AM. 3 - prof. 3m*, que mostraram uma variação significativa no ângulo de atrito, sem apresentar alteração no valor da coesão. De maneira geral, a coesão das amostras teve uma grande redução quando submetidas a condição inundada denotando a influência da coesão aparente sobre as amostras no teor de umidade natural.

Diversos autores mostram que a inundação dos corpos de prova provoca uma redução no intercepto coesivo devido a diminuição das tensões capilares (sucção matricial) e que este fenômeno fica mais evidenciado em altas tensões confinantes. Em baixos níveis de tensão a quebra de cimentações pode mascarar a influência da sucção. A influência da cimentação fica comprovada na análise das amostras *PI 1 - AM. 3 - prof. 1m* e *PI 1 - AM. 3-prof.3m*. Nas menores tensões confinantes (33 kPa e 78 kPa) praticamente não houve alteração do valor de coesão, no entanto foram obtidos ângulos de atrito diferentes (Figura 104 e Figura 106). Isto pode ser um indício que a sucção possa ter contribuído para o aumento do ângulo de atrito. Contudo, cita-se que o grau de saturação do solo oscila em torno de 70%, nesta condição a sucção pode ter pouca contribuição na parcela de resistência.

Para todos os ensaios inundados percebe-se ainda que existe uma coesão entre as partículas, a qual provavelmente é devido a cimentação

remanescente da rocha de origem. Este aspecto pode ser observado na Figura 107 em amostras do *Tal.4-AM.1-prof.5m* e *PI 1 – AM. 3-prof.3m*, onde o aumento da resistência a tração tem relação com o aumento do intercepto coesivo. Foram relacionados neste gráfico os pares de valores de resistência a tração (maior e menor) conforme Tabela 20 com a respectiva coesão efetiva obtida no cisalhamento direto inundado. A amostra do Talude 2 não indicou esta tendência, denotando a diferença das cimentações entre as amostras. Esta análise só pode ser feita nas amostras que não desagregaram com a inundação.

Figura 107 – Avaliação da contribuição da cimentação do intercepto coesivo



Fonte: Autor

A seguir na Tabela 23 são mostrados outros resultados de coesão e ângulo de atrito em solos residuais. Alguns trabalhos apresentam dados nas condições de umidade natural e sob inundação.

Tabela 23 - Parâmetros de resistência do cisalhamento direto em solos residuais obtidos em outras pesquisas

Autor	Tipo de Solo	Inundado		Não Inundado	
		c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Maccarini (1992)	Residual de gnaiss	31,3-72,6	30,1-37,9	-	-
Raimundo et al. (2002)	Residual de granito	5,2 -16,82	26,6-35,9	28,9-42,25	35,9-36,7
Bevilaqua (2004)	Residual de granito	0-14,0	32,0-43,3	11,0-58,0	33,2-54,6
Meireles e Davison Dias (2004)	Residual de granito	6-15,9	30,4-35,4	21,6-46,9	30,9-41,5
Cardoso Jr. (2006)	Residual de gnaiss	5,4	32,0	-	-
Boehl(2011)	Residual de granito	4,5-20,8	26,6-41,6	-	-
Esta pesquisa (2015)		4,2-17,1	32,8-39,2	14,4-27,3	34,3-42,1

Fonte: Autor

As discussões sobre os parâmetros de resistência obtida nos ensaios de cisalhamento direto serão tratadas após a apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais.

5.1.7 Ensaio Triaxial

Nesta pesquisa, conforme descrito anteriormente foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIU (consolidado isotropicamente não drenado) e CID (consolidado isotropicamente drenado) em cinco amostras. Sendo 2 ensaios triaxiais CID e 3 ensaios triaxiais CIU.

5.1.7.1 Etapa de saturação

Em 1954, Skempton definiu a parâmetro B, que estabelece a relação de dependência do excesso de pressão neutra em função de um aumento de σ_3 em uma sollicitação isotrópica. O mesmo é conhecido como parâmetro B de Skempton desde então. Este parâmetro visa determinar se todos os vazios da amostra estão preenchidos com água de forma que haja continuidade hidráulica. A equação do parâmetro é dada por:

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot C_v}{C_{sk}}} \quad (23)$$

Onde:

C_v é o parâmetro de compressibilidade,

C_{sk} coeficiente de compressibilidade do esqueleto sólido e

n a porosidade.

A saturação do corpo de prova se deu com aumento simultâneo de σ_3 e u , mantendo um baixo valor de σ'_3 . Estas pressões permaneceram aplicadas por 24 horas para promover a saturação do solo.

A teoria que fundamenta o parâmetro B é que ao ser aplicado um acréscimo de pressão confinante, ou seja, uma pressão sobre o esqueleto sólido do solo, a fase líquida deve receber ou “sentir” este incremento se houver o preenchimento de todos os vazios do solo. Se o solo estiver 100% saturado então C_v será correspondente a compressibilidade da

água, onde para muitos solos a relação C_v/C_{sk} tende a zero. Com isso, um valor de $B=1$ significa admitir que o solo está saturado e um $B=0$ o solo está seco. Em solos parcialmente saturados este valor oscila entre 0 e 1.

Nesta pesquisa, os parâmetros de poropressão B , foram determinados a cada 24 horas durante a etapa de saturação. A saturação é realizada com aplicação de uma técnica conhecida como contrapressão. Na contrapressão é aplicada uma variação de 5 kPa (ou menos) entre a tensão confinante e a pressão neutra. Após 24 horas e estabilização das pressões era realizada a determinação do parâmetro B . Para estas verificações a etapa de saturação dos corpos de prova levou 4 dias.

Maiores detalhes da verificação do parâmetro B nos solos residuais de gnaiss podem ser encontrados no trabalho de Godoi (2014).

A Tabela 24 apresenta as informações dos corpos de prova das cinco amostras desta pesquisa. Sendo σ_3' a pressão confinante, e_o índice de vazios inicial, γ peso específico natural ou úmido, S_r grau da saturação e B o parâmetro de Skempton após o estágio de saturação.

Tabela 24 - Resumo dos corpos de prova dos ensaios triaxiais (modificado de Godoi, 2014)

Amostra	CP	σ_3' (kPa)	e_o	γ (kN/m ³)	S_r (%)	B
Tal. 4 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,36	1,202	16,23	77,97	0,9726
	2	-	1,150	16,23	73,97	0,9866
	3	149,91	1,052	16,97	80,06	0,9305
	4	299,17	1,153	16,06	70,94	0,8850
	5	-	1,320	15,47	72,14	-
	6	77,0	1,226	16,37	74,80	0,8893
Tal. 2 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,06	1,335	15,52	72,21	0,8083
	2	80,71	1,458	14,93	69,36	0,7881
	3	149,42	1,379	15,41	72,89	0,8593
	4	-	1,356	15,35	70,54	0,8111
	5	340,25	1,320	15,47	70,29	0,9378
PI 1 – AM-1- prof. 1m	1	19,8	0,928	17,19	68,44	0,9801
	2	59,7	0,856	17,73	71,26	0,8814
	3	147,5	0,915	17,16	66,14	0,8734
	4	299,6	0,942	16,62	58,18	0,8516
	5	-	0,851	17,91	74,67	-
	6	349,0	0,817	17,38	57,93	0,8713
PI 1 – AM-2- prof. 2m.	1	19,51	0,724	18,64	75,05	0,9376
	2	79,85	0,871	17,22	63,45	0,8844
	3	149,85	0,778	18,00	68,09	0,9396

PI 1 – AM-3- prof. 3m	1	19,60	0,872	17,61	66,03	0,8836
	2	79,10	0,804	18,24	70,91	0,9099
	3	158,4	0,935	17,05	61,82	0,9266
	4	299,6	0,813	18,00	66,88	0,9157
	5	-	0,856	17,87	69,59	-

Fonte: Autor

De maneira geral, conclui-se que existe uma relação entre o aumento dos valores de contrapressão e a saturação da amostra durante a etapa de saturação dos ensaios triaxiais. Holtz & Kovacs (1981) citam que se o coeficiente de compressibilidade do esqueleto sólido for baixo, ou seja, a microestrutura for extremamente rígida é possível que o parâmetro B seja menor do que 1 mesmo que o solo já esteja saturado ($S_r=100\%$). Assim, a rigidez da microestrutura, ou a cimentação das amostras, pode explicar valores de B próximos à unidade.

5.1.7.2 Etapa de consolidação

A consolidação dos corpos de prova se deu com incremento, de igual valor, das tensões σ_1 e σ_3 . Estas tensões eram mantidas até que se percebesse a estabilização das variações volumétricas. As tensões utilizadas na etapa de consolidação já foram apresentadas no item 4.4.6.3. Como era de se esperar, as maiores variações volumétricas ocorreram para maiores níveis de tensões.

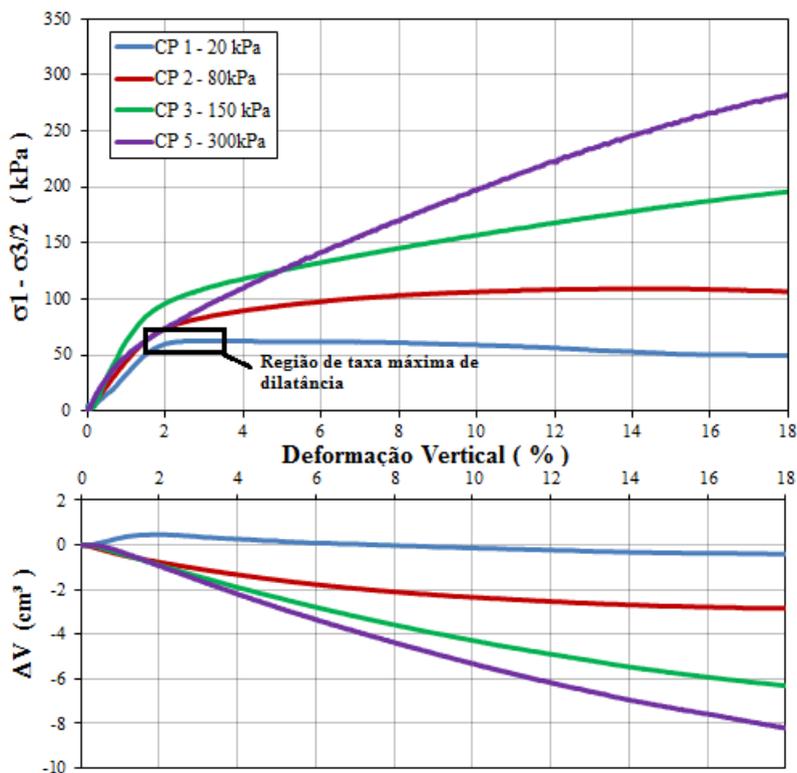
5.1.7.3 Etapa de cisalhamento

5.1.7.3.1 Ensaios CID

Os ensaios triaxiais drenados foram realizados com uma velocidade suficientemente lenta de forma que não fosse gerado excesso de pressão neutra durante a etapa de cisalhamento. A determinação desta velocidade já foi definida no item 4.4.6.3.

A Figura 108 apresenta as curvas tensão x deformação vertical e a variação volumétrica x deformação vertical na amostra *Tal. 2 – AM. 1-prof. 0,5m*.

Figura 108- Curva tensão x deformação x variação volumétrica num ensaio CID em amostra de solo residual silte arenoso de gnaíссе



Fonte: Godoi, 2014.

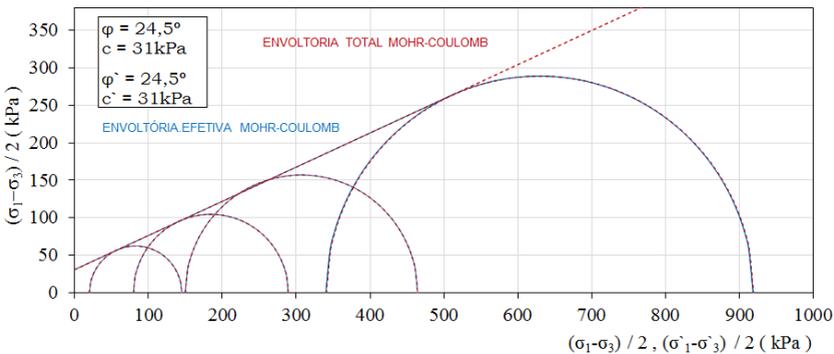
A análise dos resultados confirma as conclusões obtidas por Maccarini & Vaughan (1988) conforme apresentado no item 2.1.3 (Figura 7). A curva tensão x deformação do CP 1 (que apresenta a menor tensão confinante) apresentou um pico de ruptura em torno de uma deformação vertical de 2,5%. A seguir, o material apresentou o mesmo comportamento de dilatância demonstrado por aqueles autores. A máxima taxa de dilatância ocorreu em torno de 3,5% de deformação vertical, ou seja, não coincidindo com a respectiva deformação onde ficou evidenciada a máxima tensão cisalhante, conforme prevê o modelo de Taylor para solos puramente atritantes.

Isto pode ser explicado pelo fato que, em baixas tensões confinantes, a resistência de pico é controlada pela cimentação dos solos. Outro aspecto interessante dos resultados obtido nesta amostra é comportamento do material em altas tensões confinantes (*hardening-soil*), ou seja, nestas situações não fica evidenciado um pico de ruptura. A resistência ao cisalhamento do solo continua aumentando com o aumento da deformação vertical (CP3 e CP5).

Aparentemente, os efeitos das cimentações cessaram ainda durante o estágio de consolidação para a curva de σ_3 de 300 kPa. Isto porque os módulos de elasticidade diminuem em relação as curvas com menores valores de σ_3 . Esse aspecto também contraria o modelo de Taylor para solos puramente atritantes.

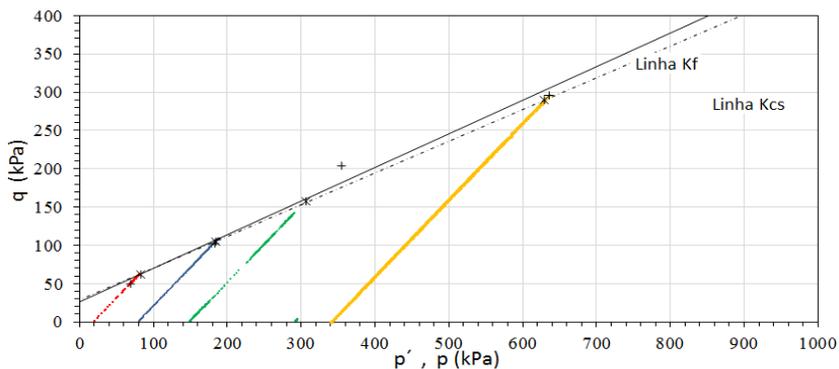
Na Figura 109 e Figura 110 são apresentas as envoltórias de rupturas Mohr-Coulomb, os respectivos parâmetros de resistência e as trajetórias de tensões totais e efetivas. Notadamente, no caso de ensaios drenados as envoltórias de ruptura total e efetiva obtida estão sobrepostas.

Figura 109 Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CID na amostra Tal. 2 – AM.1- prof.0,5m



Fonte: Godoi, 2014.

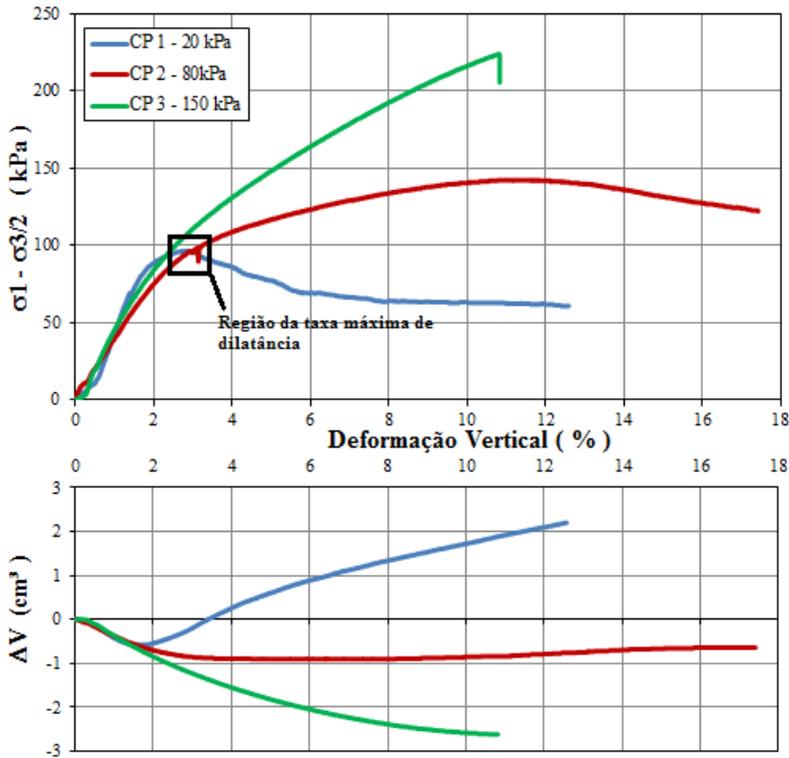
Figura 110 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CID na amostra Tal. 2 – AM.1- prof.0,5m



Fonte: Godoi, 2014.

A seguir, na Figura 111 são apresentadas as curvas tensão x deformação vertical e a variação volumétrica x deformação vertical na amostra *PI 1 – AM. 2- prof. 2m*.

Figura 111 - Curva tensão x deformação x variação volumétrica num ensaio CID em amostra de solo residual silte arenoso de gnaiss

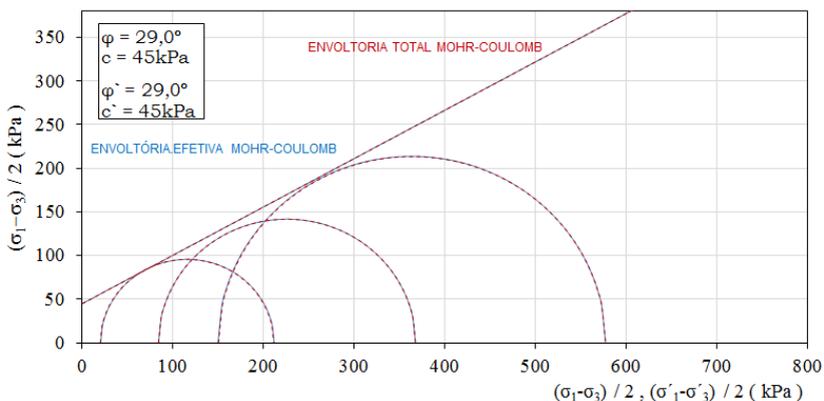


Fonte: Godoi, 2014.

Novamente nesta amostra é percebido um comportamento similar ao estudo anterior, onde em baixos níveis de tensões confinantes, o CP 1 apresentou um pico de ruptura por volta de uma deformação vertical de 2,6% e uma taxa máxima de dilatância em torno de 3,3%. Estes dados comprovam que a resistência estava governada pelas cimentações presentes no material. Pode-se destacar que após esta deformação também ficou evidenciado um aumento no volume do corpo de prova CP 1 o que está de acordo com os resultados obtidos por Maccarini e Vaughan (1988).

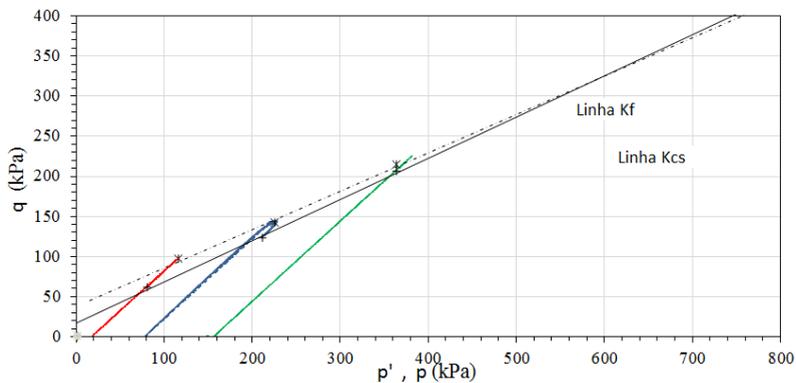
Na Figura 112 e Figura 113 apresentam-se as envoltórias de rupturas Mohr-Coulomb, os respectivos parâmetros de resistência e as trajetórias de tensões totais e efetivas na amostra *PI 1 – AM. 2- prof. 2m*.

Figura 112 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CID na amostra *PI 1 – AM. 2- prof. 2m*



Fonte: Godoi, 2014.

Figura 113 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CID na amostra *PI 1 – AM. 2- prof. 2m*



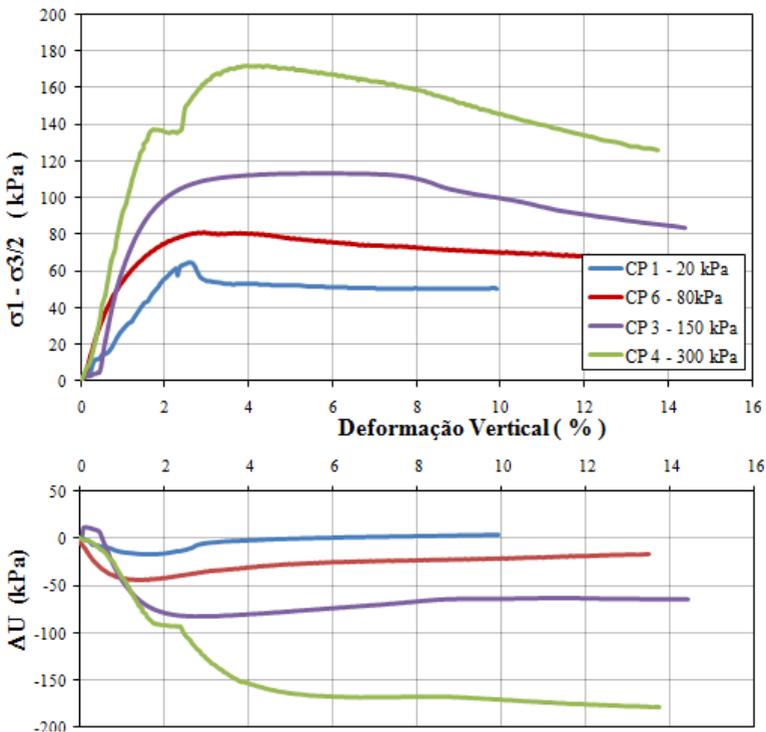
Fonte: Godoi, 2014.

5.1.7.3.2 Ensaio CIU

A seguir serão mostrados os resultados dos ensaios CIU nas três amostras ensaiadas. Os ensaios triaxiais não drenados, conseqüentemente, irão apresentar um acréscimo de pressão neutra. Desta forma os resultados serão apresentados em função da tensão x deformação vertical e variação de pressão neutra x deformação vertical.

Os resultados da amostra *Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m* podem ser vistos Figura 114.

Figura 114 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Godoi, 2014.

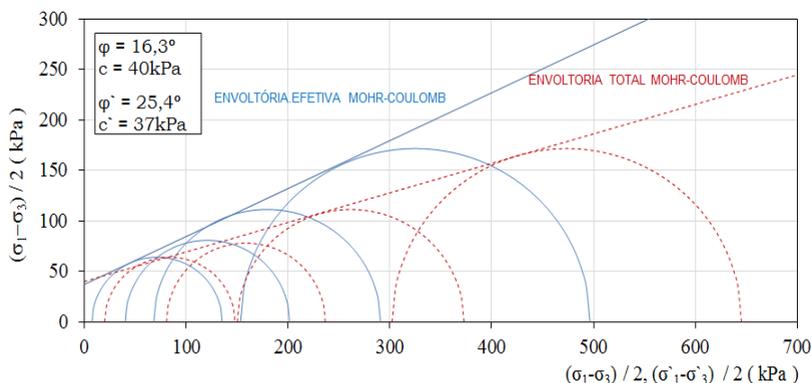
Nota-se que os corpos de prova CP 1, CP6 e CP 4 apresentaram um pico de ruptura. Este pico de ruptura fica mais bem evidenciado,

respectivamente, nas amostras com menor e maior nível de tensões confinantes. Após a ruptura observa-se uma tendência de todas as amostras apresentarem uma tensão de cisalhamento residual.

No que se refere a variação da pressão neutra, cita-se que as amostras CP1 e CP 2 apresentam, antes da ruptura, um aumento no gradiente de pressão neutra e, posteriormente diminuem. A amostra CP 3 também reflete um pequeno excesso de pressão neutra numa deformação anterior a sua ruptura. Nas amostras CP 4 existe uma tendência ao equilíbrio da pressão neutra após o pico de ruptura do material.

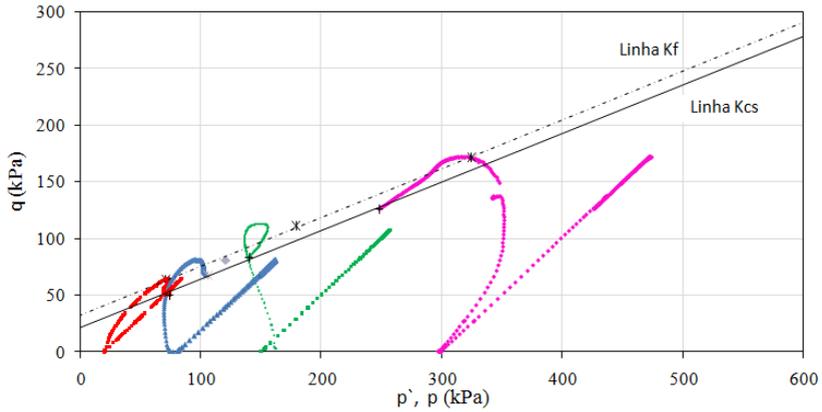
As envoltórias de rupturas Mohr-Coulomb, os respectivos parâmetros de resistência totais e efetivos e as trajetórias de tensões totais e efetivas da amostra *Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m*, podem ser visualizadas na Figura 115 e Figura 116. Nos ensaios triaxiais não drenados percebe-se que a trajetória de tensões totais e efetivas assumem comportamentos diferentes. No caso, a trajetória de tensões totais é uma reta com inclinação de 45° à partir de p . E a trajetória de tensões efetivas parte de p' e é obtida pra cada valor de deformação, onde a diferença para a trajetória de tensão total é a respectiva pressão neutra naquela deformação.

Figura 115 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m



Fonte: Godoi, 2014.

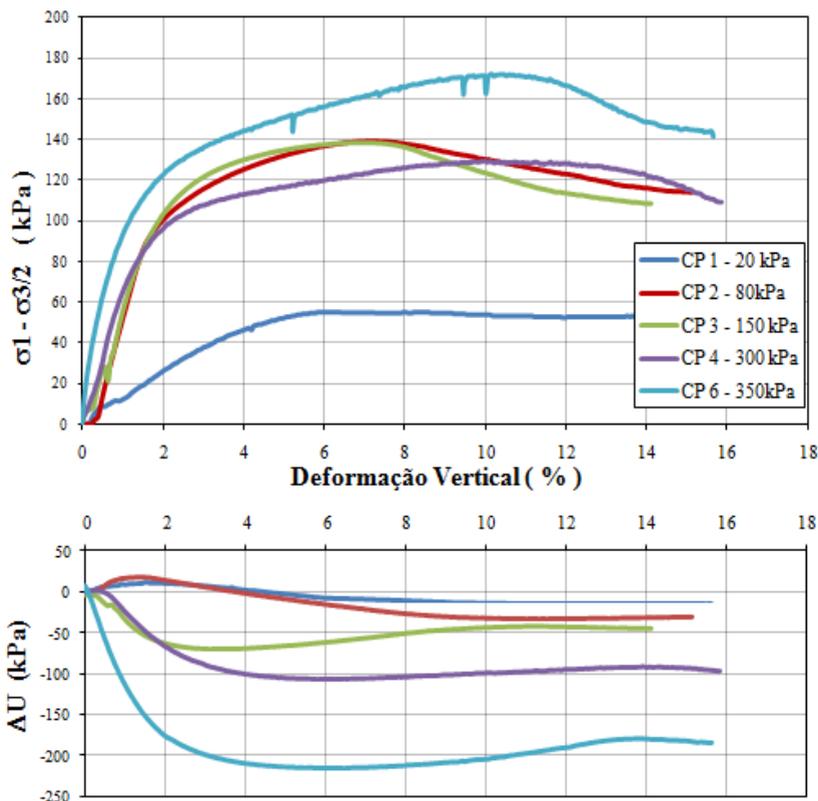
Figura 116 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra Tal 4 – AM 1 – prof. 0,5m



Fonte: Godoi, 2014.

A Figura 117 apresenta as curvas tensão x deformação x variação de pressão neutra para a amostra *PI 1. AM. 1 – prof. 1m.*

Figura 117 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Godoi, 2014.

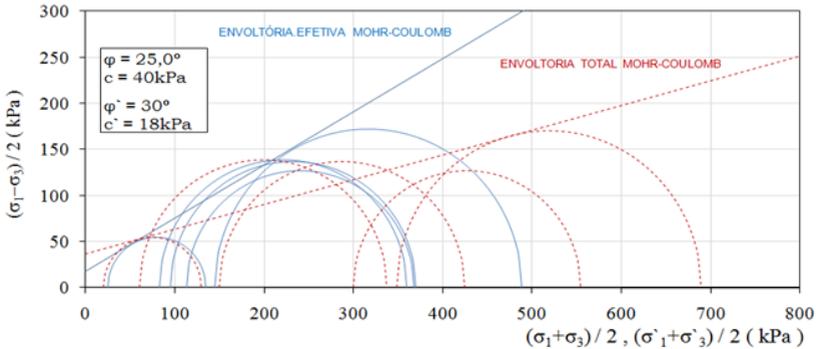
Analisando os resultados deste ensaio triaxial destaca-se que não foi observado em nenhum dos corpos de prova um pico de ruptura. Os valores considerados onde ocorreu a ruptura do material foram registrados aproximadamente num deformação vertical de 2%, com exceção da amostra CP 1, que apresentou um valor máximo de tensão de cisalhamento em torno de uma deformação de 6%.

As amostras CP 1 e CP 2 apresentam uma tendência no aumento da pressão neutra no momento antes da ruptura, diminuindo com o passar do tempo. As demais amostras tem sua pressão neutra

elevada até o momento da ruptura tendendo a estabilização posteriormente.

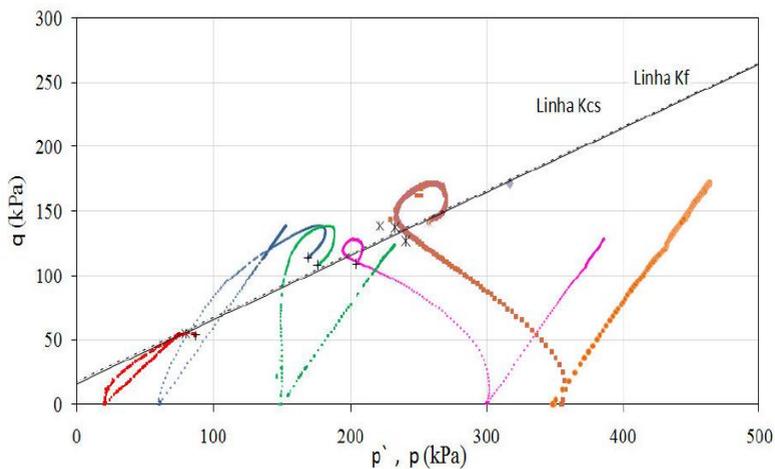
Na Figura 118 e Figura 119 são mostradas as envoltórias de rupturas Mohr-Coulomb, os respectivos parâmetros de resistência totais e efetivos e as trajetórias de tensões totais e efetivas da amostra *PI 1. AM. 1 – prof. 1m*.

Figura 118 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 1 – prof. 1m



Fonte: Godoi, 2014.

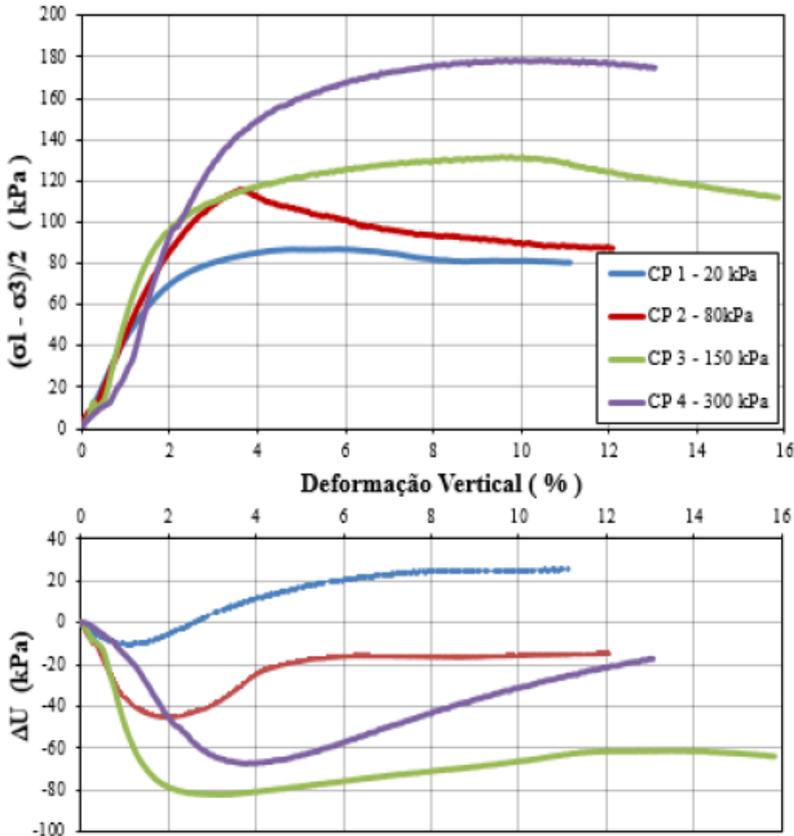
Figura 119 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 1 – prof. 1m



Fonte: Godoi, 2014.

Na Figura 120 são mostradas as curvas tensão x deformação x variação de pressão neutra para a amostra *PI 1. AM. 3 – prof. 3m*.

Figura 120 - Curva tensão x deformação x variação de pressão neutra num ensaio CIU em amostra de solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Godoi, 2014.

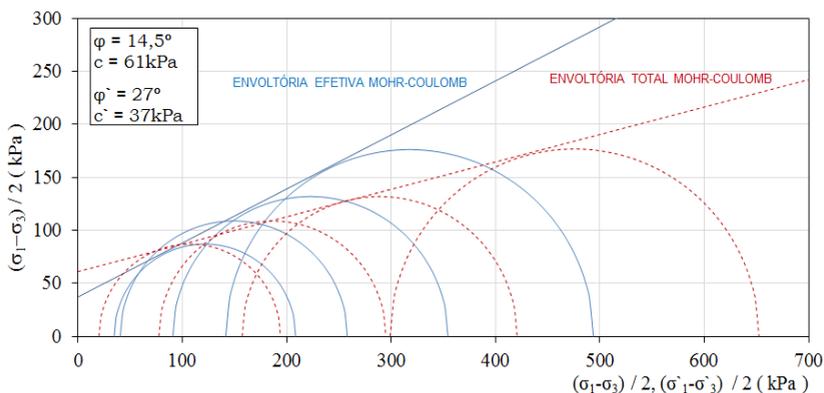
Observando os resultados percebe-se que o CP 2 foi o único que apresentou um pico de ruptura bem definido numa deformação vertical de 3,5%. Os demais corpos de prova apresentaram uma elevação da tensão de cisalhamento até a deformação vertical de 4% tendendo a uma redução e posterior estabilização numa tensão de cisalhamento residual.

Em relação a variação da pressão neutra nota-se que os corpos de prova CP 1 e CP 2, apresentam um aumento da poropressão no momento anterior a ruptura e, posteriormente reduzindo gradativamente este parâmetro até a sua estabilização. De maneira análoga a amostra *Tal*

4 – AM 1 – prof. 0,5m. Os corpos de prova CP 3 e CP 4 também registram um aumento da pressão neutra até a ruptura diminuindo posteriormente.

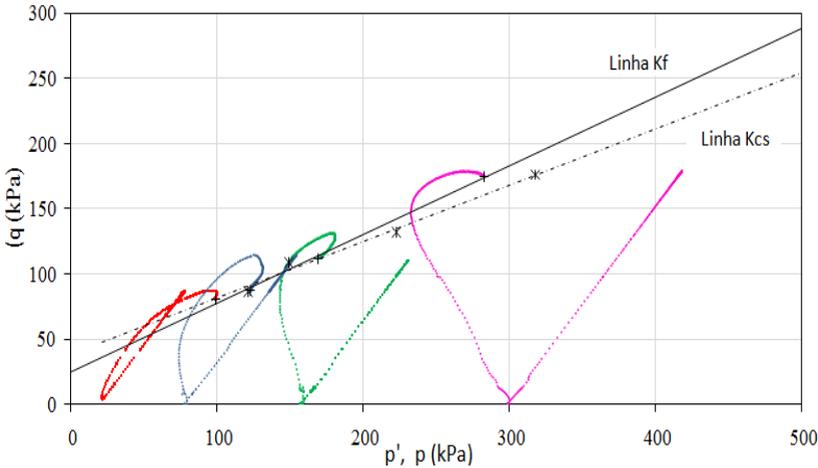
As envoltórias de rupturas Mohr-Coulomb, os respectivos parâmetros de resistência totais e efetivos e as trajetórias de tensões totais e efetivas da amostra PI 1. AM. 3 – prof. 3m, podem ser visualizadas na Figura 121 e Figura 122.

Figura 121 - Envoltória de ruptura total e efetiva do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 3 – prof. 3m



Fonte: Godoi, 2014.

Figura 122 - Trajetória de tensões totais e efetivas do ensaio CIU na amostra PI 1. AM. 3 – prof. 3m



Fonte: Godoi, 2014.

Na Tabela 25 são apresentados os parâmetros efetivos e totais dos ensaios triaxiais CID e CIU.

Tabela 25 - Resultados dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CID e CIU em solo residual silte arenoso de gnaíse.

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Tal. 4 – AM. 1	37,0	25,4	40,0	16,3
Tal. 2 – AM. 1	31,0	24,5	31,0	24,5
PI 1 – AM. 1	18,0	30,0	40,0	25,0
PI 1 – AM. 2	45,0	29,0	45,0	29,0
PI 1 – AM. 3	37,0	27,0	61,0	14,5

Fonte: Autor

Comparando os resultados deste trabalho com outros obtidos em pesquisas em solos residuais nota-se que os resultados estão dentro da faixa de valores encontrados, conforme apresentado na Tabela 26.

Tabela 26 – Comparação dos resultados deste trabalho com os dados obtidos em outras pesquisas em solos residuais

Solo	% Areia	% Silte	% Argila	Envoltória de Resistência (saturada)	Mineralogia
Residual jovem de Gnaiss – PE <i>Coutinho, 2000</i>	83 60-68	11 19-23	4 7-12	$\varphi^{\circ}=29,3^{\circ}$; $c^{\circ}=2,9\text{kPa}$ $\varphi^{\circ}=30,1^{\circ}$; $c^{\circ}=2,2\text{kPa}$	Mica / Quartzo / outros
Residual jovem de Gnaiss – PE Futai, 2006	38	50	12	$\varphi^{\circ}=30^{\circ}$; $c^{\circ}=10\text{kPa}$ (médio)	Caulinita / Quartzo / Gipsita / outros
Residual de Calcário – PE Silva, 2004	20	39	40	$\varphi^{\circ}=31,6^{\circ}$; $c^{\circ}=11,3\text{kPa}$	Calcita / ilita / caulinita / outros
Residual maduro de granito – PE Lafayette, 2006	24	16	60	$\varphi^{\circ}=31,3^{\circ}$; $c^{\circ}=7,6\text{kPa}$	Caulinita / ilita / quartzo
Residual maduro de granito – PE Silva, 2007	28	23	49	$\varphi^{\circ}=26,3^{\circ}$; $c^{\circ}=9,7\text{kPa}$	Caulinita / quartzo / mica
Residual jovem de Granito – Porto <i>Viana da Fonseca, 1996</i>	52-69	17-32	4-8	$\varphi^{\circ}=37-38^{\circ}$; $c^{\circ}=9-12\text{kPa}$	Mica / quartzo / feldspato / caulinita
Residual jovem de Granito – Porto <i>Viana da Fonseca, 2006</i>	50-95	10-41	1-8	$\varphi^{\circ}=46^{\circ}$; $c^{\circ}=5\text{kPa}$	Mica / quartzo / feldspato / caulinita
Esta pesquisa (2015)	37-61	30-54	3-6	$\varphi^{\circ}=14,5^{\circ}$ a $31,5^{\circ}$ *; $c^{\circ}=11\text{kPa}$ a 61kPa *	Quartzo / Caulinita / Halosita / Muscovita

Fonte: Autor

5.1.7.3.3 Módulo de Young a partir do ensaio triaxial

O módulo de deformabilidade (E) ou de Young representa uma relação entre tensão (σ) x deformação (ϵ). Graficamente, é representada pela inclinação da reta tangente a curva tensão x deformação. Numericamente, é representado pela relação entre tensão máxima de ruptura e respectiva deformação vertical.

Foram determinados os módulos E_{25} e E_{50} que representam, respectivamente, 25% e 50%, da tensão máxima de ruptura. Os módulos de deformabilidade foram estimados nos ensaios triaxiais através de transdutores de deformação instalados externamente a câmara triaxial. Este procedimento torna o ensaio mais simples, barato e fácil de ser conduzido. Porém, em alguns casos, pode acarretar em valores subestimados de E devido a imprecisão de leituras quando comparados a instrumentação interna com medidores de deformação. Bressani (1995) cita que a variação do valor de módulo obtido pela medida externa pode ser muito diferente daquele determinado pela instrumentação interna da amostra. A variação esta associada ao tipo de material ensaiado e localização da instalação dos medidores de deformação na amostra. Sugere sempre que possível à instrumentação interna deve ser utilizada.

Assim, os resultados encontrados nesta pesquisa devem ser interpretados com cautela e os valores de módulo devem ser menores aos daqueles se tivessem sido utilizado a instrumentação interna. Nota-se também que os módulos E_{25} são sempre maiores que os módulos E_{50} . E que existe uma relação entre a tensão de préadensamento e o módulo de deformabilidade. Quanto maior o valor da tensão de préadensamento virtual maior foram os valores de módulos obtidos. Com exceção da amostra *PI-1-AMI-prof.1m* todas as amostras apresentaram redução no módulo de deformabilidade quando a pressão confinante estava próxima da tensão de préadensamento. Possivelmente, pelo fato da pressão de préadensamento nesta amostra ser 470kPa (120kPa maior que a pressão confinante do ensaio). Na Tabela 27 são apresentados os valores máximos e mínimos dos módulos dos respectivos E_{25} e E_{50} .

Tabela 27 - Resumo dos valores obtidos para E_{25} e E_{50} em solo residual silte arenoso de gnaisse

Amostra	E_{25} (MPa)		E_{50} (MPa)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Tal. 4- AM. 1-prof. 0,5 m	2,7	17,0	2,7	11,7
Tal. 2- AM. 1-prof. 0,5 m	3,3	7,9	3,3	7,0
PI-1 - AM 1-prof. 1 m	1,3	12,5	1,3	9,0
PI-1 - AM 2-prof. 2 m	4,0	6,3	3,5	5,2
PI-1 - AM 3-prof. 3 m	4,5	7,2	4,5	6,4

Fonte: Autor

5.1.7.4 Análises dos parâmetros de resistência nos ensaios realizados

Analisando os resultados da Tabela 22 e Tabela 25 conclui-se que os valores de coesão efetiva obtidos nos ensaios triaxiais foram maiores dos que foram obtidos nos ensaios de cisalhamento direto inundado. No entanto, os valores de ângulo de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foram maiores que os ângulos de atrito efetivo dos ensaios triaxiais.

Percebe-se uma grande variação nos parâmetros de resistência obtidos pelos diferentes métodos empregados. Obviamente, cada amostra tem características únicas e, a heterogeneidade do material estudado já foi bastante discutida. Mesmo assim, esperava-se uma maior aproximação dos resultados de resistência obtidos para cada ensaio utilizado. Principalmente, entre os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto inundado e do ensaio triaxial drenado, porque a velocidade de ambos foi suficientemente baixa de maneira que não fossem gerados excesso de poropressão, garantindo a condição drenada.

A maior variação nos valores dos parâmetros de resistência ocorreu na amostra *PI 1 - AM3 - prof. 3m*, onde a coesão e o ângulo de atrito do cisalhamento direto inundado foram, respectivamente, 17,1 kPa e $36,7^\circ$, enquanto no ensaio triaxial CIU os parâmetros totais foram de 61 kPa e $14,5^\circ$. Cabe destacar que a amostra *PI 1 - AM3 - prof. 2m* também apresentou uma variação expressiva na coesão, no cisalhamento direto inundado igual a 4,2kPa e, uma coesão efetiva de 45kPa no triaxial. A maior aproximação ocorreu na amostra *PI 1 - AM1 - prof. 1m* onde o ensaio de cisalhamento direto inundado determinou, respectivamente, uma coesão de 13 kPa e um ângulo de atrito de $37,9^\circ$.

Nesta amostra, no ensaio triaxial os parâmetros efetivos indicam uma coesão de 18kPa e um ângulo de atrito de 30°.

Fundamentado nestes resultados conclui-se que alguns fatores como heterogeneidade, anisotropia e tensões aplicadas em cada ensaio podem ser causas das diferenças observadas nos parâmetros de resistência. Apesar das amostras terem sido coletadas na mesma região, ou seja, adjacentes. As diferentes profundidades onde se coletou as amostras acarreta em mudança no grau de intemperismo do solo e consequentemente nas propriedades dos materiais. Outro aspecto, foi em relação a moldagem dos corpos de prova, no caso do cisalhamento direto as amostras foram moldadas *in loco* diretamente no molde. As amostras dos ensaios triaxiais foram moldadas no laboratório em blocos indeformados. Cabe salientar que foi dada a mesma atenção na moldagem e preparação dos corpos de prova. Mesmo as amostras coletadas na mesma profundidade onde se buscou “fugir” das estruturas reliquias notava-se diferença na textura e coloração do material.

Outra característica marcante dos solos residuais é a anisotropia, e a variação das propriedades de resistência em solos residuais de gnaiss já foi abordada por outros autores (Maccarini, 1987, Campos, 2003, Cecílio Jr, 2009, Oliveira, 2011, Godoi, 2014). Sabe-se que em solos residuais de gnaiss estas variações tendem a serem maiores no horizonte jovem e, diretamente relacionado com a proximidade da rocha e do grau de alteração. Nos horizontes maduros, devido a processo de intemperismo atuar, normalmente, de maneira mais homogênea a variabilidade nas propriedades do material tendem a serem menores.

Outro motivo refere-se as concepções propostas em cada ensaio de resistência. No caso do cisalhamento direto é imposta uma superfície de ruptura enquanto que no triaxial a superfície de ruptura teórica, tem maior grau de liberdade e, deve ter inclinação igual a $45^\circ + \phi/2$. Outro aspecto refere-se ao estado de tensões aplicado em cada tipo de ensaio. No caso do cisalhamento direto, pode ocorrer desuniformidade nas aplicações das tensões normais e ainda, rotação dos planos principais.

5.1.8 Síntese dos Principais índices físicos obtidos

A seguir, na Tabela 28, é apresentado o resumo com os principais índices físicos obtidos nos 77 corpos de provas indeformados ensaiados.

Na pesquisa de Godoi (2014) podem ser encontradas as principais relações obtidas entre os índices físicos. Estes não serão destacados por não ser o objetivo deste trabalho.

Tabela 28 - Principais índices físicos das amostras em solo residual silte arenoso de gnaíse

Tabela 28 - Principais índices físicos das amostras em solo residual silte arenoso de gnaíse

Amostra	Cota Aprox (m)	Altura "natural" de solo (m)	Ensaio Triaxiais - Corpos de Prova						Cisalramento Direto - Corpos de Prova						Adensamento - CPs		Permeabilidade CPs	Índice	N 67	MÉDI A	DES.V. PAD.	
			Índice	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP1 NI	CP2 NI	CP3 NI	CP1 I	CP2 I	CP3 I	INUND .						NÃO INUND.
Tal 4 - AM 1 - PROF. 0,5m	56,8	7,3	γ_s (kN/m³)	12,08	12,37	12,97	12,36	11,47	12,26	11,7	13,0	11,8	12,1	12,4	13,1	13,3	13,1	-	γ_d (kN/m³)	14	12,43	0,58
			γ (kN/m³)	16,2	16,2	17,0	16,1	15,5	16,4	14,7	15,4	15,0	15,7	15,8	15,9	17,3	17,0	-	γ (kN/m³)	14	16,01	0,57
			e	1,202	1,15	1,052	1,153	1,32	1,226	1,32	1,11	1,31	1,25	1,21	1,09	1,04	1,08	-	e	14	1,18	0,10
			h (%)	34,33	31,16	30,85	29,96	34,88	33,59	25,69	18,4	27,24	30,07	27,49	21,04	30,3	29,9	-	h (%)	14	28,92	4,71
			Sr (%)	77,97	73,97	80,06	70,94	72,14	74,80	53,13	45,25	56,77	65,67	62,02	52,70	79,54	75,58	-	Sr (%)	14	67,18	11,35
Tal 2 - AM 1 - PROF. 0,5m	47,3	13	γ_s (kN/m³)	11,39	10,82	11,18	11,29	11,47	-	10,5	11,4	11,9	11,1	11,7	11,4	12,4	11,9	10,8	γ_d (kN/m³)	14	11,38	0,50
			γ (kN/m³)	15,5	14,9	15,4	15,3	15,5	-	15,2	15,8	16,0	16,3	16,2	15,8	15,1	15,7	13,8	γ (kN/m³)	14	15,46	0,51
			e	1,335	1,458	1,379	1,356	1,32	-	1,54	1,33	1,23	1,39	1,26	1,33	1,138	1,234	1,47	e	14	1,34	0,11
			h (%)	36,24	38,02	37,79	35,96	34,88	-	44,8	38,83	34,84	46,58	38,86	38,97	21,4	32,2	27,8	h (%)	14	36,23	6,32
			Sr (%)	72,21	69,36	72,89	70,54	70,29	-	77,38	77,66	75,35	89,14	82,04	77,94	50,02	69,41	50,30	Sr (%)	14	71,75	10,65
PI 1 - AM 1 - PROF. 1,0m	45,4	10,5	γ_s (kN/m³)	13,90	14,44	14,00	13,80	14,48	14,77	14,3	14,2	14,2	14,7	14	14,3	14,8	14,6	14,43	γ_d (kN/m³)	15	14,33	0,31
			γ (kN/m³)	17,2	17,7	17,2	16,6	17,9	17,4	17,5	17,7	17,4	18,3	17,9	18,2	18,7	18,6	17,4	γ (kN/m³)	15	17,71	0,28
			e	0,928	0,8564	0,915	0,942	0,851	0,817	0,87	0,88	0,88	0,82	0,91	0,88	0,81	0,84	0,86	e	15	0,87	0,04
			h (%)	23,7	22,75	22,58	20,46	23,71	17,66	22,54	24,83	22,73	24,71	27,76	27,12	26,4	27,5	20,9	h (%)	15	23,69	2,82
			Sr (%)	68,44	71,26	66,14	58,18	74,67	57,93	69,43	75,62	69,22	80,76	81,75	82,59	87,35	87,74	65,13	Sr (%)	15	73,08	9,52
PI-1 - AM 2 - PROF. 2,0m	44,4	11,5	γ_s (kN/m³)	15,49	14,27	15,02	-	-	-	14,2	13,7	14,2	15,1	13,4	14,9	14,4	14,3	-	γ_d (kN/m³)	11	14,45	0,62
			γ (kN/m³)	18,6	17,2	18,0	-	-	-	17,2	16,5	16,9	18,4	16,6	17,9	17,3	17,5	-	γ (kN/m³)	11	17,46	0,61
			e	0,724	0,871	0,778	-	-	-	0,87	0,94	0,88	0,76	0,98	0,79	0,857	0,871	-	e	11	0,85	0,08
			h (%)	20,35	20,7	19,84	-	-	-	21,17	20,35	19,11	22,04	24,03	20,28	19,8	22,3	-	h (%)	11	20,91	1,40
			Sr (%)	75,05	63,45	68,09	-	-	-	64,97	57,80	57,98	77,43	65,47	68,54	61,69	68,36	-	Sr (%)	11	66,26	6,21
PI-1 - AM 3 - PROF. 3,0m	43,4	12,5	γ_s (kN/m³)	14,53	15,08	14,06	15	14,66	-	14,9	14,8	14,4	14,6	14,6	14,2	13,7	13,1	-	γ_d (kN/m³)	13	14,43	0,56
			γ (kN/m³)	17,6	18,2	17,0	18,0	17,9	-	17,9	18,0	17,6	17,7	17,6	17,1	16,8	16,1	-	γ (kN/m³)	13	17,50	0,56
			e	0,872	0,804	0,935	0,813	0,856	-	0,83	0,83	0,89	0,87	0,86	0,91	0,984	1,07	-	e	13	0,89	0,07
			h (%)	21,17	20,96	21,25	19,99	21,9	-	20,41	21,46	22,03	21,37	20,69	20,52	22,6	22,6	-	h (%)	13	21,30	0,81
			Sr (%)	66,03	70,91	61,82	66,88	69,59	-	66,89	70,33	67,33	66,81	65,44	61,33	62,47	57,45	-	Sr (%)	13	65,64	3,91

Sendo γ_d = peso específico seco; γ =peso específico natural; e=índice de vazios; h=umidade natural; Sr=grau de saturação.

Fonte: Modificado de Godói, 2014.

Fonte Autor

5.2 RESULTADOS DE CAMPO

A busca pela estimativa de parâmetros dos solos através da utilização de correlações diretas com os resultados dos ensaios de campo é um recurso que vem sendo empregado há bastante tempo. Por exemplo, a estimativa do ângulo de atrito através do N_{SPT} (Mitchell, 1978), uma aproximação bastante grosseira, mas utilizada por muito tempo, quando os ensaios de laboratório não eram disponibilizados.

Além destas relações já existentes na literatura, existem diversas outras propostas para estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos através de correlações entre os ensaios de campo. Os principais parâmetros obtidos são o OCR, resistência não drenada, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e em alguns casos, a condutividade hidráulica e velocidade de ondas cisalhantes.

Recentemente, o avanço tecnológico permitiu a concepção de sondas mais sofisticadas, as quais permitem o registro contínuo e automatizado de uma série de informações. Estes índices, obtidos pelos ensaios de campo, permitiram um melhor entendimento do comportamento do solo. Atualmente, além de determinar os índices de cada ensaio, as correlações entre os ensaios de campo buscam identificar o tipo de comportamento do solo (*SBT – Soil Behaviour Type*), a história de tensões e grau de cimentações entre os grãos.

A seguir, serão apresentadas as correlações utilizadas e os respectivos resultados obtidos através do emprego dos ensaios de campo realizados. As correlações buscaram validar os resultados da pesquisa comparativamente aos dados de outros trabalhos similares conduzidos em solos residuais. Além disso, contribuir para um avanço nas correlações existentes ajustado-as ao tipo de solo da região analisada.

Os ensaios de campo foram realizados numa única campanha que teve a duração de duas semanas. Os ensaios foram realizados em Janeiro de 2012 e as condições climáticas eram de tempo quente e seco. Não ocorreu precipitação expressiva nas semanas anteriores a realização dos ensaios.

Para estimativa de peso específicos naturais do solo foram utilizadas tabelas empíricas que correlacionam o tipo de solo com o número de golpes do ensaio SPT. Estes dados serviram como orientação da estimativa do peso específico para as camadas mais profundas. O peso específico natural utilizado nas correlações propostas para os ensaios de campo foram determinadas através de ensaios de laboratório. Os resultados dos pesos específicos naturais obtidos em laboratório podem ser vistos na Tabela 28.

De maneira geral foi adotado os seguintes valores, conforme mostrado na Tabela 29.

Tabela 29 - Resultados dos pesos específicos naturais adotados nesta pesquisa

Tipo de Solo	γ natural (kN/m³)
Silte arenoso, med. compacto /Argila arenosa, média	16,0
Silte arenoso, compacto	17,0
Silte arenoso, muito compacto	18,0

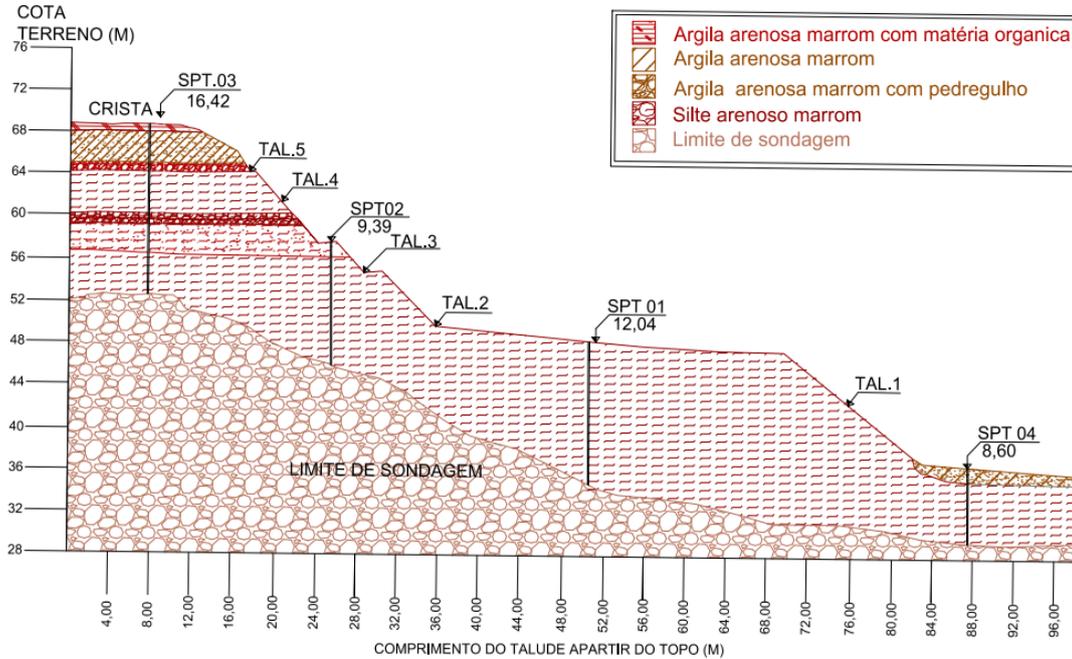
Fonte: Autor

O valor do N_{SPT} utilizado nas análises refere-se ao valor de N_{60} . Este é o índice de penetração utilizado internacionalmente e refere-se a uma eficiência de 60%. O índice de penetração no Brasil é tido com N_{72} então é preciso corrigir a eficiência de 60%, sendo $N_{60} = 1,2 N_{72}$.

5.2.1 Perfis geotécnicos por meio de ensaios SPT e CPT

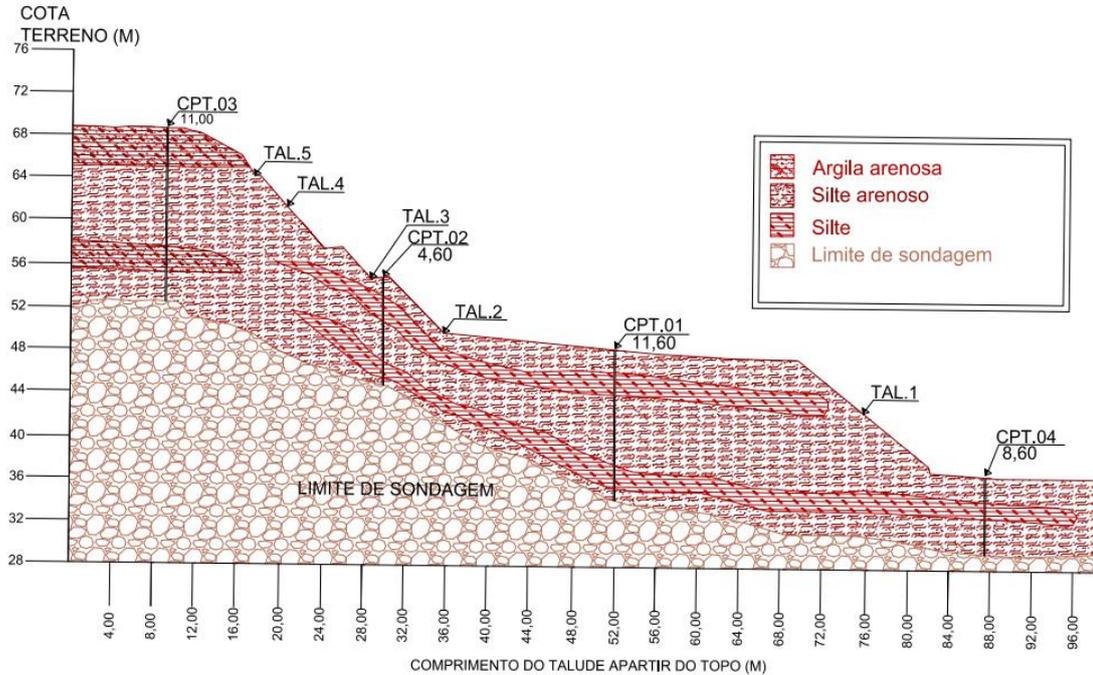
A realização dos ensaios SPT permitiu elaborar os perfis geotécnicos mostrados na Figura 123 e Figura 124 com base nas amostras coletadas pelo amostrador-padrão. O perfil geotécnico da seção do solo é determinado através da extrapolação lateral das informações colhidas numa vertical com os resultados de outras de sondagens adjacentes. Busca-se com isso, uma visualização das camadas de solo através da classificação do material, profundidade, espessuras, inclinações, nível de água e, quando possível, definição do topo rochoso. O perfil geotécnico, a partir dos resultados de ensaios CPT, foi obtido após interpretação de comportamento com base nos resultados da força medida na célula de carga para cravação da ponteira e suas respectivas correlações com a área de ponta e a área lateral. Estas relações definem a resistência de ponta e atrito lateral do ensaio CPT.

Figura 123 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios SPT



Fonte: Autor

Figura 124 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios CPT



Fonte: Autor

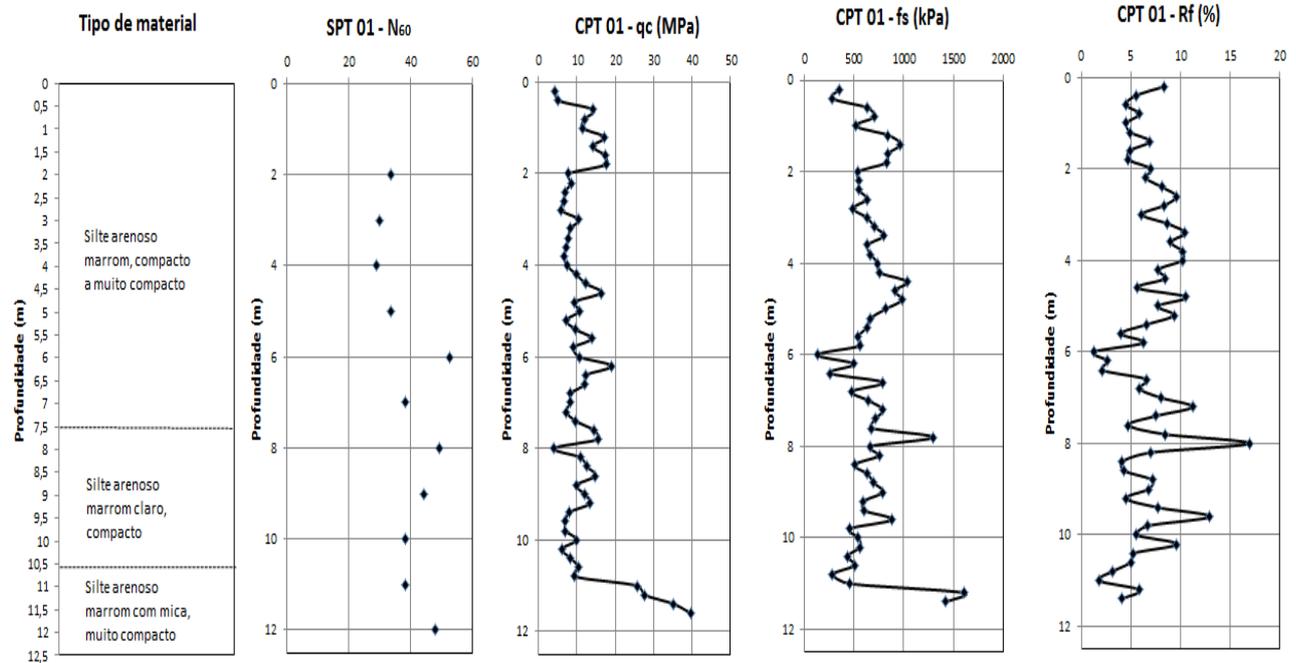
5.2.2 Resultados de ensaios SPT e CPT

A seguir serão apresentados os resultados do perfil de subsolo, número de golpes do ensaio SPT, os valores de resistência de ponta e atrito lateral para os quatro grupos de ensaios de campo.

Cabe salientar que o ensaio CPT do grupo 02 inicia suas medidas a partir dos 4,0 metros de maneira que as devidas camadas pudessem ser avaliadas na mesma profundidade que o ensaio SPT. Isso aconteceu porque os ensaios CPT foram executados num patamar do talude 2, enquanto que o SPT foi realizado no patamar do talude 3 (Figura 71 do item 4.3). A diferença de altura dos taludes era de 4,0 metros.

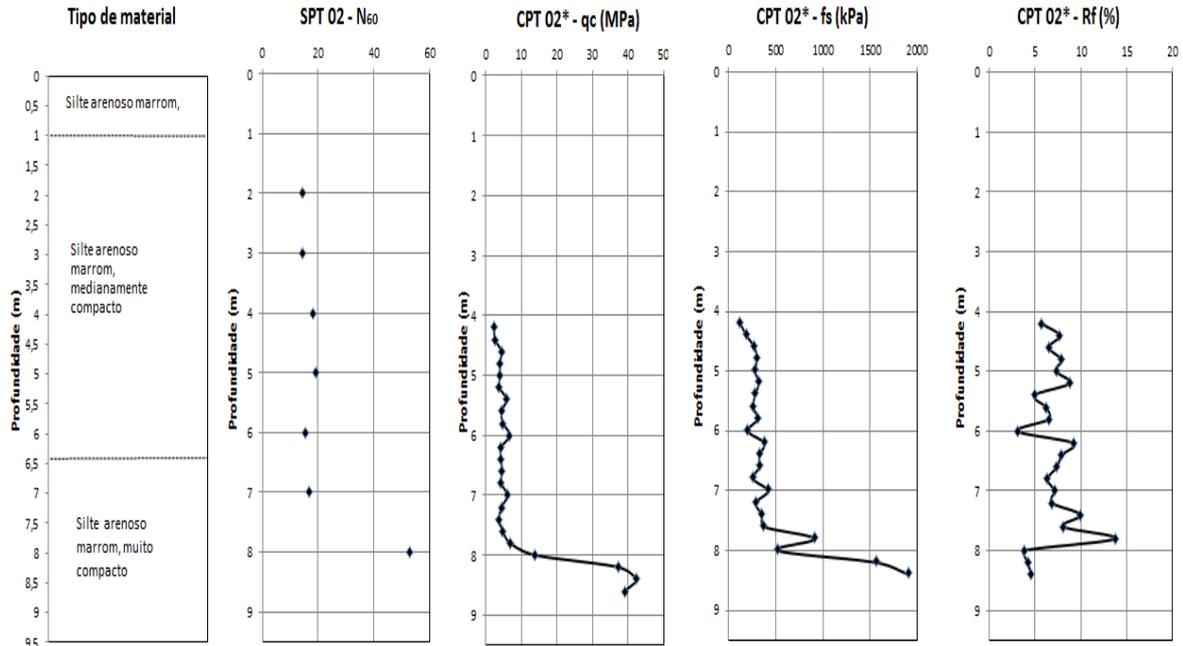
O perfil de camadas apresentado foi obtido através da classificação visual-tátil do ensaio SPT. As informações coletadas pelo ensaio SPT e CPT ao longo da profundidade pode ser vista na Figura 125, Figura 126, Figura 127 e Figura 128.

Figura 125 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 01



Fonte: Autor

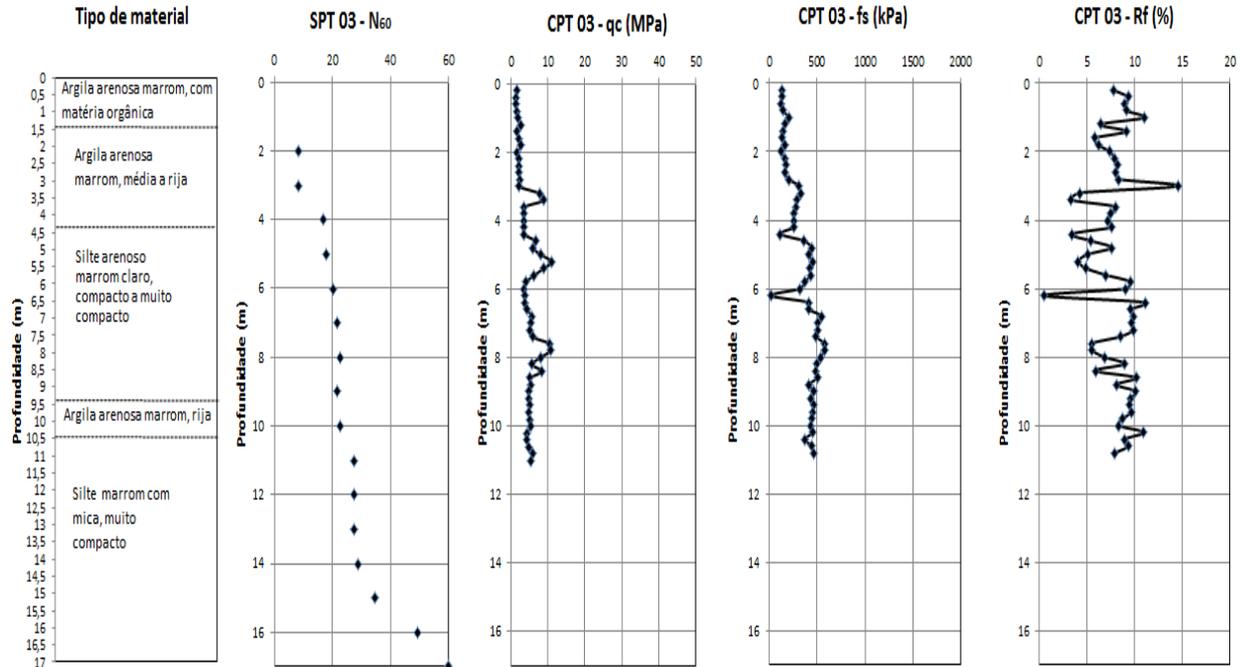
Figura 126 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 02



* Diferença de altura dos taludes

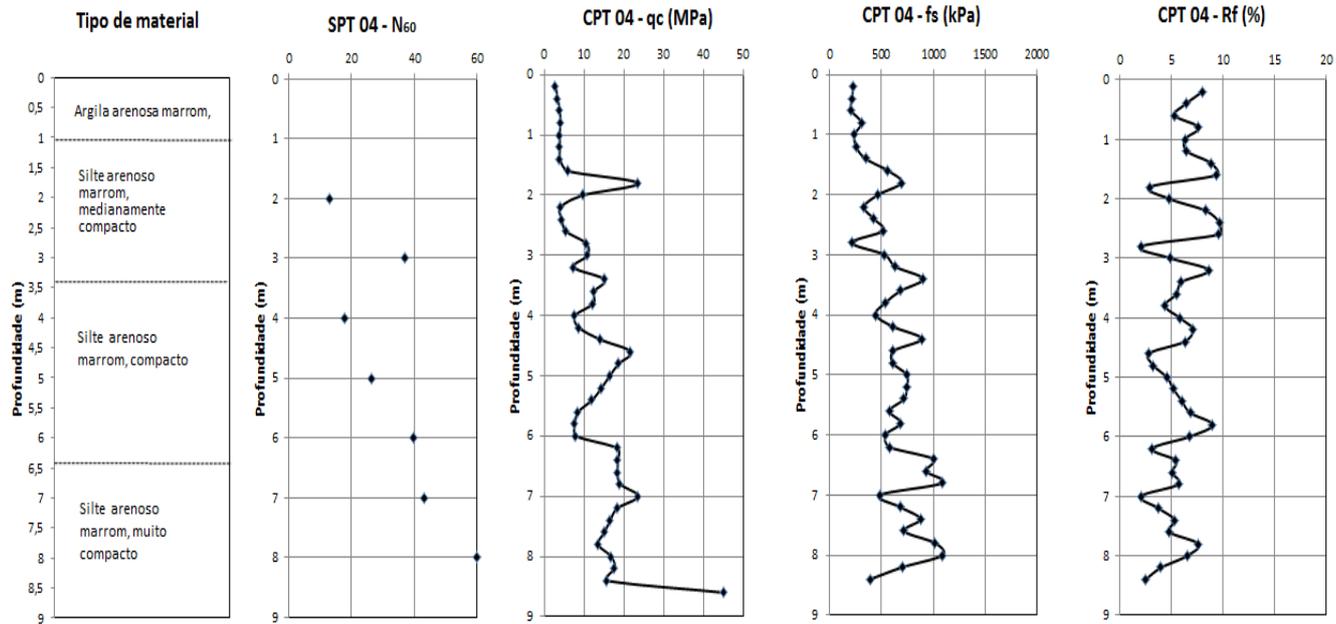
Fonte: Autor

Figura 127 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 03



Fonte: Autor

Figura 128 - Resultados dos ensaios relativos ao grupo 04



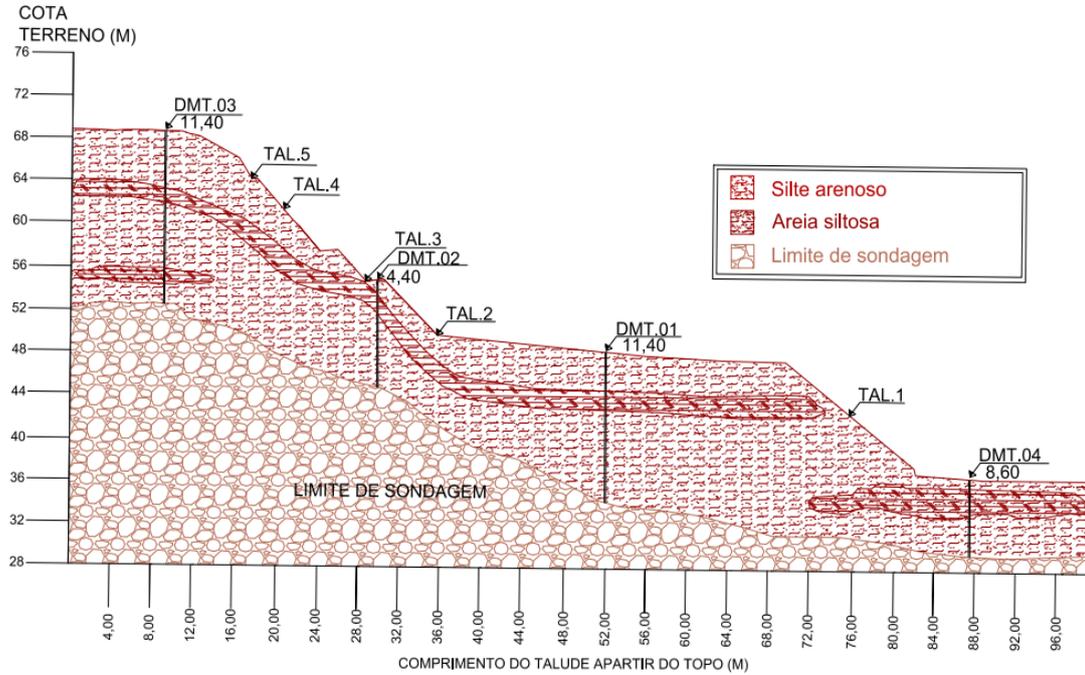
Fonte: Autor

5.2.3 Perfil geotécnico por meio dos ensaios DMT

Após a realização dos ensaios DMT, do processamento das pressões p_o e p_I e determinação do índice de material (I_D) pode-se determinar o perfil correspondente da seção apresentada na Figura 129.

Os resultados obtidos são apresentados ao longo da profundidade. A identificação do tipo de solo foi originada da interpretação do ensaio SPT para possibilitar a comparação dos resultados. As pressões p_o e p_I obtidas pela correção da leitura A e leitura B, e os parâmetros intermediários com base nas equações 5, 6 e 7 foram determinados para cada um dos quatro ensaios.

Figura 129 - Perfil geotécnico da seção de solo obtido dos ensaios DMT

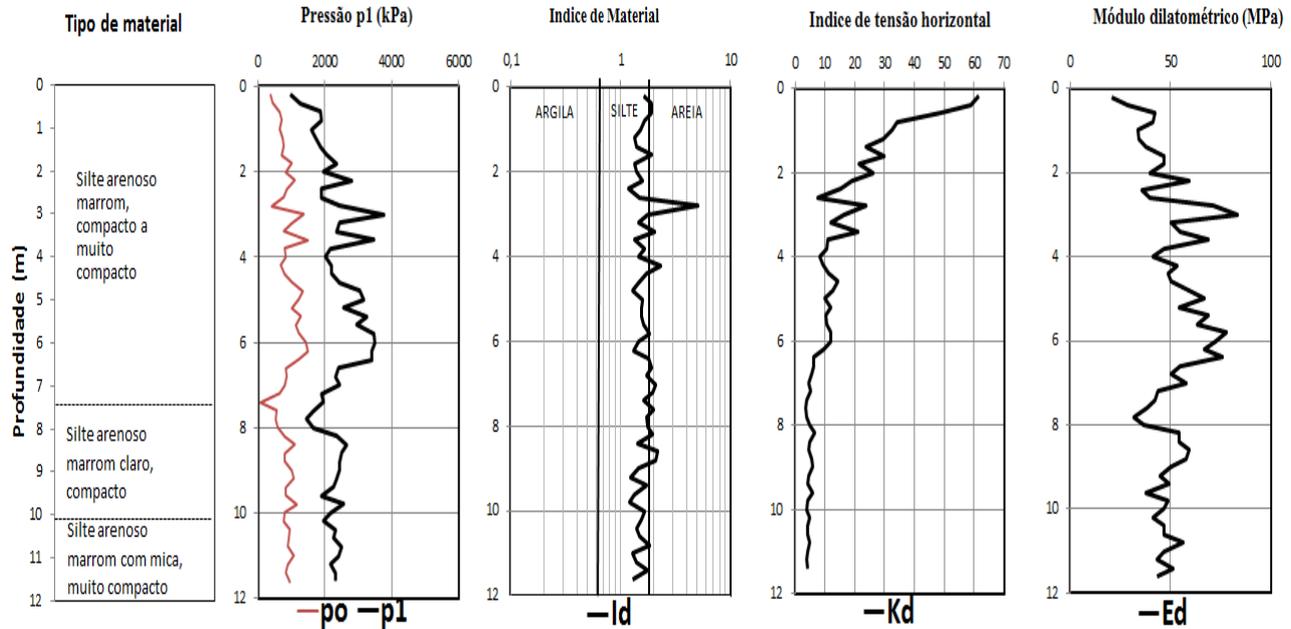


Fonte: Autor

5.2.4 Resultados dos ensaios DMT

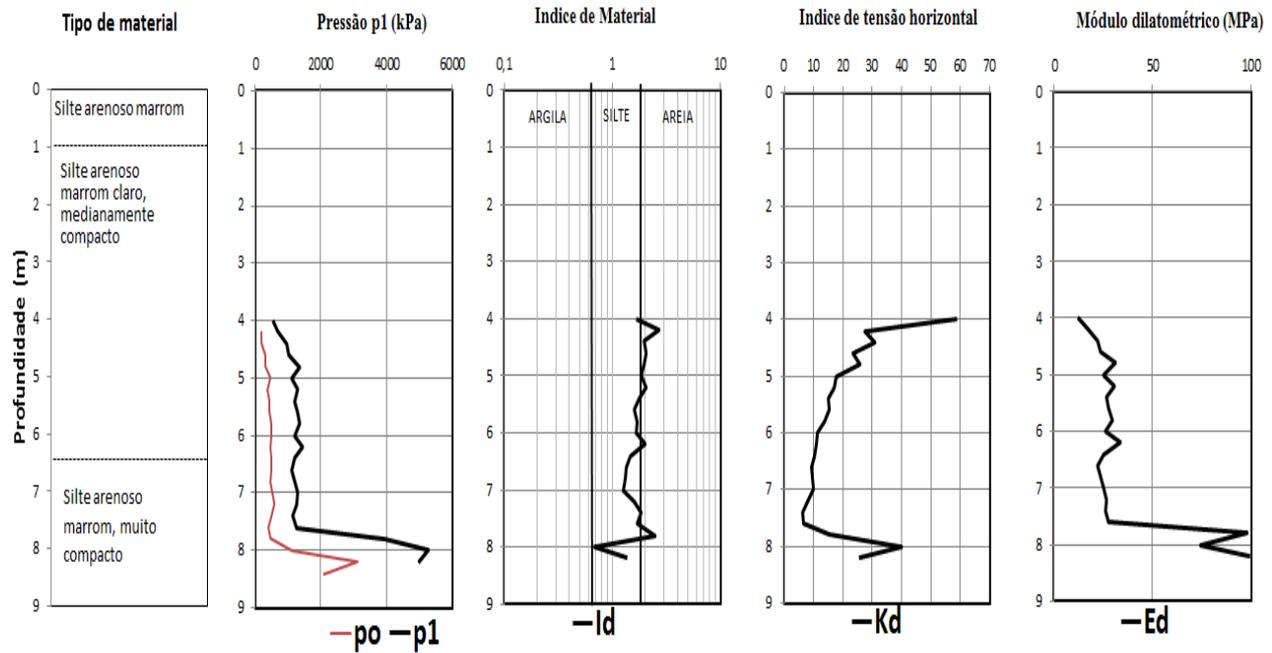
A seguir são apresentados o perfil de solo obtido pelo SPT, os resultados das pressões corrigidas (p_0 e p_1), o índice de material (I_D), índice de tensão horizontal (K_D) e o módulo dilatométrico (E_D), para os quatro ensaios DMT podem ser vistos na Figura 130, Figura 131, Figura 132 e Figura 133.

Figura 130 - Resultados dos ensaios DMT 01



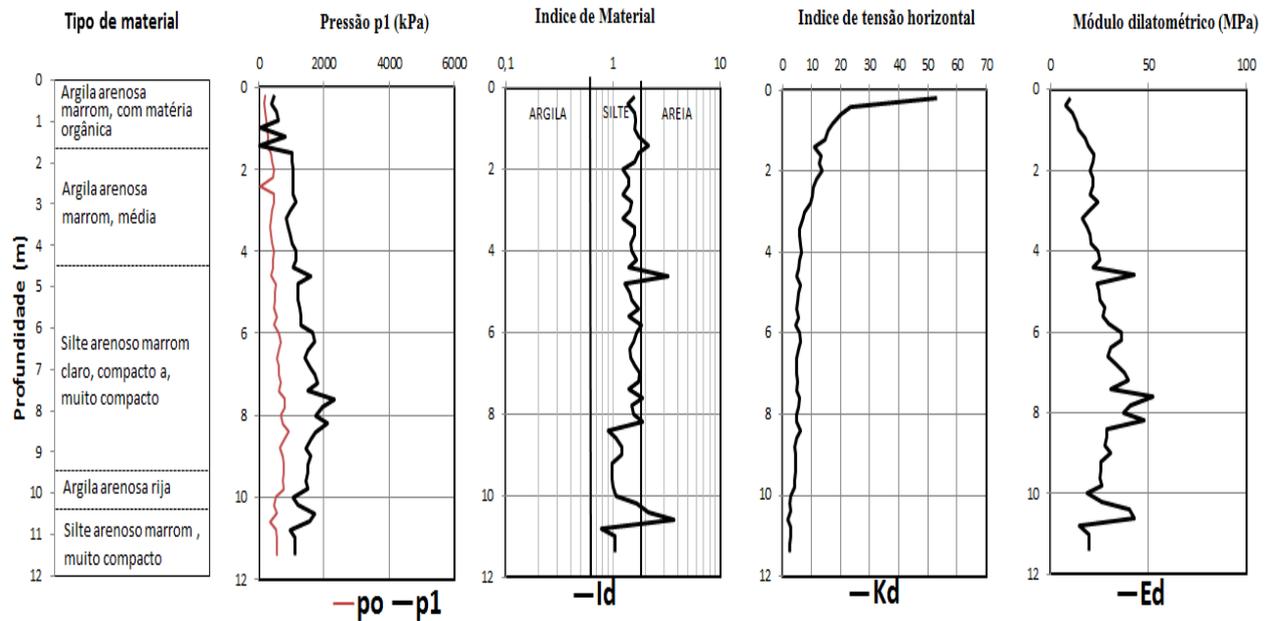
Fonte: Autor

Figura 131 - Resultados dos ensaios DMT 02



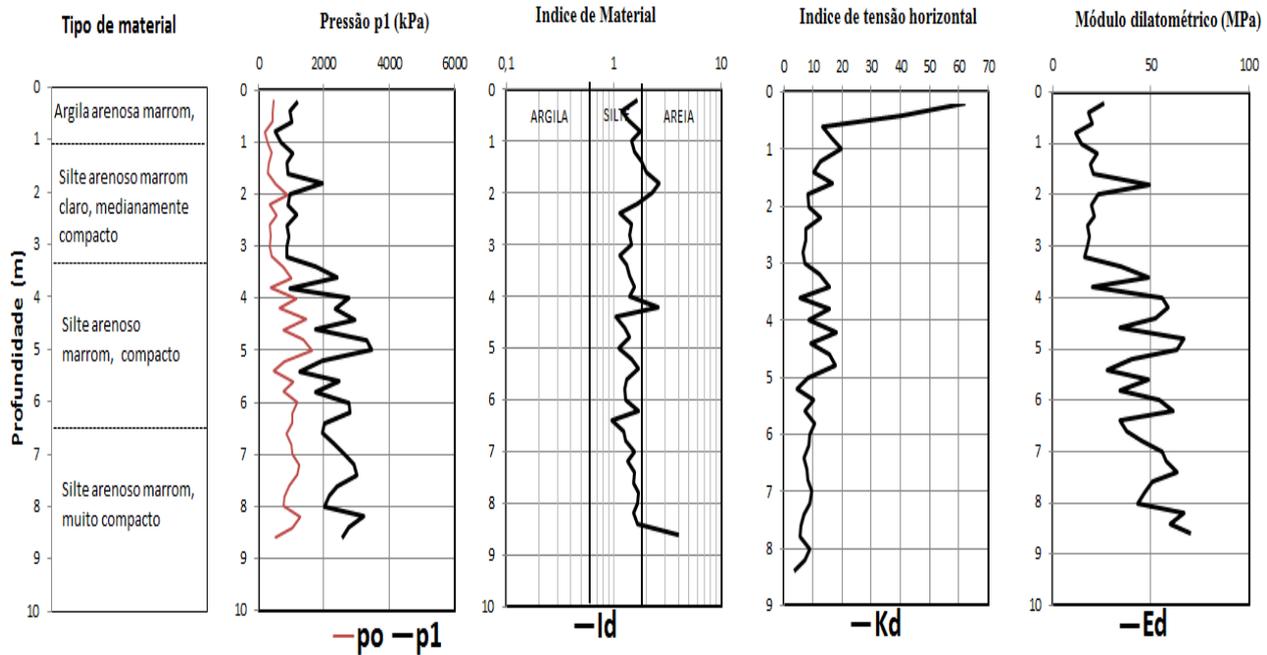
Fonte: Autor

Figura 132 - Resultados dos ensaios DMT 03



Fonte: Autor

Figura 133 - Resultados dos ensaios DMT 04

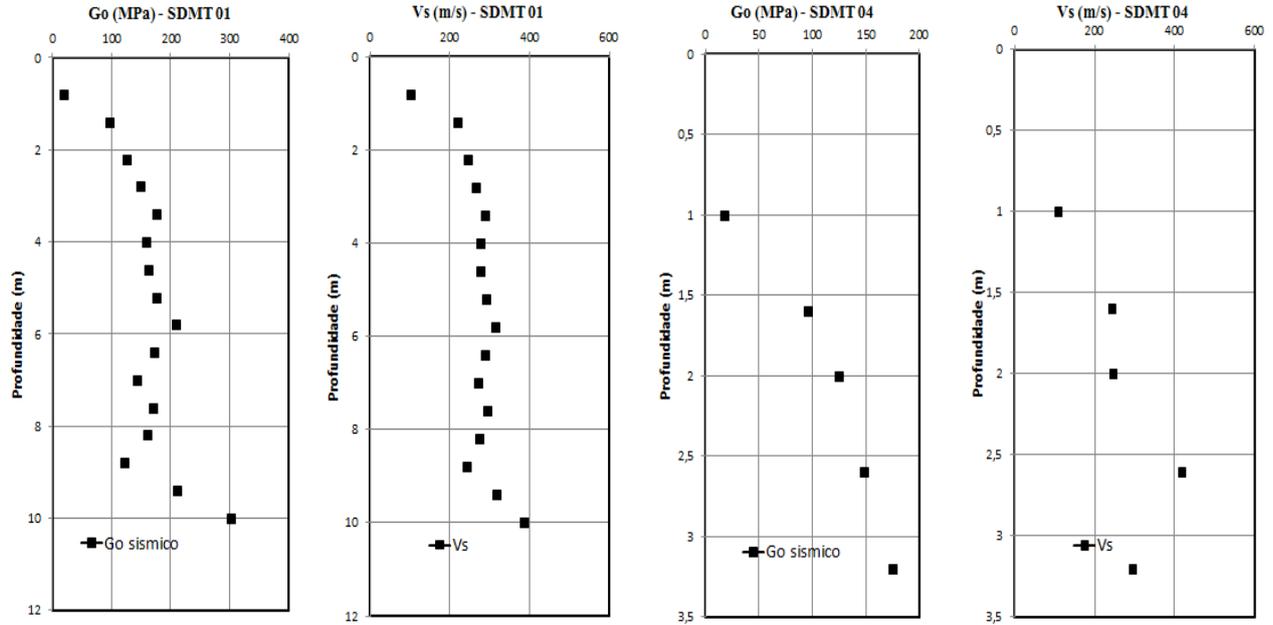


Fonte: Autor

5.2.5 Resultados dos ensaios SDMT

Os ensaios do tipo SDMT foram especialmente importantes para a determinação do módulo de cisalhamento para pequenas deformações do solo. Os ensaios sísmicos foram realizados nos grupo 01 e 04. Os resultados da velocidade de onda cisalhante e do módulo de cisalhamento podem ser visto a seguir na Figura 134.

Figura 134 - Resultados dos ensaios SDMT01 e SDMT04



Fonte: Autor

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.3.1 Introdução

A seguir serão realizadas as análises dos resultados do uso de correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos a partir dos resultados de ensaios de campo. Inicialmente serão abordados métodos de classificação dos solos com base nos resultados dos ensaios CPT, DMT e SDMT. Posteriormente, será empregado o índice de penetração do ensaio SPT com os demais índices obtidos pelos outros ensaios de campo (CPT, DMT e SDMT). As relações utilizadas visam confrontar, sempre que possível, os parâmetros geotécnicos obtidos nos resultados de laboratório (que são referências) com os valores estimados em campo.

Serão discutidas as principais correlações disponíveis para o uso com os ensaios CPT e DMT, a fim de analisar as estimativas de densidade relativa, ângulo de atrito, módulo de deformabilidade, OCR, coeficiente de empuxo no repouso e grau de cimentação do solo residual silte arenoso de gnaiss. Com base na comparação de resultados entre os ensaios de campo e de laboratório serão sugeridos ajustes nas equações originais do ensaio DMT.

5.3.2 Ensaio DMT – Índice de Material (I_D) versus Módulo dilatométrico (E_D)

Marchetti (1980) introduziu um parâmetro I_D como um indicador do perfil do solo obtido essencialmente pela interpretação de uma resposta de comportamento mecânico, baseado na distribuição granulométrica do solo testado. O mesmo autor também publicou uma carta de classificação baseada nos resultados de granulometria e I_D . Posteriormente, Marchetti & Crapps (1981) desenvolveram uma carta de classificação de solos em função dos parâmetros intermediários, Índice de Material (I_D) e Módulo dilatométrico (E_D) e ainda, uma estimativa do peso específico natural do solo. Esta carta encontra-se apresentada no item 2.2.3.5.

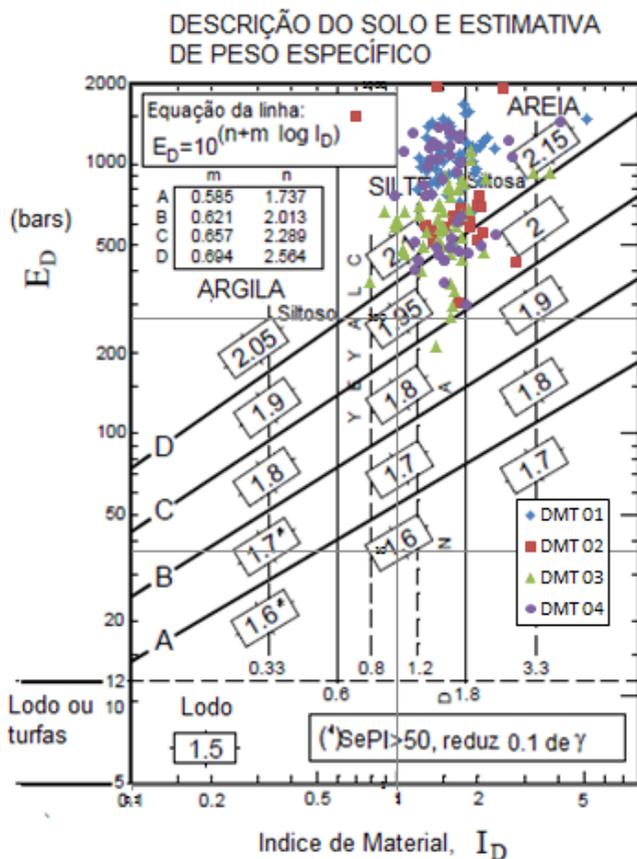
Lacasse & Lunne (1988) utilizaram esta carta para avaliação de solos na Noruega e modificaram a carta para análise de solos com baixos valores de índice de material, adicionaram uma classificação para valores entre $0.01 < I_D < 0.1$. Estes pesquisadores também demonstraram com base em ensaios de laboratório, que na avaliação de argilas muito

moles a estimativa apresentada na carta atual tendia a aumentar os valores de peso específico.

Marchetti et al (2001) responderam dizendo que a carta de classificação de solo, em função de I_D x E_D provem uma boa estimativa do tipo de solo e uma razoável previsão do peso específico do solo.

Para dirimir sobre estas análises, em solos residuais de gnaiss, o autor utiliza a carta proposta por Marchetti & Crapps (1981) para avaliação do solo estudado. A seguir na Figura 135 se encontram plotados os valores obtidos.

Figura 135 - Resultados da classificação de solos e peso específico, obtidos pelo ensaio DMT



Fonte: Adaptado de Marchetti, 1980.

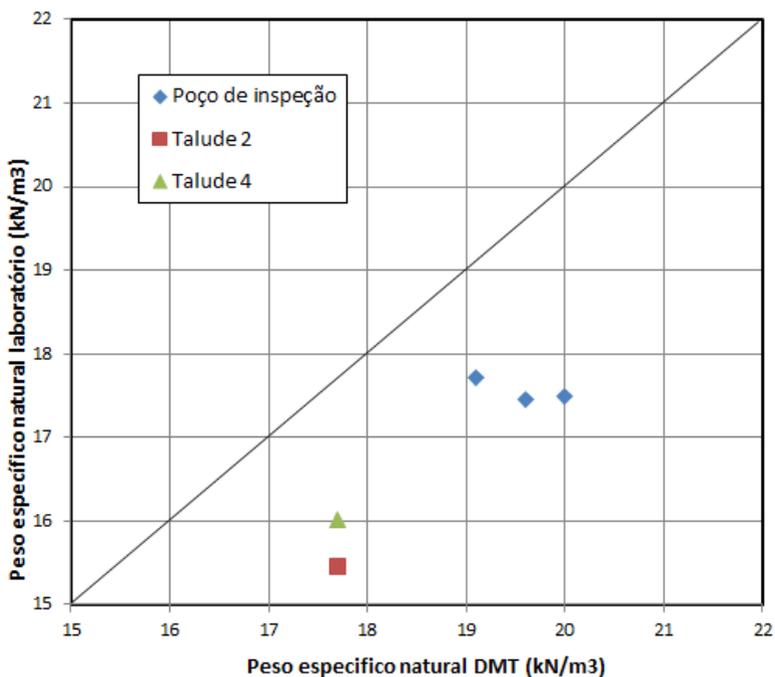
Com a interpretação dos resultados observa-se que o solo é classificado com um silte arenoso com peso específico natural estimado em torno de $21,0 \text{ kN/m}^3$. Fazendo uma comparação com a textura do solo identificado no ensaio SPT e com as curvas de granulometria obtida em laboratório, pode-se concluir que a classificação proposta se aplica bem para os solos residuais da região estudada.

Avaliando um valor médio de peso específico natural obtido em laboratório determinado no teor de umidade natural com os valores médios determinados pela classificação do DMT nota-se uma diferença significativa. Enquanto no laboratório o valor do peso específico natural variou em torno de 17 kN/m^3 , a avaliação proposta por Marchetti indica um valor aproximado de $21,0 \text{ kN/m}^3$.

Através do gráfico seguinte (Figura 136) se pode observar a variação do de peso específico natural determinado a partir de campo pelo DMT e de laboratório. Percebe-se que em todos os pontos avaliados o ensaio DMT indicou solos com densidade acima das determinadas em laboratório. Esperava-se encontrar uma melhor relação nas amostras do poço de inspeção já que estavam mais protegidas das ações erosivas do que as amostras dos Taludes 2 e 4, porém, mesmo nesta condição a diferença do peso específico entre os ensaios foi expressiva.

Esta superavaliação do método proposto para o DMT pode ser explicado pelo fato do índice I_D ser obtido pela interpretação das pressões p_o e p_l . Caso o solo apresentar um valor de densidade elevado, areia compacta, por exemplo, as pressões p_o e p_l deverão indicar valores altos. No caso de solos cimentados, a resistência adicional para expansão da lamina (devido à cimentação) é interpretada como um material mais compacto e, com isso o peso específico do material pode ser superestimado.

Figura 136 – Avaliação do peso específico natural obtido pelo DMT x laboratório.



Fonte: Autor

A fim de avaliar o peso específico obtido em laboratório com as estimativas de densidade natural de solos brasileiros com base no N_{SPT} (Berberian, 2012) foi utilizada a Tabela 30. A avaliação do peso específico natural é realizada à partir de ensaio SPT com base no tipo de material, compactidade e respectivos índices de penetração.

Tabela 30: Determinação do peso específico natural à partir do SPT (Berberian, 2012)

Tipo de solo (Areias e Silte arenoso)	$N_{SPT(72)}$	Peso específico natural (kN/m^3)
Muito fofa	0 – 4	17 – 18
Fofa	5 – 10	18 – 19
Med. Compacta	11 – 30	19 – 21
Compacta	31 – 50	20 – 22
Muito Compacta	>50	22 – 23

Fonte: Autor

A Tabela 31 mostra a comparação dos valores das densidades naturais obtidas pelos ensaios de laboratório e ensaios de campo SPT e DMT. Foi realizada a interpolação dos valores de N_{SPT} da tabela 31 e a média dos valores de peso específico do DMT no entorno da profundidade avaliada. Percebe-se que os ensaios de campo acabam por superestimar em até 26% os valores de peso específico natural quando comparado com os ensaios referenciais de laboratório. E nos ensaios SPT os valores encontrados são maiores que os estimados pelos ensaios DMT. Tanto nos ensaios SPT e DMT a estimativa desta propriedade foi ruim quando comparada com a determinada em laboratório.

Tabela 31: Avaliação do peso específico natural à partir dos ensaios de laboratório e de campo

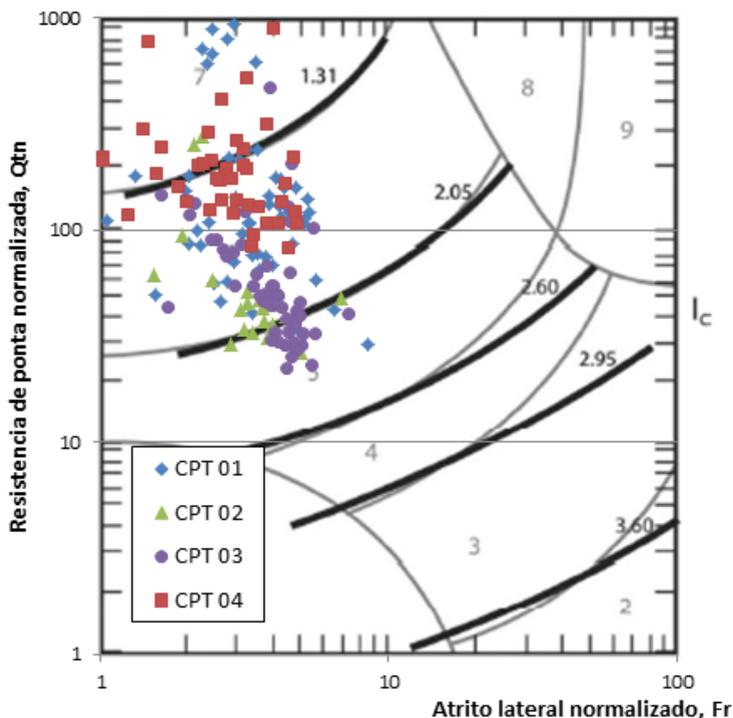
Amostra	Laboratório	SPT	DMT	$\gamma_{spt}/\gamma_{lab}$	$\gamma_{dmt}/\gamma_{lab}$
Tal.4-AM.1-prof.0,5m	16,01	18,4	17,7	1,15	1,11
Tal.2-AM.1-prof.0,5m	15,46	19,5	17,7	1,26	1,14
PI 1-AM. 1-prof. 1m	17,71	20,8	19,1	1,17	1,08
PI -AM. 2- prof. 2m	17,46	20,8	19,6	1,19	1,12
PI 1-AM. 3- prof.3m	17,50	20,5	20,0	1,17	1,14

Fonte: Autor

5.3.3 Ensaio CPT – Resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) versus Atrito lateral normalizado (F_r)

A carta proposta por Robertson (1990) e adaptada por Jefferies e Davies (1993) identifica o comportamento do solo com base na metodologia unificada. Esta carta foi desenvolvida para cones elétricos assim, com base nos estudos de De Ruiter (1971), os registros de atrito lateral do cone mecânico desta pesquisa foram corrigidos (divididos por 2) para serem aplicados na carta de classificação de solos. Para a verificação da validade dessa carta com relação ao solo da presente pesquisa, foram utilizados os valores de resistência de ponta e atrito lateral normalizado conforme apresentado anteriormente na Figura 28. Os resultados estão apresentados na Figura 137.

Figura 137 - Carta de classificação de comportamento do solo residual silte arenoso de gnaise, $Q_{tn} \times F_r$



Fonte: Autor

Nota-se uma grande concentração de pontos nas zonas 5 e 6, a grande maioria dos quais na zona 6. De acordo com a carta, o material pode ser classificado como, Areia – Areia siltosa e Areia siltosa – silte arenoso, com valor de I_C entre 1,31 a 2,60. Dessa forma, a classificação do solo através de $Q_{tn} \times F_r$ confirma os resultados obtidos por outros ensaios de campo e em laboratório.

5.3.4 Ensaio SDMT - Índice de Material (I_D) versus a relação entre módulos de cisalhamento e o módulo dilatométrico (G_o/E_D)

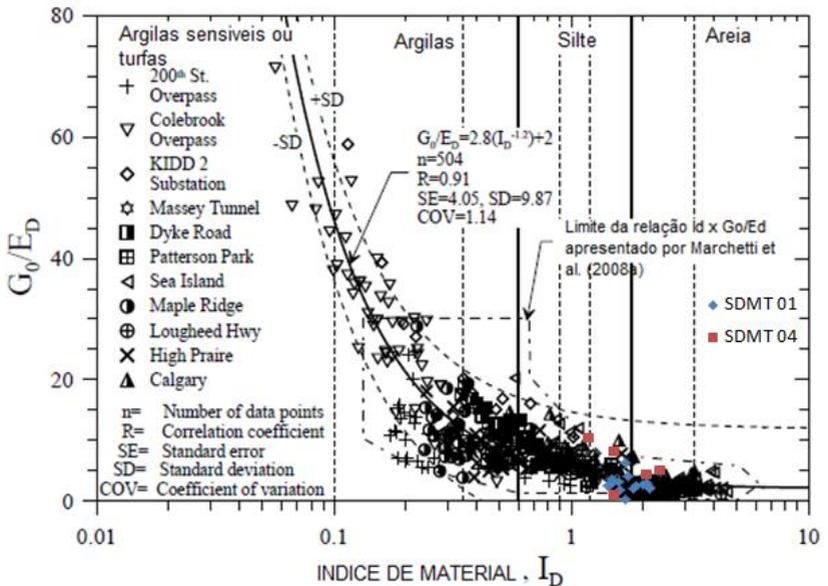
A adição de um geofone junto do DMT permitiu o registro da velocidade de onda (v_s) que possibilitou a determinação do módulo de cisalhamento máximo ampliando as possibilidades do ensaio DMT, e do surgimento de um novo ensaio o SDMT. A adição deste novo parâmetro permitiu amplificar os estudos de interpretação do tipo de comportamento do solo (SBT – *soil behavior type*). Rivera et al (2012) desenvolveram uma nova carta de classificação do solo com base na medida de G_o combinado com os valores já consagrados obtidos pelo DMT.

Os valores de G_o foram registrados a cada 60cm enquanto que as medidas dos ensaios DMT são a cada 20 cm. Com isso para correlacionar os resultados de I_D e E_D com os valores de G_o foram feitas as médias aritméticas dos índice dilatométricos no entorno (acima e abaixo) da cota onde foi medido G_o .

Os resultados preliminares indicaram um potencial de classificação dos solos com os resultados obtidos pelo SMDT. A nova carta proposta encontra-se apresentada no item 2.2.4.

Conforme sugestão destes autores, novas verificações precisam ser feitas em outros tipos de solos. Nesta pesquisa também foi utilizada esta nova carta para avaliação do tipo de comportamento do solo. Os resultados podem ser visto na Figura 138.

Figura 138 - Classificação de solos através de I_D x G_0/E_D em solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Autor

Observando os resultados obtidos nos ensaios sísmicos realizados conclui-se que a nova carta de classificação também identifica um solo no entorno do limite entre silte e areia, ou seja, com comportamento silto arenoso.

5.3.5 Ensaios CPT e DMT – Índices de comportamento do material do CPT (I_C) e do DMT (I_D)

As correlações entre resultados de testes CPT e DMT já vem sendo utilizadas há bastante tempo para identificar comportamento e estimativa de parâmetros geotécnicos. Neste caso, a carta de classificação com base na relação entre I_C e I_D mostra que esses solos tem comportamento equivalente aos dos demais ensaios de campo e laboratório. Com base nos resultados da Tabela 2 e da Figura 41, onde é apresentada a relação entre o índice I_C e $\log I_D$ é proposta uma classificação de solos com base nos resultados desta pesquisa. Os resultados deste trabalho indicaram uma concentração de pontos dentro

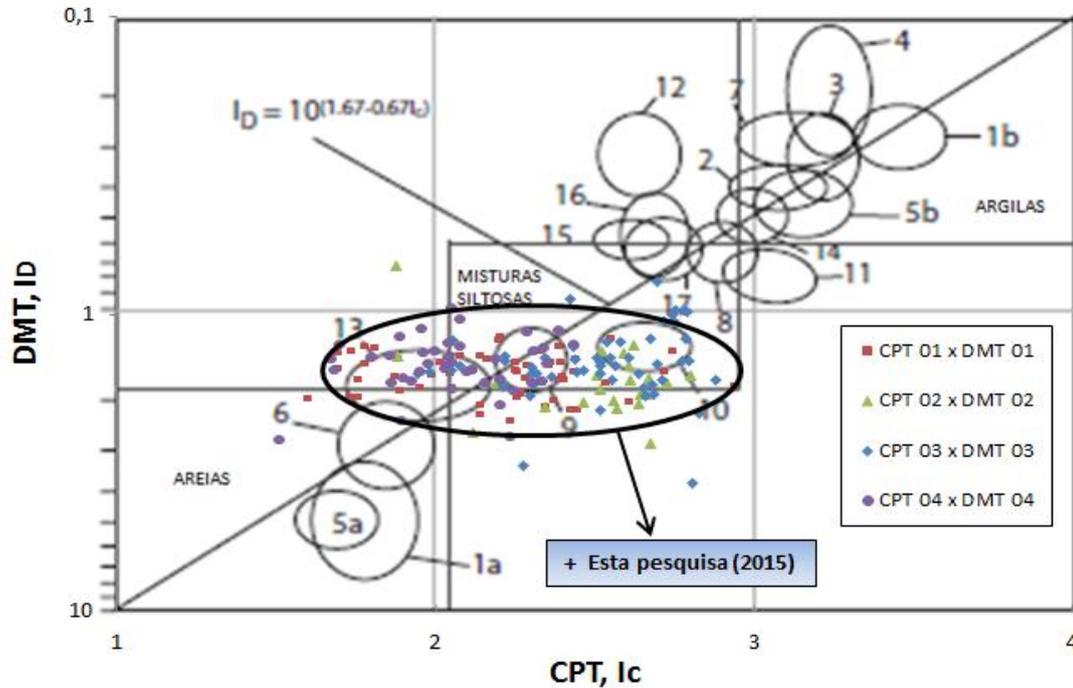
de uma zona identificada como misturas siltosas e, sugere um subgrupo para os solos residuais de gnaiss na região de Santo Amaro da Imperatriz (Figura 140).

Para uma análise preliminar de verificações de resultados na Figura 139 são apresentadas as relações entre I_C x I_D para todos os ensaios de campo realizados, ou seja, foram plotados os valores de I_C x I_D ao longo de toda a profundidade. Observa-se uma grande concentração de pontos na região central, identificando o material com um comportamento de silte.

Conforme recomendações de Robertson (2009) os resultados de I_C e I_D somente podem ser comparados, dentro de uma camada de interesse (*objective layer*), ou seja, um estrato com mesmo tipo de comportamento (ex. arenoso), na mesma profundidade, para ensaios conduzidos lado a lado (bem próximos, no máximo com 1m de distância).

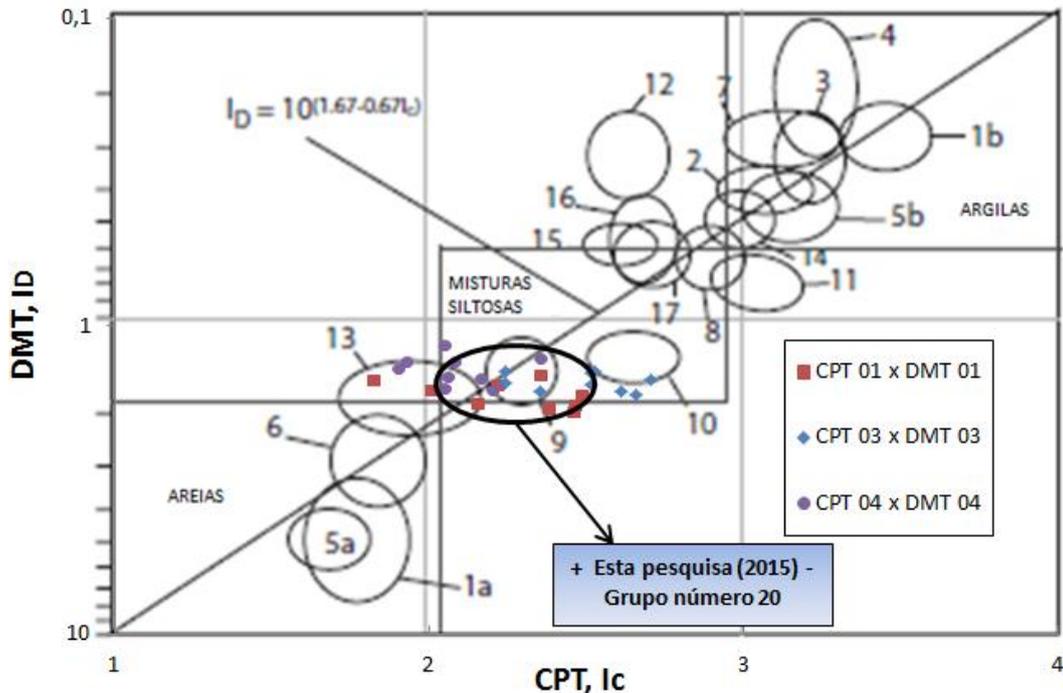
Caso contrário, devido a variações das propriedades nas camadas, os resultados obtidos poderiam gerar uma dispersão considerável. Assim, as comparações dos dados obtidos pelos furos CPT e DMT só devem ser feitas quando ambos os métodos apresentarem um perfil estratigráfico similar.

Figura 139 - Valores da relação $I_c \times \log I_D$ encontrada para quatro grupos de ensaios realizados em solo residual silte arenoso de gnaíse



Fonte: Adaptado de Robertson, 2009.

Figura 140 – Proposta de novo subgrupo para solos residuais de gnaiss na região de Santo Amaro da Imperatriz



Fonte: Autor

Os valores apresentados na Tabela 10 são válidos para resultados obtidos dentro da mesma camada em diversos solos ao redor do mundo (observar a coluna Profundidade “*depth*”). No caso desta pesquisa, foi identificada uma camada de interesse na profundidade entre os 5 e 9 metros para os grupos 01, 03 e 04. Os ensaios de campo do grupo 02 não puderam ser avaliados porque atingiram o impenetrável em cota inferior ao da camada de solo considerada para validação dos resultados, ou seja, na profundidade de 4m.

Os parâmetros avaliados nesta pesquisa são os mesmos apresentados no mesmo formato das pesquisas citadas na Tabela 33. Os resultados desta pesquisa sugerem a criação de um grupo n^o20 para solos residuais de gnaiss. Foi realizado um tratamento estatístico dos resultados e excluídos os valores fora do intervalo de confiança. Os parâmetros avaliados e os intervalos obtidos encontram-se na Tabela 32.

Tabela 32 – Parâmetros encontrados para o sub-grupo proposto com base em outras pesquisas.

Profundidade (m)	I _D	K _D	E _D /σ'v ₀	Q ₁₁	F _r (%)	I _c
5.0 - 9.0	1.4 – 2.0	3.5 - 10	165 - 830	25 - 170	1.0 - 5.0	2.0 – 2.6

Fonte: Autor

Observa-se na Figura 140, que a concentração de pontos desta pesquisa (3 grupos de ensaios) dentro da camada de interesse já caracterizada anteriormente encontram-se muito próximos dos grupos n^os 9 e 10. Estes grupos, conforme a Tabela 33, fazem parte dos conhecidos solos residuais silte arenosos *Piedmont*.

Os intervalos dos parâmetros obtidos nesta pesquisa estão próximos dos intervalos obtidos por outros pesquisadores em solos residuais ao redor do mundo. Desta forma, acredita-se que os resultados encontrados são bem representativos para o solo residual silte arenoso de gnaiss em Santo Amaro da Imperatriz.

Tabela 33 - Compilação de resultados CPT x DMT em solos ao redor do mundo

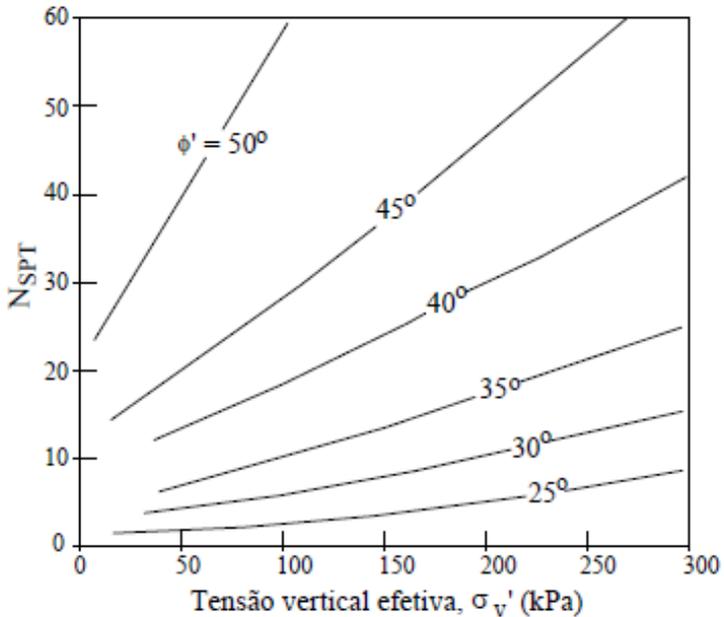
No.	Site	Soil	Reference	Depth range (m)	DMT range I_D	DMT range K_D	DMT range E_D/σ'_v	CPT range Q_{ti}	CPT range F_r (%)	CPT range I_c
1a	McDonald's Farm, BC, Canada	Deltaic sand	Campanella and Robertson 1991	5-12	3.0-8.0	2-6	200-600	40-120	0.3-0.6	1.6-1.9
1b	McDonald's Farm, BC, Canada	Soft silty clay	Campanella and Robertson 1991	17-30	0.2-0.3	2-3	14-30	2-4	1.5-2.5	3.3-3.6
2 ^a	Bothkennar, U.K.	Soft clay	Mayne 2006	3-15	0.3-0.4	2-3	15-35	4.5-6	1.0-2.0	2.9-3.2
3 ^a	Amherst, MA, U.S.A.	Soft varved sensitive clay	Mayne 2006	6-10	0.2-0.3	3.5-5	20-40	4-6	1.0-2.5	3.1-3.3
4 ^a	Ford Center, IL, U.S.A.	Soft glacial clay	Mayne 2006	7-16	0.1-0.3	3-5	10-40	4-6	1.5-3.0	3.1-3.3
5a	Venice Lagoon, Italy	Medium dense sand	Marchetti et al. 2006	4-5	4.0-6.0	3-6	400-600	80-100	0.4-0.6	1.6-1.8
5b	Venice Lagoon, Italy	Soft clayey silt	Marchetti et al. 2006	29-30	0.3-0.5	2-3	20-50	5-7	2.0-3.0	3.0-3.3
6	Zelezny Mine, Poland	Loose silty sand-tailing	Mlynarek et al. 2006	5-20	2.0-4.0	1.2-2.5	130-200	40-80	0.5-0.9	1.8-2.1
7	Hydraulic Fill, Brazil	Loose silt and fine sand-fill	Penna 2006	4-8	0.2-0.3	2-3	14-30	5-8	1.5-3.0	2.9-3.3
8 ^a	Baton Rouge, LA, U.S.A.	Stiff fissured clay	Mayne 2006	10-30	0.5-0.8	4-10	80-175	10-20	2.5-3.0	2.8-3.0
9 ^a	Georgia Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand to sandy silt-residual soil	Mayne and Liao 2004	4-12	1.2-1.8	2.7-5.0	110-300	25-55	1.4-2.2	2.3-2.5
10 ^a	Alabama Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand, sandy silt-residual soil	Mayne and Liao 2004	2-10	1.1-1.6	4-5	150-250	35-45	4.0-5.0	2.5-2.7
11 ^a	North Carolina Piedmont, U.S.A.	Stiff silty sand to clayey silt-residual soil	Mayne and Liao 2004	2-12	0.7-0.9	3-6	70-180	12-30	7.0-9.0	2.9-3.2
12 ^a	Cooper Marl, SC, U.S.A.	Stiff cemented silt	Meng et al. 2006	20-30	0.2-0.4	6-10	40-140	15-20	0.9-1.2	2.5-2.7
13 ^a	Tainan, Taiwan	Silty sand	C. H. Juang and D.-H. Lee, personal communication, 2008	6-12	1.5-2.5	4-8	300-500	80-150	0.9-1.0	1.7-2.2
14 ^a	Tainan, Taiwan	Silty clay	C. H. Juang and D.-H. Lee, personal communication, 2008	4-8	0.3-0.6	2-4	30-50	8-12	2-3	2.9-3.1
15	Cowden, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglov 1988	4-10	0.5-0.7	5-10	100-150	20-60	1.5-2.5	2.5-2.7
16	Brent Cross, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglov 1988	2-10	0.4-0.8	5-15	100-200	20-45	2.0-3.5	2.6-2.8
17	Madingley, U.K.	Very stiff clay	Powell and Uglov 1988	2-12	0.5-0.8	8-16	100-300	30-50	3.5-6.0	2.6-2.9
18	Pisa Clay	Soft sensitive clay	M. Jamiolkowski, personal communication, 2008	12-20	0.2-0.3	3-4	30-50	5-7	0.4-1.0	2.9-3.1
19	Univ of Central Florida, U.S.A.	Sand to silty sand	Anderson et al. 2007	3-5	2.0-5.0	4-8	300-800	80-150	0.4-1.0	1.5-1.8
20	Santo A. da Imperatriz, Brasil	Silte arenoso-residual	Esta pesquisa (2015)	5-9	1.4-2.0	3.5-10	165-830	25-170	1.0-5.0	2.0-2.6

Fonte: Autor

5.3.6 Índice de resistência a penetração (N_{SPT}) versus ângulo de atrito obtido em laboratório

Vários autores já têm publicado trabalhos relacionando os valores de N_{SPT} para estimativa do ângulo de atrito. Uma correlação entre o N_{60} do ensaio SPT e a tensão vertical efetiva na profundidade onde este índice foi determinado foi estabelecida para solos granulares. Dentre estes, pode-se citar o trabalho de Mitchell (1978). A relação proposta por Mitchell para estimativa do ângulo de atrito é mostrada na Figura 141.

Figura 141 - Estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares com base do SPT.



Fonte: Mitchell, 1978.

Esta correlação foi desenvolvida para solos granulares (areias) onde predomina durante a cravação do amostrador padrão do SPT a condição de penetração drenada.

Em campo, o solo da presente pesquisa tem uma condição de parcialmente saturado, classificado como um silte arenoso e cujo

coeficiente de permeabilidade medido em laboratório é da ordem de 10^{-5} cm/s. A condição provável que ocorra em campo é uma situação drenada de ruptura. Não é possível afirmar a condição de drenagem no momento da cravação da ponteira do SPT, porém, com certeza, a situação predominante é a drenada.

Os ensaios de laboratório foram realizados numa velocidade baixa de maneira que a condição drenada fosse garantida na ruptura. A velocidade de cisalhamento dos ensaios foi detalhada no item 4.4.6.2.

Os valores de ângulo de atrito determinados pelo cisalhamento direto e triaxial CID nas amostras coletadas no poço de inspeção e talude 2 e 4, respectivamente, próximos aos ensaios SPT 01, 02 e 03 são apresentados na Tabela 34 a seguir.

Tabela 34- Ângulo de atrito obtido em laboratório pelo cisalhamento direto e triaxial CID

Ângulo de atrito	Profundidade(m)	ENSAIO SPT 01		
		CD inundado	CD não inundado	Triaxial CID
φ(graus)	1	37,9	41,5	30
	2	39,2	39,5	29
	3	36,7	42,1	27
Ângulo de atrito	Profundidade(m)	ENSAIO SPT 02		
		CD inundado	CD não inundado	Triaxial CID
φ (graus)	0,5	32,8	34,4	24,5
Ângulo de atrito	Profundidade(m)	ENSAIO SPT 03		
		CD inundado	CD não inundado	Triaxial CID
φ (graus)	0,5	35,1	34,3	25,4

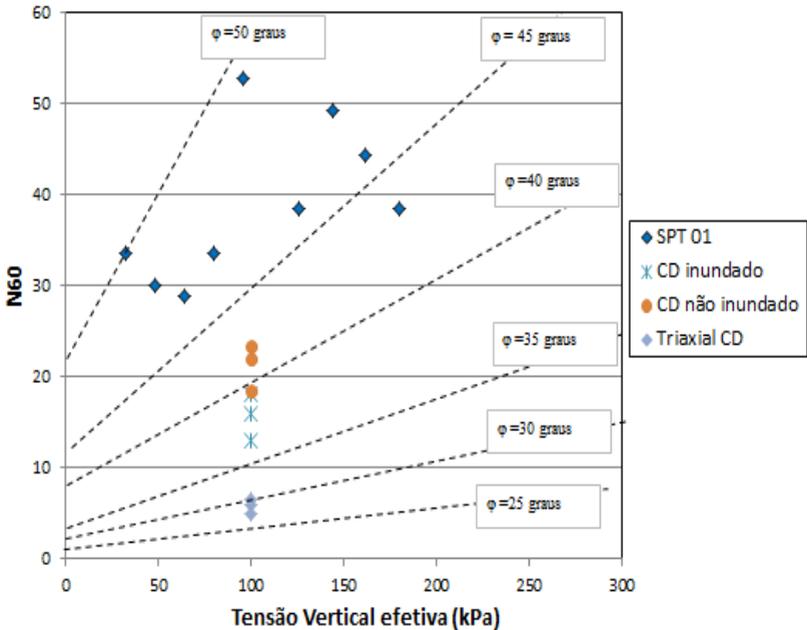
Fonte: Autor

Foi utilizada esta metodologia com a finalidade de comparar os resultados de ângulo de atrito determinados por meios de ensaios de laboratório drenados com as estimativas de campo via SPT. Foram plotados no gráfico proposto por Mitchell (1978) os valores de N_{60} versus tensão vertical efetiva considerando o peso específico definido na Tabela 29 e a respectiva profundidade do N_{SPT} . Os ângulos de atrito determinados em laboratório foram plotados neste gráfico para um valor

médio de tensões vertical efetiva. De acordo, com as tensões aplicadas (item 5.1.6) foi utilizado uma tensão vertical efetiva média de 100kPa.

Os resultados estão apresentados da seguinte forma: os resultados do furo SPT 01 foram comparados os ensaios de laboratório nas profundidades de 1, 2 e 3 metros do poço; os resultados do furo SPT 02 foram comparados com os resultados da amostra retirada da profundidade na 0,5m no talude 2 e no furo SPT 03 com a amostra retirada profundidade de 0,5m no talude 4. Conforme desenho já apresentado na Figura 78. Os resultados são mostrados na Figura 142, Figura 143 e Figura 144.

Figura 142- Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 01 e dos ensaios de laboratório no Poço de inspeção.

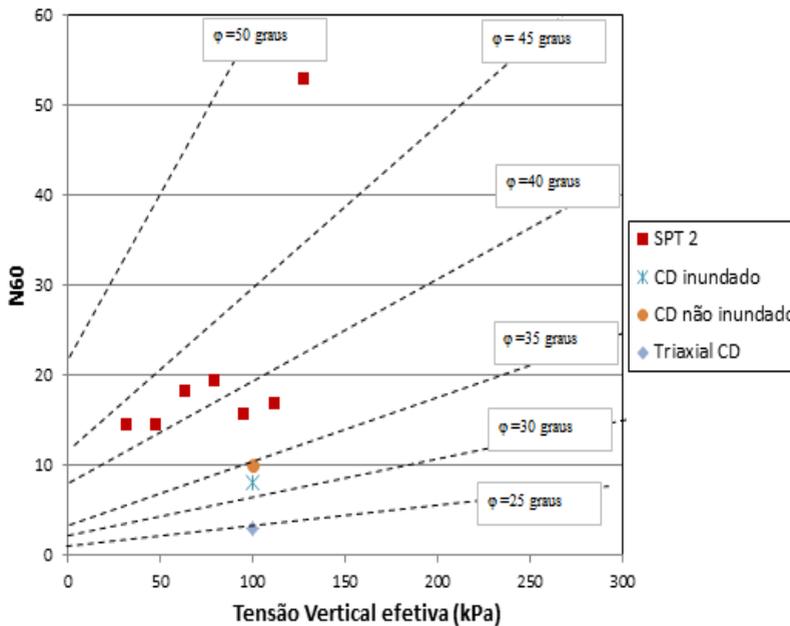


Fonte: Autor

Observa-se que os valores de laboratório obtidos próximos ao ensaio SPT 01 variam aproximadamente de 27° a $42,1^\circ$. Confrontando com os intervalos de ângulo de atrito sugeridos por Mitchell (1978) a partir do ensaio SPT nota-se uma divergência de dados. Os valores estimados em função de N_{60} indicam um ângulo de atrito entre 43° e 50° .

Para um nível similar de tensão vertical efetiva os ensaios de laboratório indicam ângulos de atrito entre 27° a $42,1^\circ$ a relação entre $N_{60} \times \sigma'_{vo}$ sugere valores entre 47° a 50° . Notadamente, valores muito altos para solos silto arenosos o que mostra que neste ensaio os valores estimados com base em N_{60} tendem a superestimar os valores de ângulo de atrito.

Figura 143: Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 02 e dos ensaios de laboratório no Talude 2.



Fonte: Autor

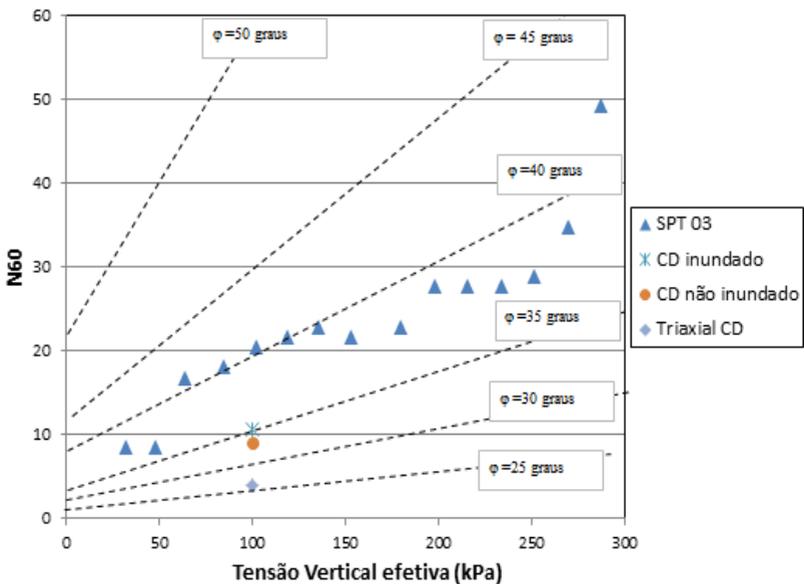
No ensaio SPT 02, a relação entre $N_{60} \times \sigma'_{vo}$ indica valores de ϕ entre 34° a 43° com um ponto destacando-se dos demais, com valor próximo de 48° e, estimado antes de ser atingido o impenetrável. Os resultados de laboratório indicam ângulo de atrito entre $24,5^\circ$ a $34,4^\circ$. Neste local, a previsão feita pelo ensaio SPT 02 indica um valor médio de ângulo de atrito de 38° . Uma aproximação maior com os resultados de laboratório se comparados ao ensaio SPT 01. O ensaio de laboratório que apresentou a maior similaridade foi o ensaio de cisalhamento não inundado determinando um ϕ de aproximadamente 35° . O ensaio triaxial

drenado apresentou um valor de ângulo de atrito de $24,5^\circ$ bem abaixo da determinação feita pelos ensaios de cisalhamento direto.

No ensaio SPT 03, a relação $N_{60} \times \sigma'_{vo}$ indica valores entre 32° a 41° ao longo da profundidade. O cisalhamento direto inundado e não inundado, indicam respectivamente, um ϕ de $35,1^\circ$ e $34,3^\circ$. E o triaxial drenado um valor de $25,4^\circ$.

Analisando a determinação do ângulo de atrito através do índice de penetração SPT parece que existe uma tendência do valor de ângulo de atrito ser maior na superfície, diminuir ao longo da profundidade e voltar a aumentar próximo do impenetrável. Esta tendência de variação do ângulo de atrito ao longo da profundidade é similar aos obtidos na pesquisa de Sandroni (1985) em ensaios triaxiais drenados em solos residuais (Figura 3).

Figura 144: Comparação da estimativa de ângulo de atrito via N_{SPT} e via ensaios de laboratório no SPT 03 e dos ensaios de laboratório no Talude 4.



Fonte: Autor

O valor do ensaio cisalhamento direto não inundado (teor de umidade natural) foi o resultado mais próximo de ângulo de atrito para intervalo sugerido das relações entre N_{60} e σ'_{vo} . Talvez, pelo fato de que

as condições desse ensaio de laboratório sejam mais similares com as condições de campo (sucção).

Confrontando-se os resultados de ângulo de atrito dos furos SPT 02 e SPT 03 percebe-se uma aproximação razoável com os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto variando entre $32,8^\circ$ e $35,1^\circ$. Esses pontos se localizam nas faces dos taludes estudados. Devido aos efeitos do intemperismo espera-se que estes valores tivessem menor aproximação com o ângulo de atrito estimado via SPT. Porém, não foi o que ocorreu. No mesmo sentido, era previsto que as amostras coletadas no poço, ao lado e na mesma profundidade do valor N_{SPT} tivessem uma melhor aproximação entre os resultados de campo e laboratório.

Os valores de ângulo de atrito obtidos pelos ensaios triaxiais drenados ficaram abaixo dos demais resultados. No caso das amostras do poço de inspeção com aproximadamente uma diferença de 25% em relação aos ensaios de cisalhamento. E nas amostras dos taludes, com uma variação média de ângulo de atrito, em torno de 30%. Cabe-se notar que as amostras ensaiadas são diferentes entre si, devido a heterogeneidade característica do material.

Deve-se entender que esta metodologia foi desenvolvida para solos granulares (areias). E que a estimativa do ângulo de atrito através do índice de penetração N_{60} , em solos residuais, além da natureza atritiva é influenciada também pela parcela de cimentação e sucção. Assim, os efeitos da cimentação tendem a influenciar no número de golpes induzindo a valores de ângulo de atrito superestimados. No caso da sucção, também alguma parcela de resistência adicional deve ser considerada no N_{60} , porém as tensões capilares devem influenciar muito mais a parcela de coesão do que o valor do ângulo de atrito do solo.

Conclui-se que os resultados de ângulo de atrito obtidos à partir do N_{SPT} nos furos SPT 02 e SPT 03 tiveram uma melhor aproximação com os resultados do cisalhamento direto no teor de umidade natural (não inundado). Porém, não se pode afirmar que esta metodologia pode ser completamente aceita. Necessitando de um número maior de ensaios de laboratório, em profundidades diferentes, para dirimir sobre estes aspectos.

5.3.7 Resistência de ponta (q_c) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})

Algumas pesquisas tem buscado avaliar as relações entre a resistência de ponta do CPT e o índice de penetração do ensaio SPT. Esta relação é influenciada pela granulometria do material. Diferentes

tipos de rochas de origem produzem diferentes tamanhos de grão devido a heterogeneidade associada a formação dos solos residuais. Estudos tem buscado relacionar a razão q_c/N_{60} com a distribuição granulométrica do material (Danziger et al. 1998, Fonseca et al. 2006). Os resultados brasileiros mostram tendência de baixos valores da razão q_c/N_{60} com D_{50} do que os expressos pela linha média proposta por Robertson & Campanella (1983). Os valores de D_{50} foram obtidos à partir das curvas granulométricas (com defloculante) sendo o respectivo diâmetro do grão correspondente a 50% do material passante.

A seguir na Tabela 35 são apresentados as relações q_c/N_{60} e o D_{50} nos pontos estudados em solos residuais silte arenosos de gnaiss. O diâmetro efetivo D_{50} foi obtido através das curvas de granulometria apresentadas no item 5.1.1.

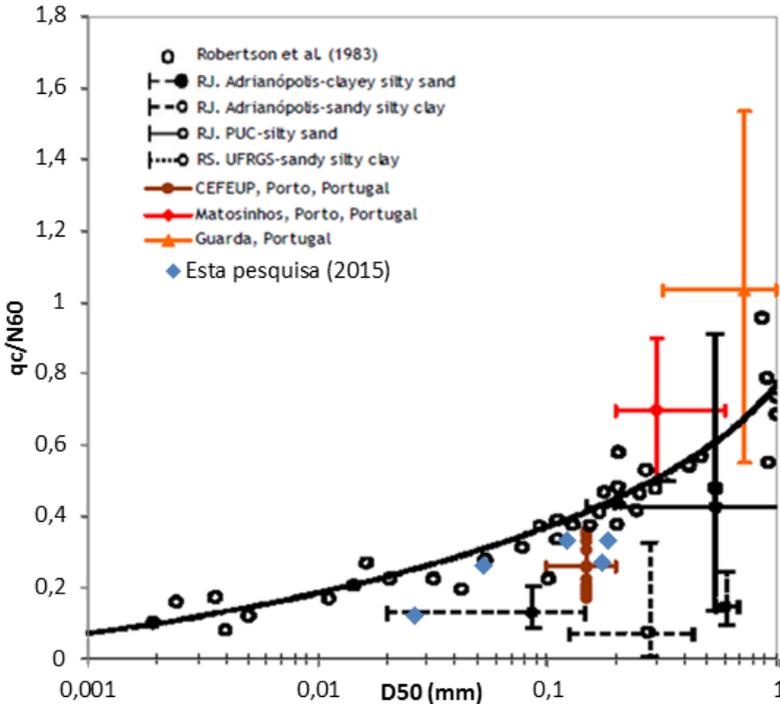
Tabela 35: Relação q_c/N_{60} e respectivo D_{50} em solos residuais silte arenoso de gnaiss.

Amostra	q_c/N_{60}	$D_{50(\text{mm})}$
Tal. 4– AM. 1-prof. 0,5 m	0,26	0,052
Tal. 2– AM. 1-prof. 0,5 m	0,12	0,026
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	0,33	0,120
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	0,33	0,180
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	0,27	0,170

Fonte: Autor

Um exemplo da interferência do diâmetro das partículas sobre a relação entre resistência de ponta do CPT e índice de penetração do SPT é mostrada nos estudos de Viana da Fonseca et al. (2006) em solos residuais de Portugal. O solo residual de granito de Guarda apresenta maiores tamanhos de partículas e valores mais altos da razão q_c/N_{60} quando comparados com o solo saprolítico de Porto (CEFEUP) que possui grãos mais finos. Na pesquisa em solos brasileiros e portugueses, caracterizados por solos mais finos, conduzem a valores da razão q_c/N_{60} menores do que os propostos por Robertson & Campanella (1983). Os resultados destes autores e da atual pesquisa em solos residuais de gnaiss podem ser vistos Figura 145.

Figura 145: Intervalo da razão $q_c/N_{60} \times D_{50}$ em solos residuais brasileiros e portugueses



Fonte: Apud Coutinho et al. 1998, Danziger et al. 1998, Viana da Fonseca et al. 2006.

Nota-se também que os resultados desta pesquisa confirmam os dados de outras pesquisas em solos residuais e tendem a ficar abaixo da linha média proposta por Robertson & Campanella (1983). Conclui-se que o comportamento dos solos residuais não é dominado pela granulometria, mas por fatores associados ao grau de alteração sofrido.

Buscando ampliar os estudos em solos residuais são comparados os resultados desta pesquisa com outros resultados obtidos por autores em solos distintos (Tabela 36).

Tabela 36 - Previsão de valores q_c/N_{60} para diferentes solos residuais

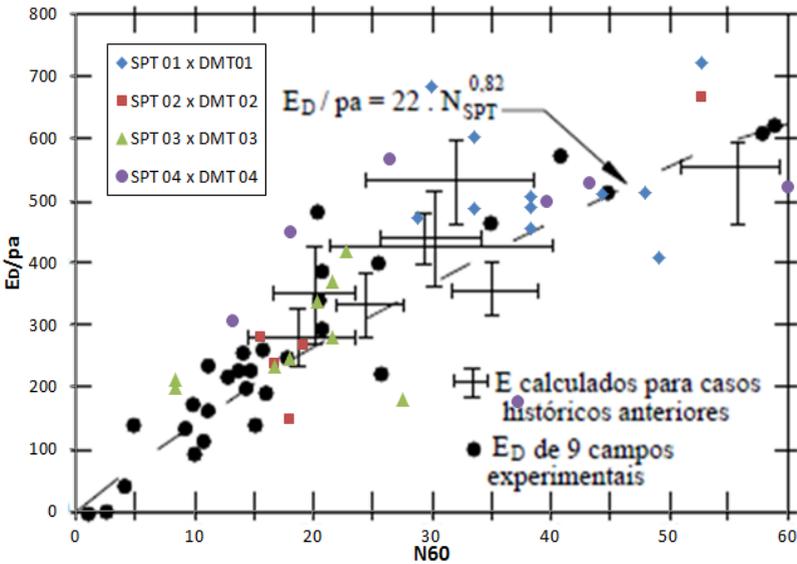
Autores	*q_c em MPa	q_c/N_{60}
Sandroni (1985) - Solos residuais brasileiros		0.30-0.78
Ajayi e Balogum (1988) - Solos nigerianos tropicais saprolíticos e lateríticos		0.40
Chang (1988) - Solos saprolítico de granito de Cingapura		0.20
Viana da Fonseca (2003) - Areia siltosa do Porto		0.50-0.90
FEUP campo experimental - Areia siltosa argilosa		0.17-0.36
Esta pesquisa - Solo residual de gnaiss (saprolítico)		0.12-0.62

Fonte: Autor

5.3.8 Módulo Dilatométrico (E_D) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})

Mayne e Frost (1989) desenvolveram uma relação entre E_D e o valor N_{SPT} para solos residuais silte arenosos de Piedmont. O valor de N_{SPT} utilizado nesta pesquisa foi corrigido para o índice N_{60} . O módulo dilatométrico E_D é obtido a cada 20cm. Como o índice SPT é pontual foi realizada a média dos valores de E_D , do valor acima, na mesma cota e baixo da profundidade onde foi determinado o índice de penetração do ensaio SPT.

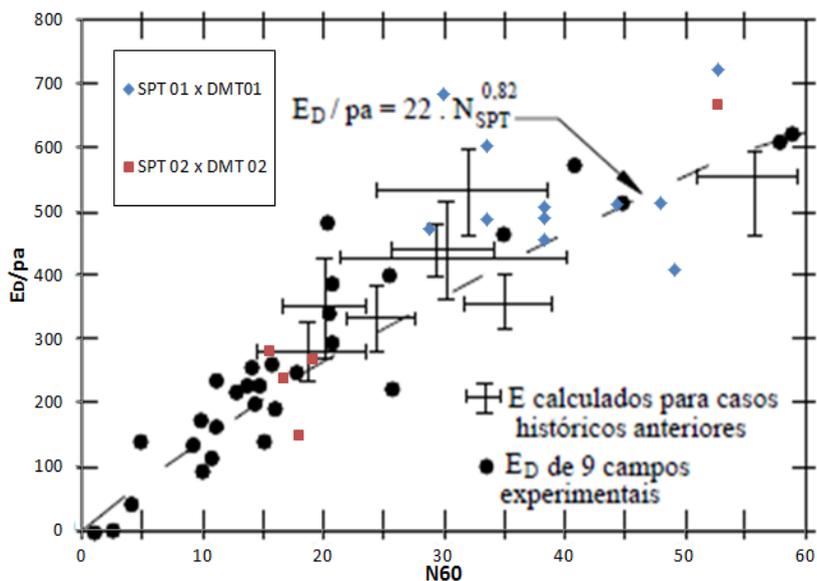
Esta relação proposta por aqueles autores e os resultados desta pesquisa pode ser observada na Figura 146. Buscando verificar a aplicabilidade desta relação para os solos residual silte arenoso de gnaiss foi realizada a normalização de E_D/p_a , onde p_a é a pressão atmosférica igual a 0,1Mpa.

Figura 146 - Relação entre E_D e N_{SPT} para solos residuais Piedmont

Fonte: Mayne & Frost, 1989.

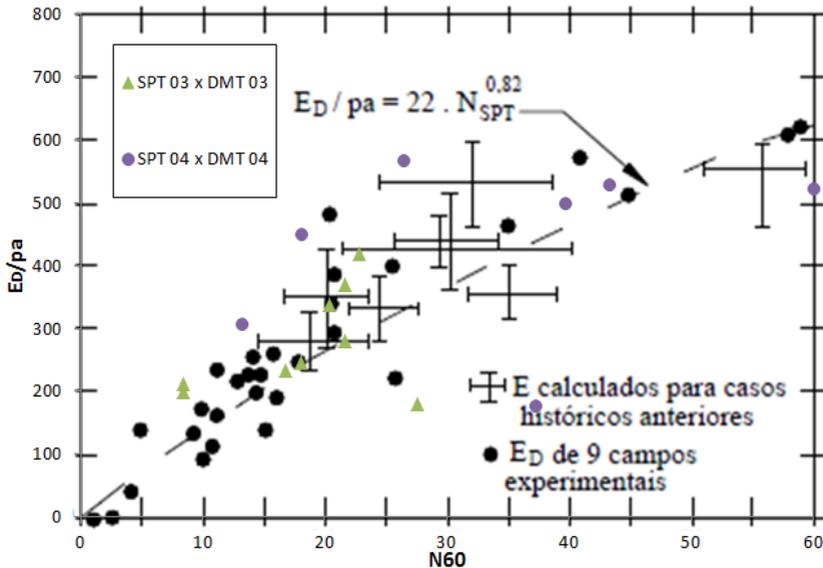
A seguir é apresentada a relação proposta por Mayne e Frost (1989) e os resultados obtidos nos grupos de ensaios 01, 02, conforme a Figura 147 e nos grupos de ensaios 03 e 04 na Figura 148.

Figura 147 - Relação entre E_D/pa e N_{60} para os grupos 01 e 02 em solos residual silte arenoso de gnaisses



Fonte: Autor

Figura 148 - Relação entre E_D/p_a e N_{60} para os grupos 03 e 04 em solos residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Autor

Nesta pesquisa Mayne & Frost (1989) estudaram solo residuais e, acredita-se que a contribuição da cimentação e da sucção sobre o valor de N_{60} já está embutida na relação encontrada.

Com a análise dos resultados obtidos conclui-se que os ensaios SPT01 e SPT 02 apresentaram uma tendência na relação $E_D/p_a \times N_{60}$ próxima da média encontrada por Mayne & Frost (1989). Os resultados do ensaio SPT 03 ficaram dentro dos desvios encontrados por aqueles autores e o ensaio SPT 04 mostrou uma divergência grande quando comparados a relação de Mayne e Frost (1989).

5.3.9 Módulo Confinado (M_D) versus Índice de resistência a penetração (N_{SPT})

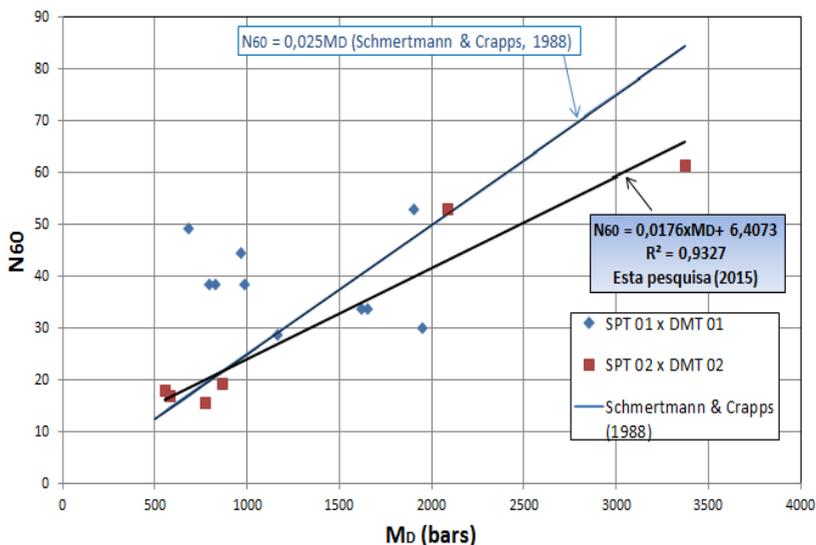
A equação sugerida por Schmertmann & Crapps (1988) para a relação entre $M_D \times N_{SPT}$ pretende avaliar aspectos de deformabilidade e resistência dos solos. Esses autores afirmaram que a determinação indireta do N_{SPT} por meio desta correlação não deve ser feita porque

seria um emprego incorreto do DMT. Os resultados obtidos irão variar em função do tipo de solo, do local específico e do equipamento utilizado. A relação proposta por Schmertmann & Crapps (1988) é:

$$N_{SPT} = \frac{M_D \text{ (bar)}}{40} \quad (24)$$

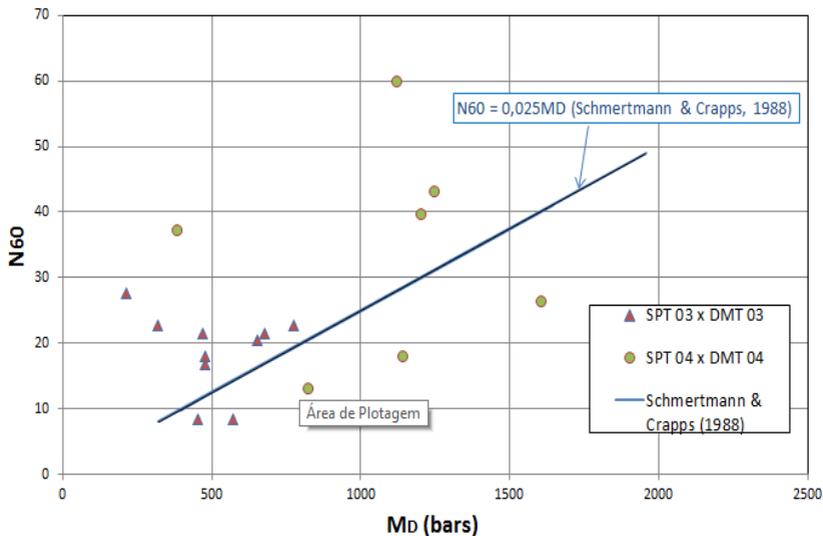
Será apresentada a reta da equação proposta por Schmertmann & Crapps e, posteriormente, analisado as relações entre M_D x N_{SPT} obtidas nesta pesquisa em solos residuais silte arenosos de gnaiss. (Figura 149 e Figura 150).

Figura 149 - Relação entre M_D e N_{SPT} para os grupos de ensaios 01 e 02 em solo residual silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Figura 150 - Relação entre M_{DMT} e N_{SPT} para os grupos de ensaios 03 e 04 em solo residual silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

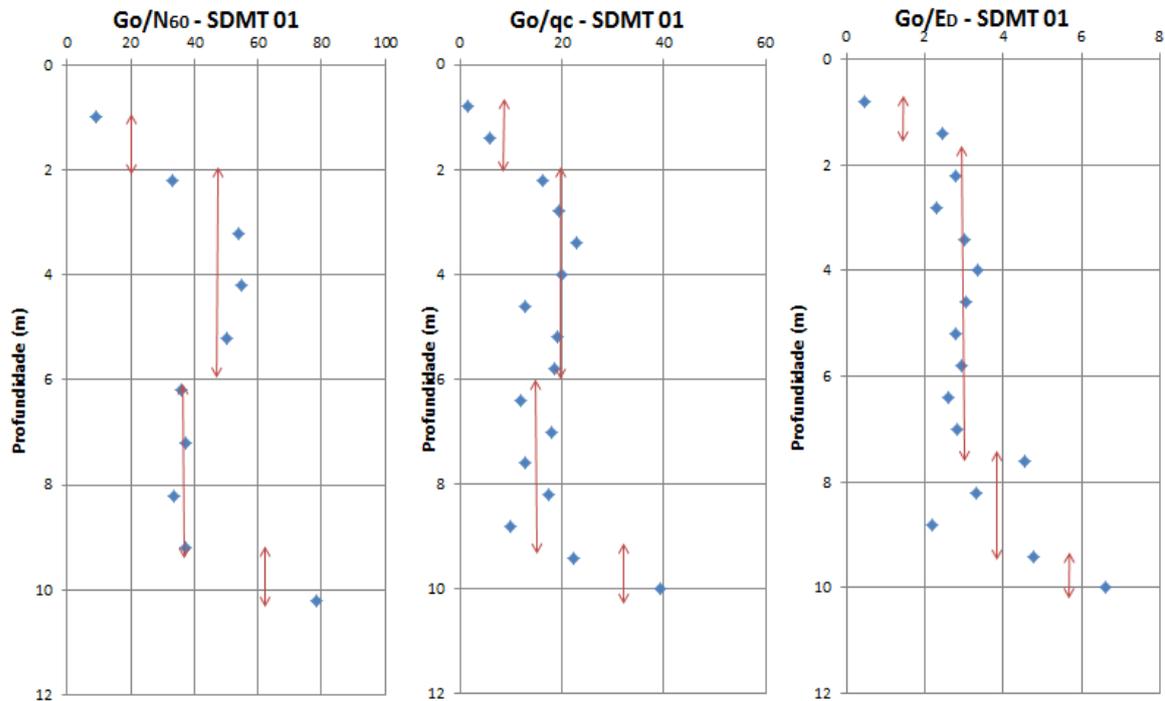
Os resultados são dispersos e, ainda no grupo 02 se encontram os melhores resultados, com um $R^2=0.93$. Nos demais pontos ocorrem uma maior dispersão. Com estes dados, o autor não conseguiu obter a relação entre M_D x N_{SPT} proposta por Schmertmann & Crapps (1988). Alguns dos aspectos que atuam em tais resultados estão relacionados entre os parâmetros envolvidos, ou seja, N_{SPT} e o M_D estão, respectivamente, em função da ruptura e outro da deformabilidade.

5.3.10 Relações entre Módulo de cisalhamento máximo (G_o) com: Índice de resistência penetração do ensaio SPT (G_o/N_{SPT}), resistência de ponta do CPT (G_o/q_c) e módulo dilatométrico do DMT (G_o/E_D).

A avaliação da variação de G_o ao longo da profundidade permite acessar informações sobre a estrutura do solo. A utilização deste módulo normalizado em relação a resistência e deformabilidade tem sido bastante utilizada para definição de camadas dos solos. Principalmente para definir os limites de solos cimentados e não cimentados. Este tipo

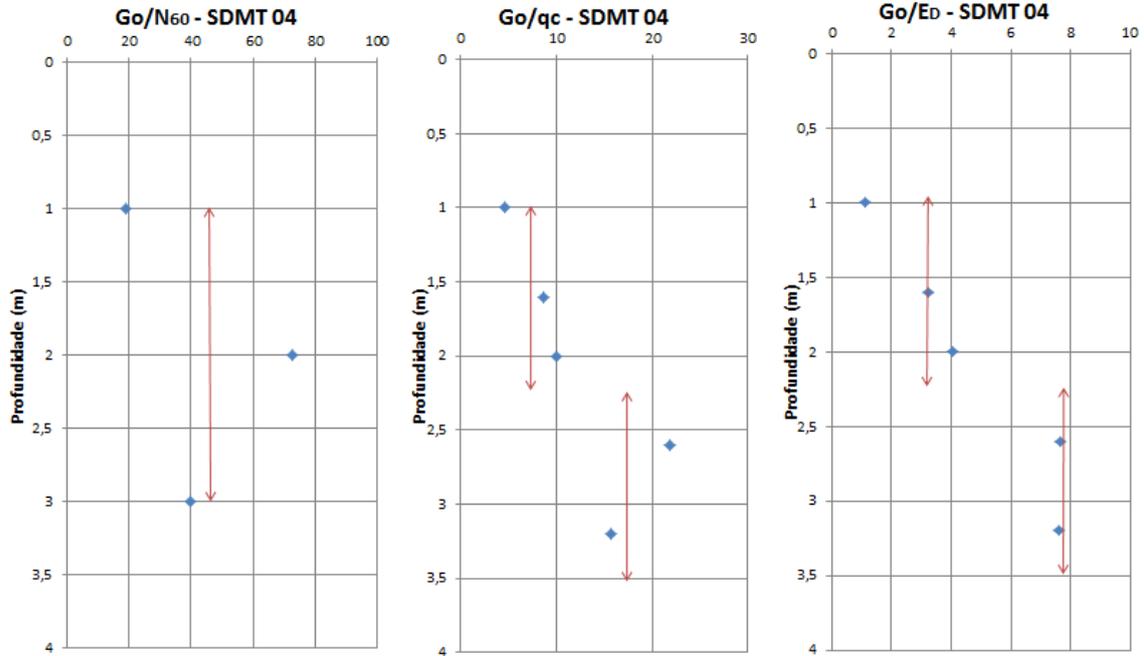
de interpretação tem sido feita por diversos autores Schnaid et al (2004), Viana da Fonseca et al. (2005) e Giacheti et al (2006).

De maneira análoga já apresenta nos itens anteriores foi realizado a média dos valores de N_{SPT} , q_c e E_D no entorno da cota onde G_o foi medido. Os resultados das relações G_o/N_{SPT} , G_o/q_c , G_o/E_D ao longo da profundidade para os grupos de ensaios 01 e 04 estão mostrados nas Figura 151 e Figura 152. Cabe salientar que a análise do grupo 04 ficou comprometida pela pouca profundidade atingida pelo SDMT04. O mesmo atingiu um material resistente ou matacão durante sua cravação e teve que ser interrompido aos 4 metros.

Figura 151- Relações do módulo G_0 ao longo da profundidade no grupo 01 em solo residual silte arenoso de gnaiss.

Fonte: Autor

Figura 152 - Relações do módulo sísmico ao longo da profundidade nos furos 04 em solo residual silte arenoso de gnaíse



Fonte: Autor

As relações entre o módulo G_o e os índices de resistência N_{SPT} e q_c permitiram, principalmente no grupo 01, definir camadas de solo com diferentes níveis de cimentação. Por exemplo, nota-se neste grupo que fica evidenciado a existência de uma camada superficial até os 2 metros. Posteriormente, as razões G_o/N_{SPT} e G_o/q_c tendem a aumentar até os 6 metros indicando uma maior grau de cimentação e, diminuírem quando as relações são aplicadas em solos menos cimentados. A partir desta profundidade houve aumento da relação G_o/N_{SPT} e G_o/q_c até atingir o impenetrável. No grupo de ensaios 04 também parece existir a tendência da relação G_o/N_{SPT} e G_o/q_c apresentar menores valores para solos com menor cimentação. Em ambos os grupos de ensaios os valores médios de G_o/N_{SPT} é de 40 e de G_o/q_c igual a 15.

Na avaliação da relação G_o/E_D para definição de horizontes lateríticos e saprolíticos, conforme trabalho de Giacheti (2006) e Schnaid (1998), esta relação apresentava valores maiores no horizonte laterítico e, decresciam conforme se aproximam do horizonte saprolítico, indicando um solo menos desenvolvido. Nos solos saprolíticos estudados por estes autores, quando bem próximo da rocha de origem, os valores de G_o/E_D eram inferiores a 10.

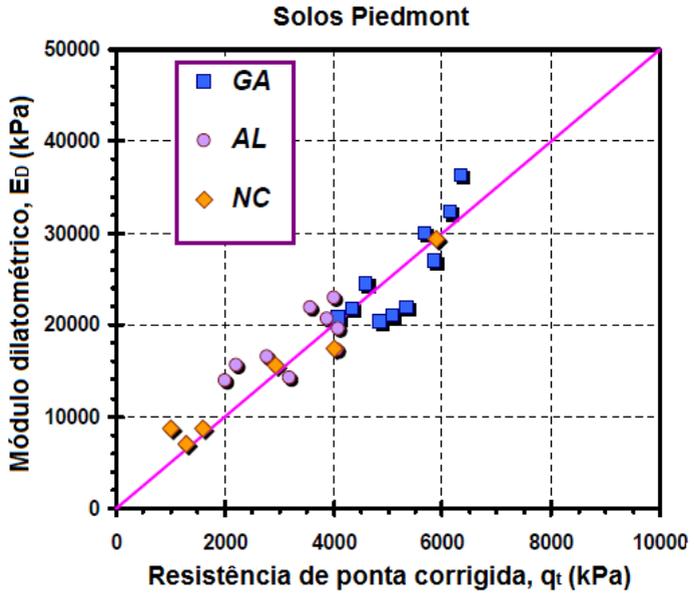
Na atual pesquisa, a relação G_o/E_D nos grupos 01 e 04 apresentaram valores médios de 3 tendendo a aumentar levemente na proximidade do impenetrável. O solo estudado é saprolítico, assim não foi possível analisar a diminuição da relação G_o/E_D ao longo da profundidade. Porém, os valores médios da relação G_o/E_D ficaram em torno de 3 a 5, confirmando baixos valores desta relação em solos pouco desenvolvidos.

5.3.11 Resistência de ponta corrigida do ensaio CPT (q_t) versus módulo dilatométrico do ensaio DMT (E_D) e Índice de Material do ensaio DMT (I_D) versus razão de atrito lateral normalizado do ensaio CPT (R_f)

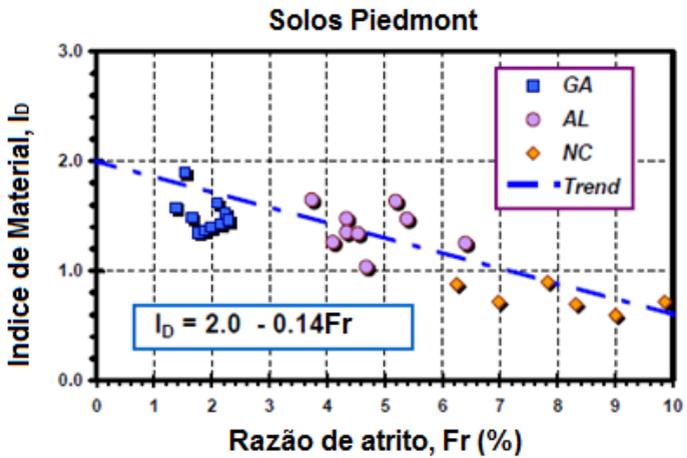
Mayne e Liou (2004) empregaram os ensaios CPT e DMT para avaliação dos conhecidos solos residuais *Piedmont* e mostraram uma relação entre a resistência de ponta corrigida do CPT e o módulo dilatométrico do ensaio DMT. Estes resultados são mostrados na Figura 153.

Figura 153 - (a) relação entre q_c e E_D (b) relação entre F_r e I_D para solos residuais Piedmont

(a)



(b)



Fonte: Mayne e Liou 2004.

Neste caso, conforme já citado, pela inexistência de poro pressão positiva (nível do lençol freático bastante profundo), a resistência de ponta corrigida foi considerada igual ao valor da resistência de ponta medida no ensaio. A relação obtida para esta pesquisa é mostrada a seguir na Figura 154. Nota-se que não é encontrado uma relação linear nos solos residuais de gnaiss como propõem as pesquisas de Mayne & Liou (2004).

Na mesma linha, Mayne & Liou (2004) observaram uma tendência na relação entre o índice de material do DMT e a razão de atrito lateral normalizada do ensaio CPT. Os resultados dessa pesquisa parecem seguir a tendência observada por Mayne & Liou (2004). A linha de tendência traçada apresenta um R^2 baixo porque foram plotados em conjunto todos os resultados dos quatros grupos de ensaios. Com isso a heterogeneidade natural deste solo residual acaba por produzir variações nos índices do CPT e DMT. A equação desta pesquisa é similar à encontrada por aqueles autores e esta apresentada na Figura 155.

Figura 154 - Avaliação da relação $q_c \times E_D$ para solo residual silte arenoso de gnaiss

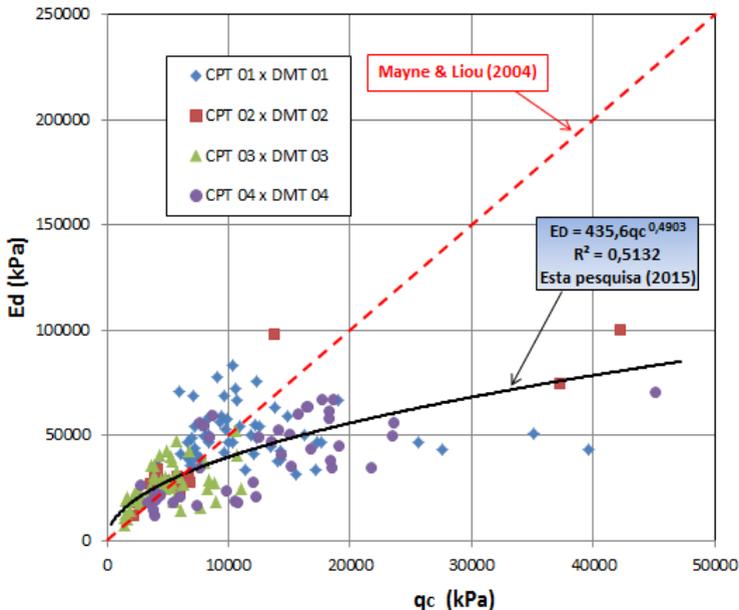
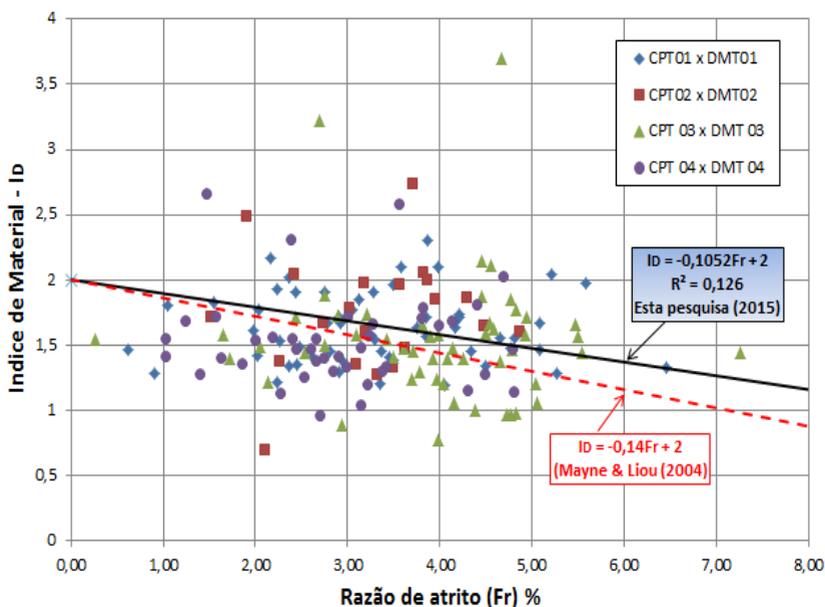


Figura 155 - Relação entre I_D x F_r para solo residual silte arenoso de gnaiss

Fonte: Autor

5.3.12 Estimativa da densidade relativa (D_r) em função de (q_c)

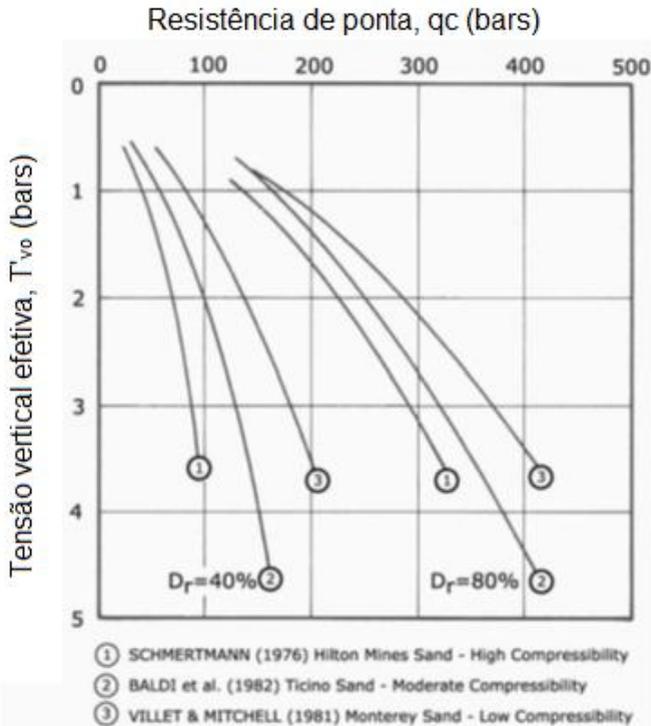
O estado in situ das areias tem sido utilizado para determinação da densidade relativa com base nos dados de resistência a penetração do cone. Embora as propriedades de resistência e deformação sejam extremamente complexas para serem interpretadas somente com o valor da densidade relativa, ainda assim, é um índice útil para avaliação de areias através do ensaio de cone, por exemplo. A densidade deve ser sempre considerada em função da tensão de confinamento.

De pesquisas consagradas (Lunne et al. 1997), feitas em câmaras de calibração, provem inúmeras relações entre a resistência de ponta e a densidade relativa. Estes trabalhos mostram que não existe uma relação única entre densidade, tensão vertical efetiva e resistência de ponta. Isto não surpreende porque fatores como compressibilidade, cimentação e sucção afetam diretamente a resistência de ponta.

Exemplos destes resultados (Schmertmann, 1976, Villet e Mitchell 1982, Baldi et al 1981) realizados em três tipos de areia com

dois níveis de densidade de 40% e 80%, o gráfico obtido é mostrado na Figura 156.

Figura 156 – Proposta de determinação da densidade relativa (D_r) através do CPT



Fonte: Robertson & Campanella, 1983.

Estas pesquisas também consideram a mineralogia da areia, normalmente composta por quartzo e feldspato, e mostram que os efeitos sobre a densidade influenciam menos do que o formato das partículas. Partículas angulares tendem a ter uma compressibilidade maior do que partículas arredondadas. Em areias de densidade moderada, é indicado o uso da equação proposta por Baldi (1986) formulada com dados da areia *Ticino*.

Jamiolkowski et al (1988, 2001) reavaliaram a equação de Baldi (1986), incorporando novos fatores de correção e utilizando a resistência de ponta e a tensão vertical efetiva normalizada com a pressão atmosférica.

$$Dr = \frac{1}{C_2} \ln \left[\frac{q_t / p_a}{C_0 (\sigma'_{vo} / p_a)^{c_1}} \right] \quad (25)$$

Onde:

$C_0 = 17.74$

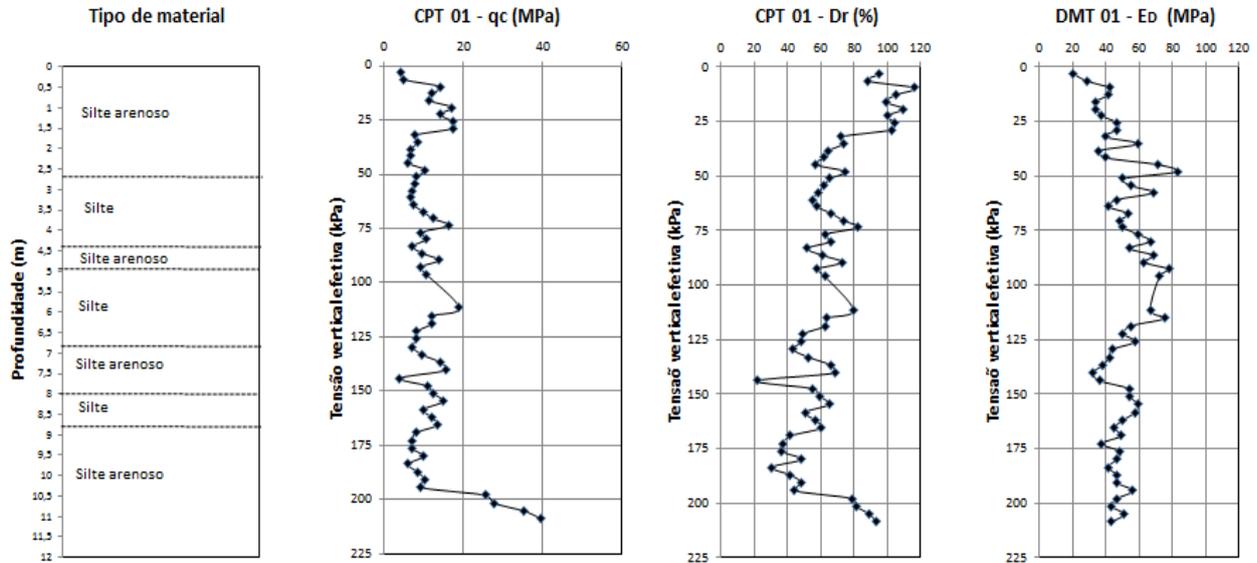
$C_1 = 0.55$

$C_2 = 2.9$

Esta relação foi adotada para estimativa da densidade relativa do solo residual silte arenoso de gnaisse desta pesquisa. Será apresentada uma proposta para avaliação da densidade a partir do DMT com aplicação do módulo dilatométrico, E_D , ao longo do perfil.

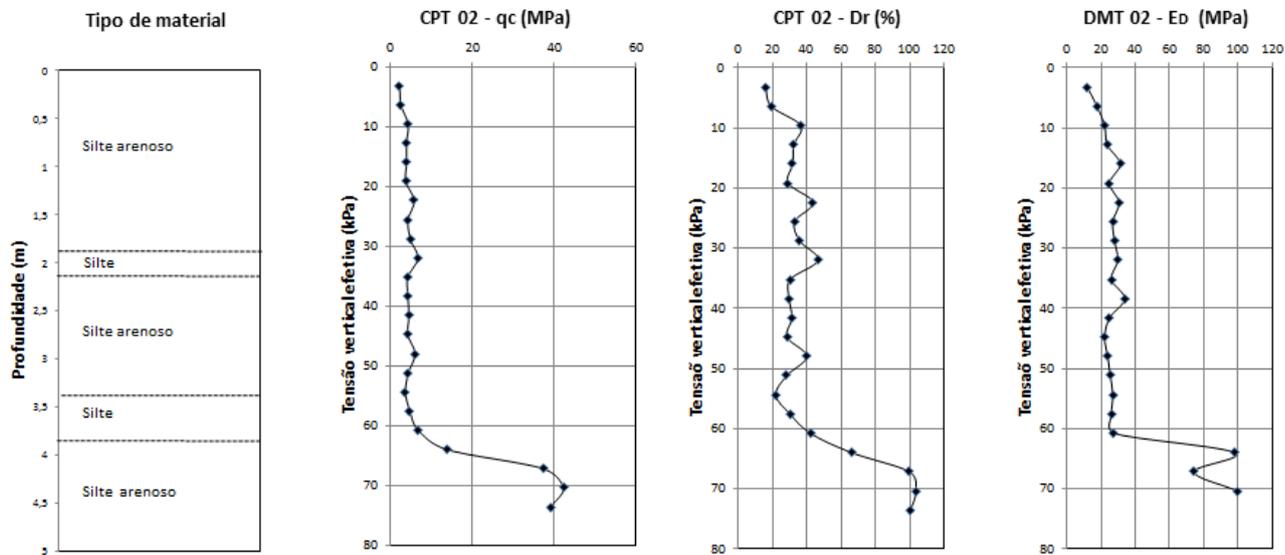
O perfil do subsolo obtido através do ensaio CPT e as respectivas resistências de ponta, densidade relativa e módulo dilatométrico versus tensão vertical efetiva estão apresentados na Figura 157, Figura 158, Figura 159 e Figura 160, respectivamente para os ensaios CPT 01, CPT 02, CPT 03 e CPT 04.

Figura 157 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 01 em solo residual silte arenoso de gnaiss.



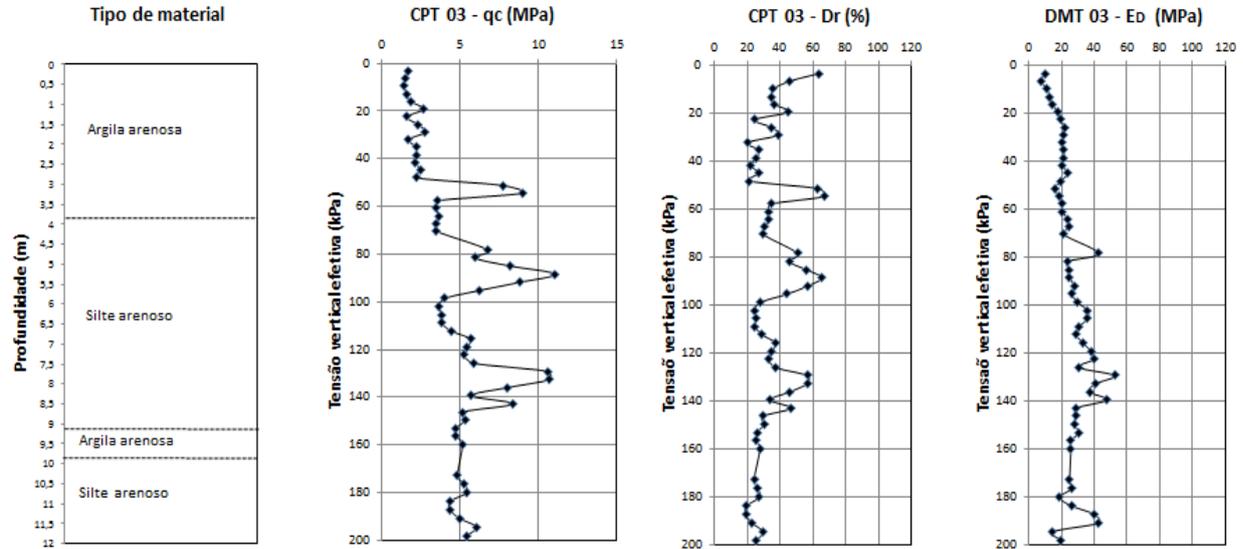
Fonte: Autor

Percebeu-se nos resultados apresentados acima uma relação entre a densidade relativa (D_r) obtida pelo CPT e o módulo dilatométrico (E_D) obtido pelo DMT. Buscando uma alternativa de determinação de densidade relativa diretamente do ensaio DMT buscou-se relacionar os resultados para determinação de um intervalo de provável valor de compacidade relativa de solos granulares. Os resultados da comparação de valores $E_D \times \sigma'_{vo}$ e/ou $D_r \times \sigma'_{vo}$ em solos residuais de gnaisses pode ser visto plotados todos juntos na Figura 161.

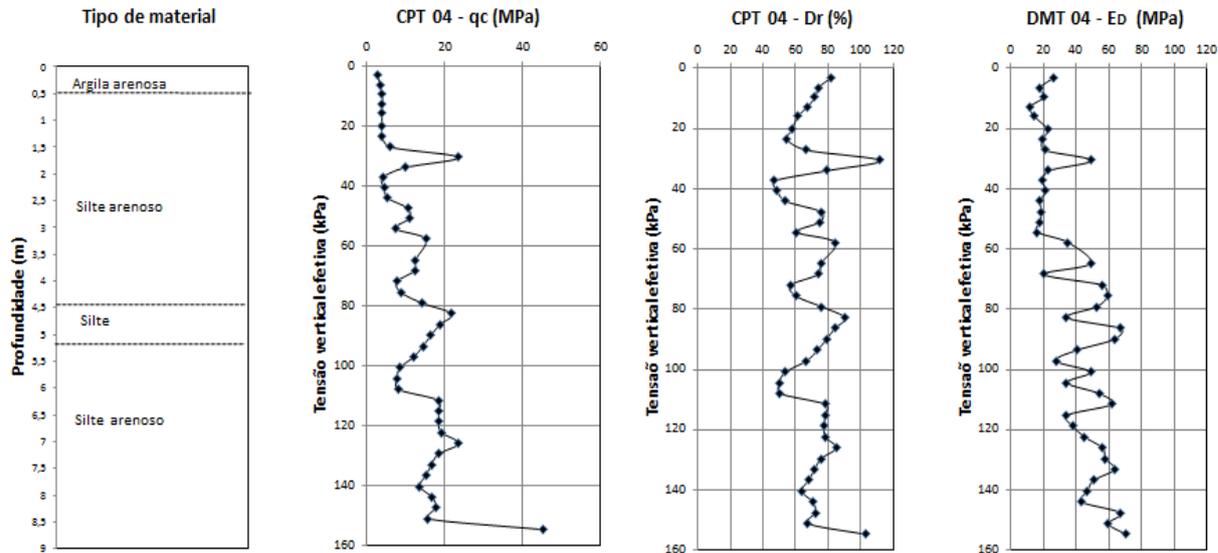
Figura 158 - Resultados do CPT (q_c , eD_r) e E_D para o grupo de ensaios 02 em solo residual silte arenoso de gnaiss.

Fonte: Autor

Figura 159 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 03 em solo residual silte arenoso de gnaiss



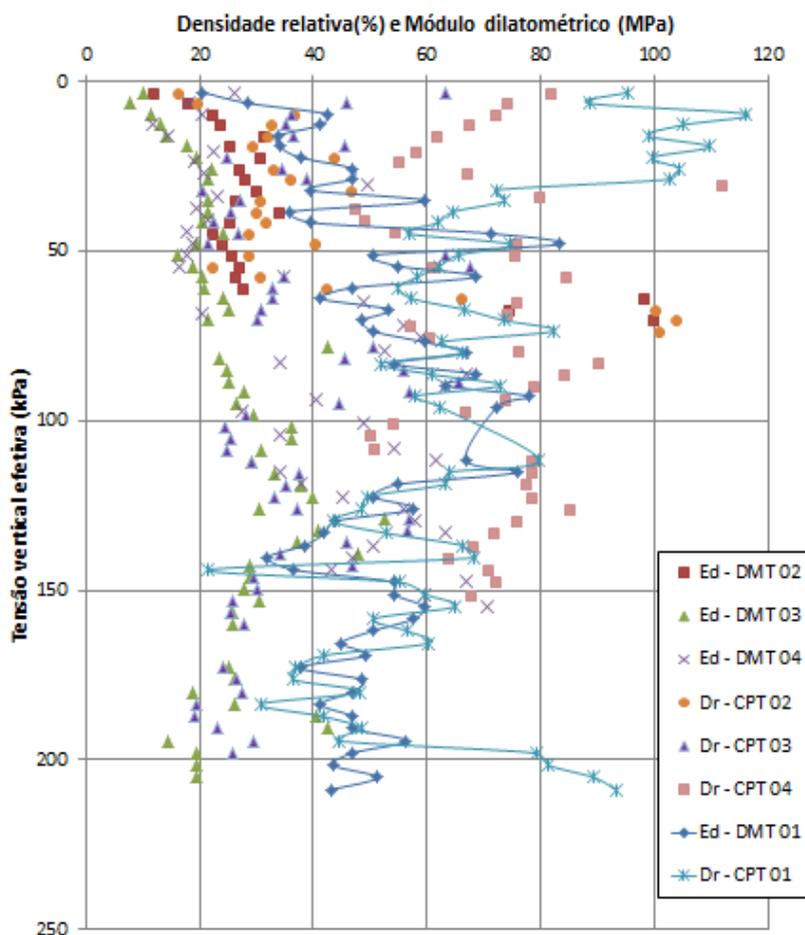
Fonte: Autor

Figura 160 - Resultados do CPT (q_c e D_r) e E_D para o grupo de ensaios 04 em solo residual silte arenoso de gnaiss.

Fonte: Autor

Na Figura 161 estão plotados todos os valores de módulo dilatométrico e densidade relativa versus tensão vertical efetiva para os quatro grupos de ensaios. A título de comparação foi mostrado a relação entre estes índices para o grupo de ensaios 01.

Figura 161 – Comparação de valores $E_D \times \sigma'_{vo}$ e $D_r \times \sigma'_{vo}$



Fonte: Autor

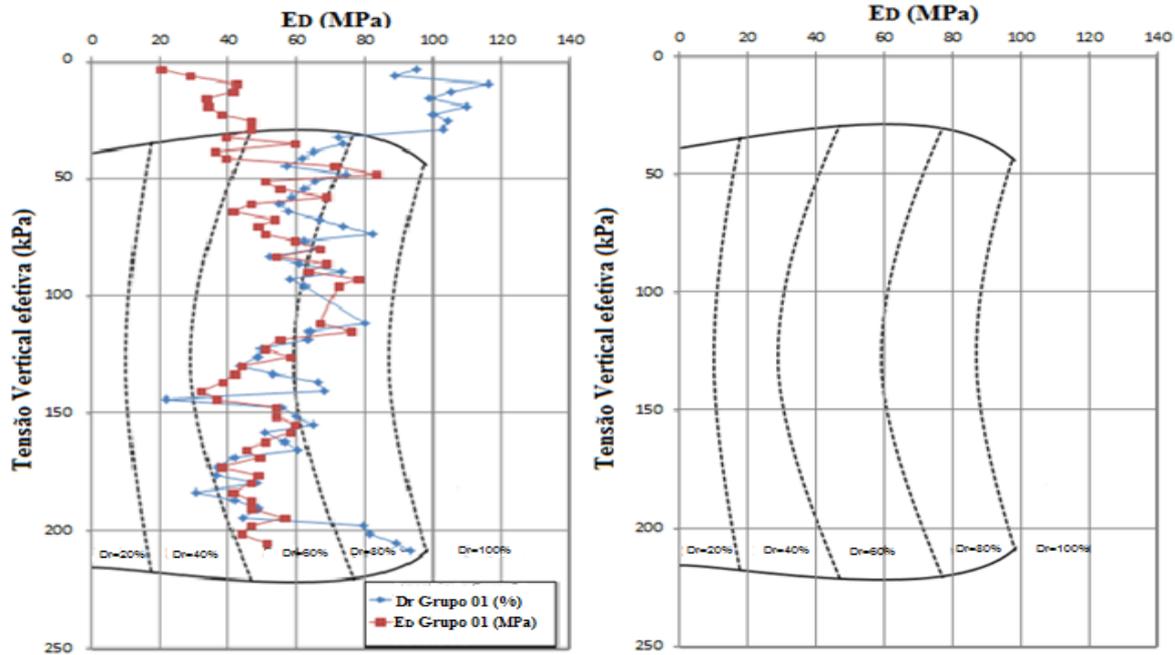
Analisando estes pontos o autor propõe uma carta de determinação da densidade relativa (%) a partir da relação $E_D \times \sigma'_{vo}$ para

os solos residuais silte arenosos de gnaiss estudados desta pesquisa. Em relação a mineralogia (já discutida nas análises dos ensaios de laboratório) ficam evidente a presença de quartzo, caulinita e haloisita, os grãos são subangulares, e apresentem baixa cimentação (será mostrado a seguir).

Os valores de densidade determinados a partir desta carta dão uma previsão razoável a partir de E_D (MP_A) e Tensão vertical efetiva (kPa). A área exterior reflete solos com densidade de 100% ou mais, enquanto que a as áreas internas os valores indicados na carta. Se o solo possuir forte grau de cimentação deve-se entender que a parcela adicional de resistência da cimentação irá provocar maiores valores de E_D e, conseqüentemente maiores valores de densidade relativa. Isso pode ser útil para correção, por exemplo, de valores de ângulo de atrito estimados à partir do DMT.

Sugere-se que mais pesquisas sejam feitas sobre este método de determinação da densidade a partir do DMT. As maiores variações ocorreram em baixas e altas tensões verticais. Fica claro haver uma relação entre estes índices uma vez que o aumento da densidade do solo reflete em maiores valores de p_o e p_1 , conseqüentemente, aumentando o valor de E_D (Figura 162). É demonstrada a aplicabilidade da carta proposta utilizando o grupo de ensaios 01 como exemplo.

Figura 162 - Carta para estimativa de densidade relativa em solo residual silte arenoso de gnaíse do local estudado



Fonte: Autor

5.3.13 Ângulo de atrito estimado a partir do ensaio CPT (ϕ_{cpt}) e do ensaio DMT (ϕ_{dmt})

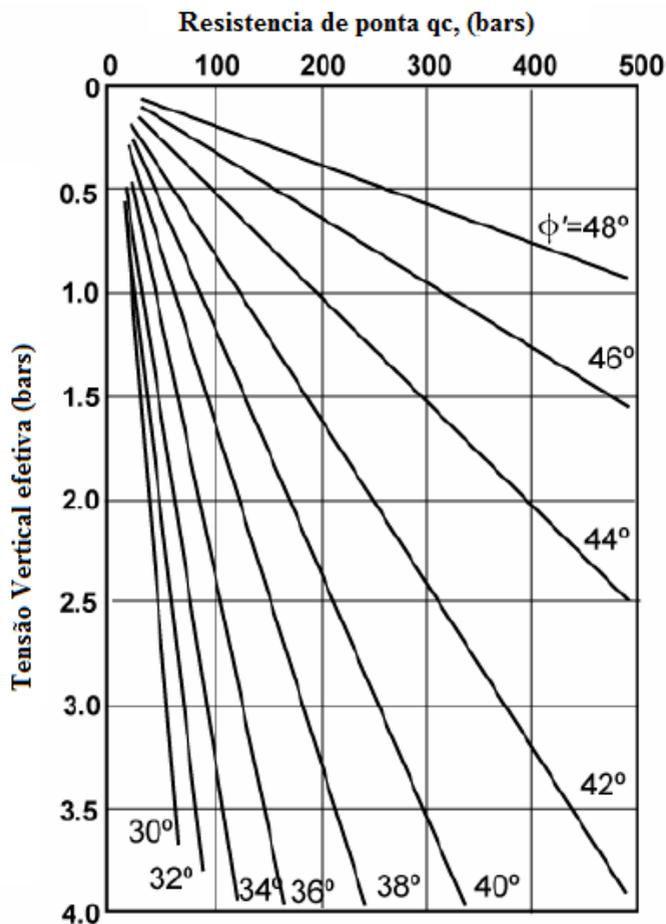
Muitas teorias e métodos empíricos e semi-empíricos tem sido publicadas para estimativa da resistência de areias. Essas teorias podem ser divididas em dois grupos: métodos com base na teoria da capacidade de carga (Durgunoglu e Mitchell 1975, Janbu e Senneset 1974) e teorias fundamentadas na expansão de cavidades (Vesic, 1972).

Vesic (1973) afirma que não existe uma relação única entre o ensaio de cone e o ângulo de atrito de areias porque a compressibilidade do solo influencia a resistência do cone. Por outro lado, envoltória de ruptura de Mohr – Coloumb também é afetada pela resistência de ponta.

Os modelos atuais consideram apenas a resistência atritiva do solo enquanto que, especialmente em solos residuais, a sensibilidade do cone é influenciada por duas parcelas de resistência, o atrito entre as partículas e o intercepto coesivo.

Uma correlação muito aplicada para determinação do ângulo de atrito é apresentada por Robertson e Campanella (1983). A relação mostrada na Figura 163 pode dar uma razoável previsão do ângulo de atrito de areias com predomínio de quartzo, normalmente consolidada, compressibilidade moderada e não cimentadas. Para areias com alta compressibilidade a carta tende a subestimar o ângulo de atrito obtido. É importante notar que o ângulo de atrito previsto por esta carta esta relacionado com a tensão horizontal efetiva em campo antes da cravação do cone. Também se destaca que para baixos níveis de tensão de ponta a utilização da carta fica prejudicada pela dificuldade de determinação no intervalo para valor de ângulo de atrito.

Figura 163 - Relação entre resistência de ponta e tensão vertical efetiva para determinação do ângulo de atrito de areias de quartzo NA, não cimentadas.



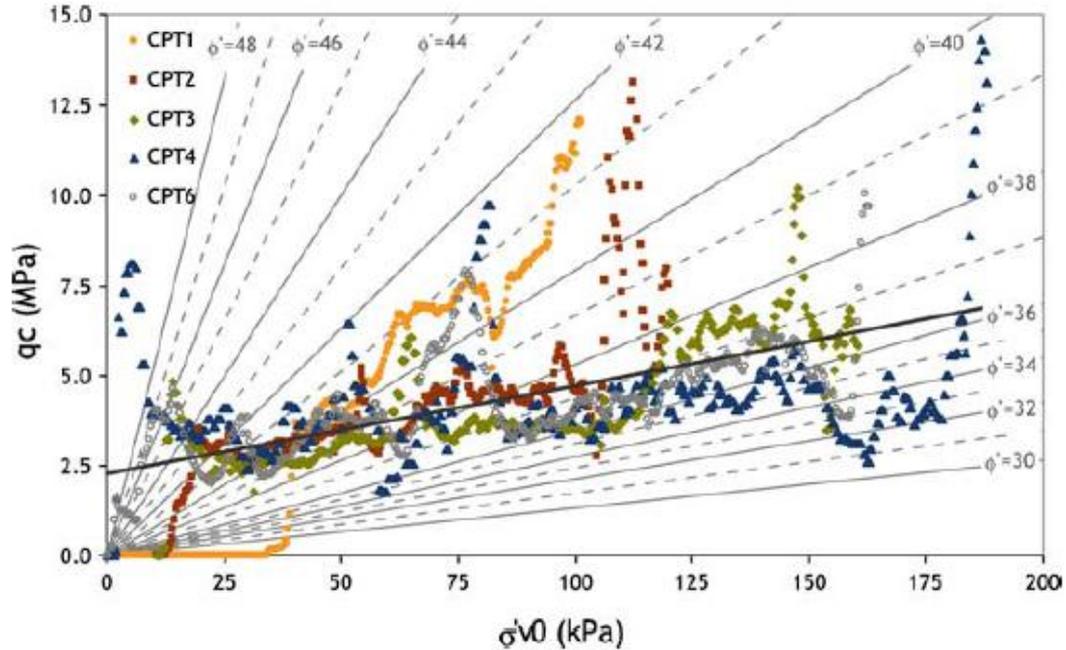
Fonte: Robertson & Campanella, 1983.

A seguir são apresentados resultados de pesquisas em solos residuais de granito feitas por Viana da Fonseca et al. (2006) com base na carta de Robertson & Campanella (1983) para estimativa de ângulo de atrito através do ensaio CPTu (Figura 164).

Os resultados demonstram um leve crescimento em profundidade quando comparados com os limites propostos por Robertson &

Campanella (1983) e mostram valores bastante elevados na superfície. Tal fato deve-se a parcela coesiva (e mais alguma sucção) que a formulação não leva em consideração. Esta sensibilidade do cone às duas parcelas de resistência é fruto da mobilização sucessiva e progressiva destas duas parcelas de resistência: ângulo de atrito e coesão. Nos estudos de Viana da Fonseca et al. (2006) em solos residuais de granito os resultados de cinco ensaios CPT são similares ao longo da profundidade. Percorrendo um faixa de valores de ângulo de atrito entre 35° a 42° com forte tendência a 37° , que é muito mais baixo do que os obtidos em ensaios laboratoriais.

Figura 164 - Resultados de ângulo de atrito em solos residuais de granito

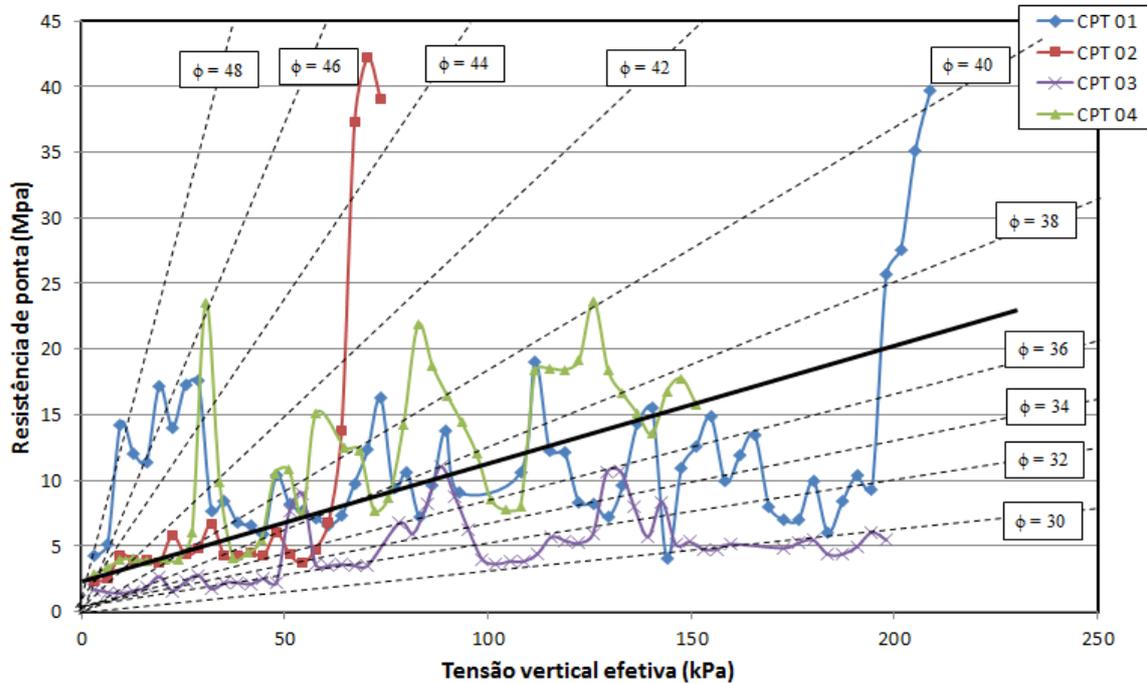


Fonte: Viana da Fonseca et al. 2006.

Na mesma linha buscou-se avaliar ao ângulo de atrito em solos residuais silto arenosos de gnaiss com base no ensaio CPT. Na Figura 165 são apresentados os valores de ângulo de atrito estimados nesta pesquisa. A linha traçada também demonstra um crescimento com a profundidade e exibe valores altos para baixas tensões verticais. As faixas de ângulo de atrito variam entre 32° a 46° com um valor de ângulo de atrito virtual de 38° . Estes resultados confirmam a comportamento coesivo-atritivo destes materiais onde para baixos níveis de tensões, a coesão é a componente dominante e, para altos níveis de tensões prevalece a componente do atrito.

Porém, este modelo é aplicado para solos puramente atritantes, avaliados nas pesquisas de Robertson e Campanella (1983) desenvolvida em areias não cimentadas. Na ausência de um modelo coesivo-atritivo específico são utilizados para determinação do ângulo de atrito do solo. Contudo, este valor encontrado representa a contribuição de alguma parcela de coesão.

Figura 165 - Resultados de ângulo de atrito via CPT em solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Autor

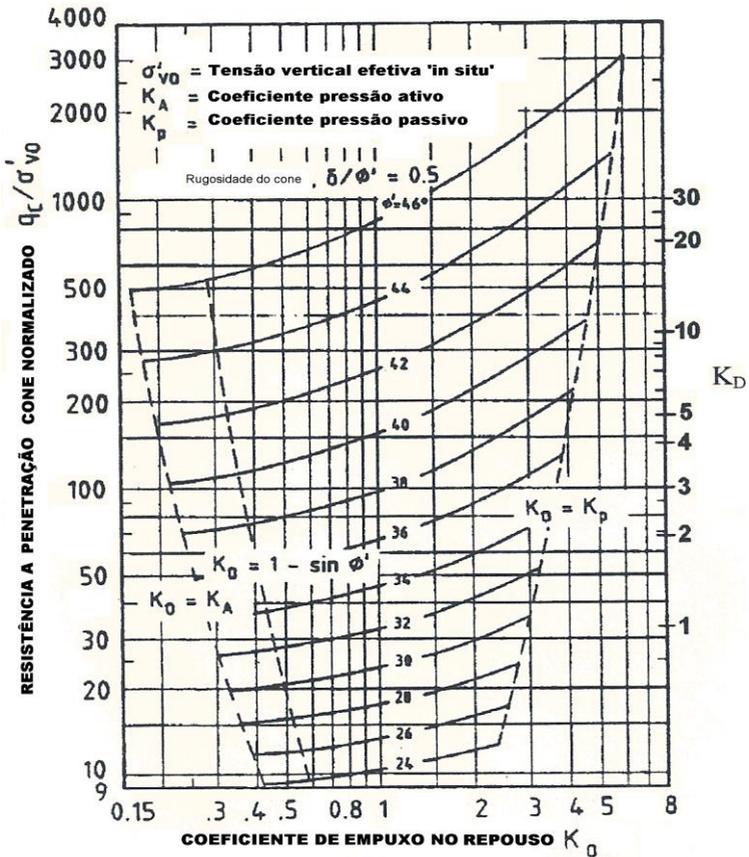
Para estimativa de φ através do ensaio DMT ainda não há um consenso entre os pesquisadores. Entretanto, dois métodos de obtenção de φ em areias a partir de K_D podem ser utilizados, apesar de ambos necessitarem de mais estudos.

No primeiro método φ é obtido através da equação proposta originalmente por Marchetti (1980), onde o ângulo de atrito é obtido a partir de K_D , para valor de $I_D > 1.8$, de acordo com a seguinte equação:

$$\varphi = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D \quad (26)$$

Um segundo método gráfico prevê uma estimativa simultânea de φ e K_o vindo de K_D e q_c , novamente precisando dos dois ensaios DMT e CPT. Marchetti (1985) fez uma adaptação dessa teoria através do ábaco proposto por estes autores, e Campanella e Robertson (1991) adicionaram a este ábaco uma escala de K_D (com base em suas observações que $q_c/\sigma'_{vo} = 33K_D$) para fazer uma estimativa mais direta deste parâmetro por intermédio do Dilatômetro (Figura 166). Esta figura é indicada para avaliação do ângulo de atrito através de K_D em areias não cimentadas. Neste ábaco observa-se a baixa sensibilidade de φ em relação a K_o .

Figura 166 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991) para avaliação de K_D através de ϕ e K_o em areias não cimentadas



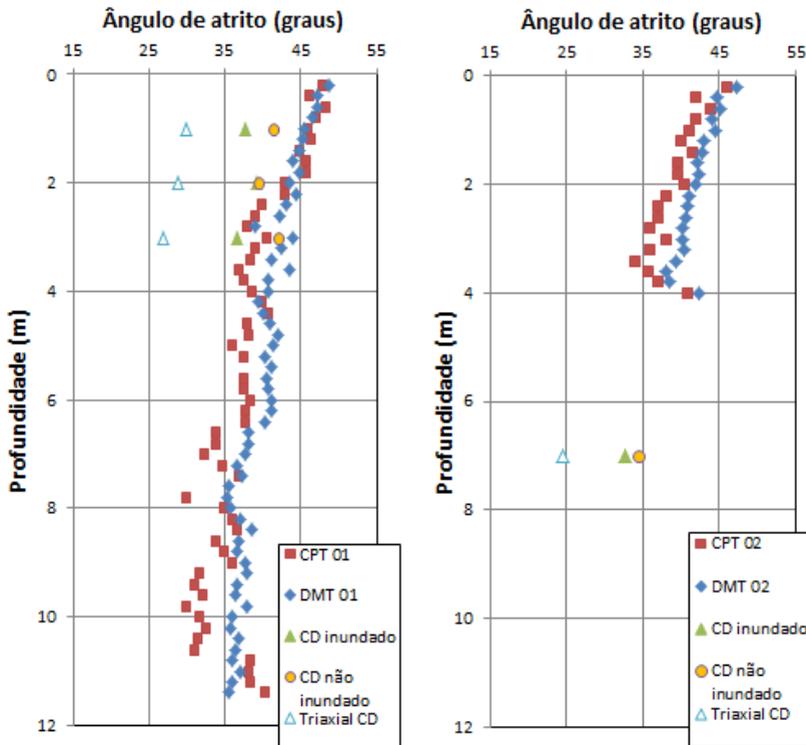
Fonte: Campanella e Robertson, 1991.

Como o segundo método prevê a estimativa de ϕ a partir de K_o e, devido a todas as considerações especiais que devem ser feitas em relação a este parâmetro (esta particularidades em relação a K_o serão discutidas mais adiante) o autor preferiu analisar os valores de ângulo de atrito obtidos diretamente através da aplicação da equação de Marchetti (1980), apresentada na equação 26.

Através da determinação gráfica de ϕ a partir do CPT (Robertson & Campanella) e da equação para determinação de ϕ pelo ensaio DMT (Marchetti, 1980) foi possível construir um gráfico que relaciona a

variação do ângulo de atrito versus profundidade. Além disso, foram plotados os valores de ângulos de atrito obtidos em ensaios de cisalhamento direto (inundado e não inundado) e ensaio de compressão triaxial drenado conduzidos em amostras indeformadas coletadas nas respectivas profundidades. A seguir (Figura 167) são mostrados os resultados desta pesquisa em solos residuais de gnaiss.

Figura 167 - Ângulo de atrito versus profundidade obtido pelos ensaios de campo 01 e 02 e ensaio de laboratório em solo residual silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Nota-se uma relação aceitável entre as abordagens praticadas para determinação do ângulo de atrito via CPT e DMT. Observa-se que ocorre uma tendência dos valores de ângulo de atrito, para ambos os ensaios, diminuírem ao longo da profundidade e, uma tendência a aumentar quando da proximidade com a rocha mãe. No grupo de ensaios

01, os ângulos de atrito do ensaio CPT variam de 31° a 48,3°, enquanto no DMT ocorre uma variação de 35,6° a 48,8°. Comparando com os resultados dos ensaios de resistência de laboratório, conduzidos em amostras a cada metro de profundidade no poço de inspeção, percebem-se valores menores do que os estimados pelos ensaios de campo. Isto porque os maiores valores obtidos pelos ensaios de campo incluem um valor de coesão que está sendo aqui representada por mais atrito.

Nas Tabela 37 e Tabela 38, respectivamente, são apresentados os resultados de ângulo de atrito obtidos pelos ensaios e as variação obtidas entre os ensaios.

Tabela 37- Valores de ângulo de atrito (em graus) obtidos pelos ensaios de laboratório e campo no poço de inspeção.

Amostras	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID	CPT	DMT
PI-AM1-Prof.1m	37,9	41,5	30,0	45,9	45,4
PI-AM1-Prof.2m	39,2	39,5	29,0	43,0	43,7
PI-AM1-Prof.3m	36,7	42,1	27,0	40,5	44,1

Fonte: Autor

Tabela 38 - Razão do ângulo de atrito de campo e de laboratório no poço de inspeção

Amostras	Variação ϕ_{cpt}/ϕ_{lab}			Variação ϕ_{dmt}/ϕ_{lab}		
	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID
PI-AM1-Prof.1	1,211	1,106	1,530	1,198	1,094	1,513
PI-AM1-Prof.2	1,097	1,089	1,483	1,115	1,106	1,507
PI-AM1-Prof.3	1,104	0,962	1,500	1,202	1,048	1,633

Fonte: Autor

Analisando os resultados de ângulo de atrito entre as determinações em laboratório e estimativas realizadas pelos ensaios de campo CPT e DMT os dados sugerem um super avaliação feita por estes últimos. No grupo de ensaios 01 percebe-se que a menor variação acontece nos ensaios de cisalhamento direto. A melhor razão é estabelecida no ensaio de cisalhamento direto não inundado na profundidade de três metros, praticamente os mesmos valores de ângulos de atrito nas determinações através do ensaio de campo e laboratório.

Já a confrontação dos ensaios triaxiais CID versus ensaios CPT e DMT mostrou, respectivamente, uma variação de aproximadamente 50% e 55% entre os valores de ângulo de atrito obtidos. Os ensaios de campo CPT e DMT superestimaram, respectivamente, em 14% e 17%, os valores de ϕ quando confrontados com o ensaio de cisalhamento direto inundado.

No grupo de ensaios 02 realizados no talude também é demonstrada a tendência do ângulo de atrito via DMT ser maior que do ensaio CPT. O ângulo de atrito do CPT variou de $35,8^\circ$ a 46° e no ensaio DMT de $38,2^\circ$ a $47,3^\circ$. Porém, percebe-se que os valores de ϕ do ensaio DMT nos furos 01 e 02 são mais bem ajustados do que a tendência apresentada pelo CPT. Ambos os ensaios mostram a diminuição do ângulo de atrito ao longo da profundidade.

Em relação aos valores de ângulo de atrito obtidos pelos ensaios de campo e laboratório, novamente parece existir uma tendência de encontrar valores mais expressivos na superfície e conforme a profundidade aumenta os valores de ϕ diminuem. Nos casos dos ensaios de campo percebe-se que voltam a crescer quando se aproximam da rocha de origem.

Na Figura 167, mostra-se que os furos CPT e DMT do grupo 02 atingiram o impenetrável antes da profundidade onde foi coletada a amostra para os ensaios de laboratório, desta forma, não foi possível comparar os valores de ângulo de atrito dentro da mesma camada (mesma profundidade). A diferença da cota inicial do furo de sondagem em relação a amostra é de 7 metros. Desta forma, à título de comparação será utilizado o valor médio do ângulo de atrito obtido pelo CPT e DMT até a cota onde foi encontrado o impenetrável. Analisando o mesmo gráfico parece existir uma tendência dos valores de ϕ nos furos CPT 02 e DMT 02 possivelmente atingirem os mesmos valores obtidos em laboratório caso o impenetrável não fosse encontrado.

A Tabela 39 e Tabela 40 resumem os valores de ângulo de atrito nos Taludes 2 e 4 e as respectivas variações quando comparados com os de campo.

Tabela 39 - Valores de ângulo de atrito (em graus) obtidos pelos ensaios de laboratório e campo no Talude 2 e Talude 4

Amostras	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID	CPT	DMT
Tal 2-AM1-Prof.0,5m	32,8	34,4	24,5	40,9*	42,7*
Tal 4-AM1-Prof.0,5m	35,1	34,3	25,4	37,7	34,1

*valores médios do ângulo de atrito até a profundidade máxima atingida

Fonte: Autor

Tabela 40 - Razão do ângulo de atrito de campo e de laboratório no Talude 2 e Talude 4

Amostras	Variação ϕ_{cpt}/ϕ_{lab}			Variação ϕ_{dmt}/ϕ_{lab}		
	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID	CD inun.	CD ñ inun.	Triaxial CID
Tal 2-AM1-Prof.0,5	1,247	1,189	1,669	1,302	1,241	1,743
Tal 4-AM1-Prof.0,5	1,074	1,099	1,484	0,972	0,994	1,343

Fonte: Autor

Na comparação entre os ensaios de campo e laboratório do Talude 2 novamente se percebe que o ensaio de cisalhamento direto não inundado foi o que apresentou a maior aproximação com os valores de ϕ obtidos à partir dos ensaio de campo. Porém, as variações das estimativas feitas através dos ensaios de campo do grupo 2 foram maiores do que as observadas no grupo 01, provavelmente, devido as comparações não serem realizadas dentro da mesma camada. Na avaliação do resultado triaxial drenado, os ensaios de campo CPT e DMT, superestimam, respectivamente, em 67% e 74%, os resultados de ϕ .

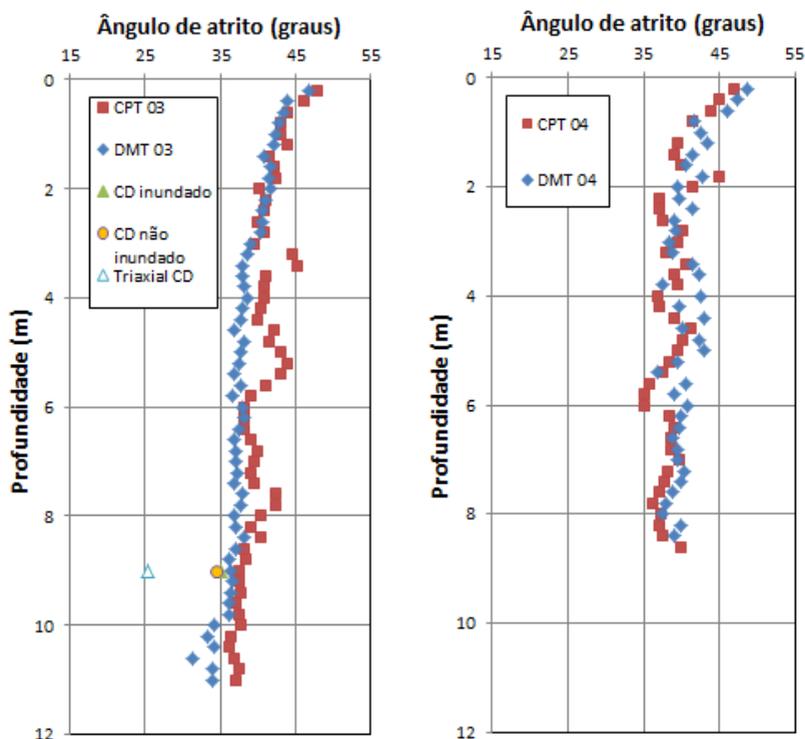
Na Figura 168 é mostrada a comparação dos resultados de ângulo de atrito nos ensaios conduzidos no grupo de sondagem 03 e 04. O ângulo de atrito do CPT 03 variou de 37° a 48° , no ensaio DMT 03 de $31,3^\circ$ a 47° , no CPT 04 entre 34° a 47° e no DMT 04 entre 35° a 48° .

Para correlacionar com ensaios de laboratório foi utilizada a amostra coletada na face do Talude 4 que está numa diferença de 9 metros da cota inicial dos ensaios de campo do grupo 03. Percebe-se que os ensaios de laboratório mostraram valores menores que os estimados pelos ensaios de campo. Porém foi neste grupo de ensaios que as

menores diferenças foram observadas. Conforme a Tabela 40, os valores do ângulo de atrito pelo ensaio de cisalhamento direto inundado e não inundado comparado com o ensaio CPT, respectivamente, mostram uma variação de 7,4% e 9,9%. No caso do ensaio DMT, os valores estimados praticamente são os mesmo determinados pelos ensaios de cisalhamento direto inundado e não inundado. Os triaxiais drenados neste ponto, confrontados com o CPT e DMT, indicam respectivamente, uma variação de valores de ângulo de atrito em torno de 48,4% e 34,6%.

No grupo 04, foi onde os valores de ϕ através do CPT e DMT apresentaram a maior semelhança. Percebe-se a mesma tendência de comportamento obtido nas outras verticais CPT e DMT. De maneira geral os valores de ϕ obtidos pelo DMT são levemente maiores do que os estimados pelo CPT (exceto grupo 03). Em ambos, os valores do ângulo de atrito diminuem ao longo da profundidade e mostram uma tendência de aumentar a se aproximar do impenetrável. Este aspecto de aumento de ϕ próximo da rocha de origem não fica tão bem demonstrado nos ensaio CPT e DMT porque estes são interrompidos num cota anterior preservando a ponteira de um possível dano.

Figura 168 - Ângulo de atrito versus profundidade obtida pelos ensaios de campo 03 e 04 e ensaio de laboratório em solos residuais de gnaisses



Fonte: Autor

A variação do ângulo de atrito ao longo da profundidade já era esperada por se tratar de camadas diferentes e com diferentes graus de intemperismo. Tanto os ensaios de laboratório como os de campo indicam maiores valores de ϕ na superfície e diminuem com o aumento da profundidade. No caso dos ensaios de campo fica clara a tendência do aumento quando próximo do impenetrável. Nas profundidades onde foi possível correlacionar os diferentes métodos, as estimativas dos ensaios de campo ficaram muitas próximas dos valores determinados no ensaio de cisalhamento direto não inundado. Possivelmente, pela condição do ensaio (teor de umidade natural) estar mais próximo da condição onde os ensaios de campo foram conduzidos.

De maneira geral, os ensaios de campo tendem a exibirem valores de ângulo de atrito maiores do que os obtidos em laboratório. Essa

tendência já é observada em outras pesquisas e reflete que aspectos como o confinamento do solo, a densidade, a tensão vertical efetiva, a cimentação e sucção, são os principais causadores deste aumento nas estimativas feitas através dos ensaios de campo.

No caso do DMT, na equação original, o ângulo de atrito é baseado no índice de tensão horizontal K_D . Este parâmetro intermediário é obtido à partir da pressão p_o e como já discutido anteriormente, este valor de pressão indica o esforço necessário para empurrar a membrana para sua posição original. Com isso, este solo mais próximo da lâmina e, solicitado pela expansão da membrana sofre maiores efeitos destrutivos causados pela penetração da lâmina. Por isso, acredita-se que esta parcela de amolgamento tenha sido embutida na fórmula original, porém de maneira exagerada, porque os valores de ângulo de atrito através das deduções das correlações estão se mostrando superestimados quando comparados com os ensaios de laboratório.

A resistência de solos residuais está fortemente associada a uma natureza coesiva e atritiva de suas partículas. Onde para baixo nível de tensão a parcela coesiva (verdadeira e aparente) domina o comportamento geomecânico enquanto que para altos níveis de tensões a componente do atrito prevalece. Sobre este aspecto, o ângulo de atrito obtido pelo CPT e DMT devem estimar maiores valores do que os ensaios de laboratório pelo fato da componente coesiva e a sucção contribuírem para a resistência do solo e, estas componentes não estão embutidas nas equações utilizadas por estes ensaios.

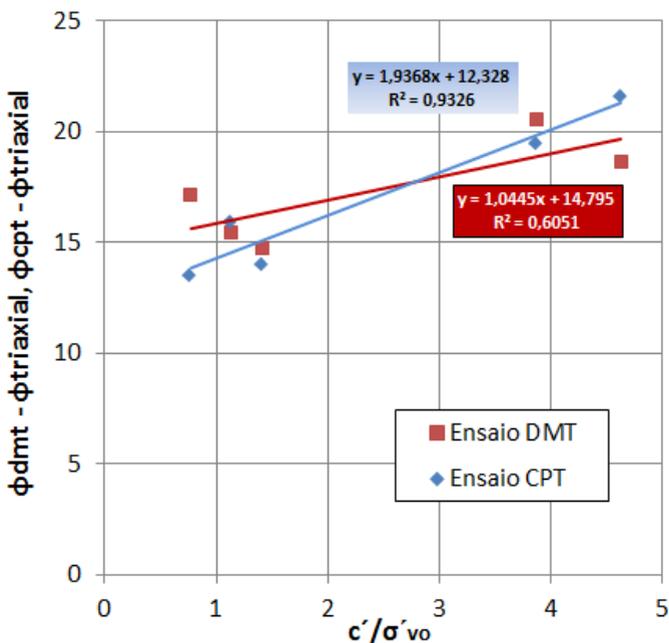
Desta forma, uma vez que coesão efetiva seja obtida é provável que ela possa ser utilizada para corrigir o excesso de avaliação de ϕ , quando são consideradas as equações ou gráficos desenvolvidos para solos sedimentares não cimentados. Assim, considerando que ϕ_{DMT} e ϕ_{CPT} (representam a resistência total) e tomando a diferença com $\phi_{triaxial}$ (representa ϕ , exclusivamente) e comparando-se com a coesão efetiva normalizada com a tensão vertical efetiva, aparentemente encontra-se uma boa correlação conforme Figura 169. Destaca-se, que existe algum tipo de contribuição adicional na parcela de resistência não contemplada nesta análise, porque quando a coesão é zero, ainda ocorrem diferenças nos ângulos de atrito entre campo e laboratório. Essa diferença é menor para o cone. Naturalmente, os dados não são suficientes para validar a correlação, mas parece indicar uma razoável aproximação para análise de um modelo coesivo-atritivo.

Tabela 41: Propriedades de resistência à partir de ensaios de campo e laboratório.

Amostra	ϕ DMT	ϕ CPT	Triaxial CID		ϕ_{dmT} - ϕ_{triax}	Φ_{cpt} - ϕ_{triax}	Tensão vertical efetiva	c'/σ'_{vo}
			ϕ	c'				
AM-1 Prof.1,0m	45,40	45,90	30,00	18,00	15,40	15,90	16,00	1,13
AM-1 Prof.2,0m	43,70	43,00	29,00	45,00	14,70	14,00	32,00	1,41
AM-1 Prof.3,0m	44,10	40,50	27,00	37,00	17,10	13,50	48,00	0,77
Tal. 4 Prof.0,5m	44,00	47,00	25,40	37,00	18,60	21,60	8,00	4,63
Tal. 2 Prof.0,5m	45,00	44,00	24,50	31,00	20,50	19,50	8,00	3,88

Fonte: Autor

Figura 169 – Correção nas estimativas de ϕ_{CPT} e ϕ_{DMT} à partir das determinação feitas em laboratório.



Fonte: Autor

5.3.14 Comparação do módulo de Young entre os ensaios de campo e laboratório

A determinação do módulo de Young ou módulo de elasticidade dos solos residuais desta pesquisa já foi avaliado anteriormente pelo ensaio triaxial. Para os ensaios SPT e CPT foram aplicadas correlações já consagradas na literatura que correlacionam o tipo de solo e os respectivos valores de índice de penetração e resistência de ponta. No ensaio DMT, o Módulo de Young foi avaliado através do índice E_D . A estimativa deste parâmetro busca ampliar o conhecimento sobre a rigidez dos solos silte arenoso de gnaíse.

O módulo de elasticidade é influenciado por um grande número de fatores (tensão de confinamento, OCR, níveis de tensões, entre outros). Na medida em que a penetração do cone é insensível a estes fatores, relações entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência, sendo passíveis de algumas restrições.

No caso dos ensaios laboratoriais, normalmente as medidas de rigidez acabam por serem menores do que as reais. Devido principalmente ao desconfinamento e perturbação das amostras associadas a velocidade de aplicação das deformações.

O conhecimento deste parâmetro é importante, por exemplo, para o cálculo do recalque das obras. Primeiramente, deve-se definir o estado de tensões induzido ao terreno pela obra e, confrontá-lo com a tensão de préadensamento. No caso de solos residuais a tensão de préadensamento virtual. Quando a obra impõe um estado de tensões que ultrapassa a tensão de préadensamento virtual, ocorrerá uma mudança na sua rigidez. A tensão de préadensamento virtual é a tensão vertical que provoca a mudança no comportamento do solo e, é uma espécie de divisor entre os estados elásticos e plásticos.

A determinação da relação tensão x deformação é importante para definir em qual trecho da curva, o módulo de elasticidade deverá ser obtido. Para pequenas deformações o Módulo de Young é fortemente dependente do nível de deformações e, em solos residuais é influenciado pela presença das cimentações.

O Módulo de Young pode ser obtido através de ensaios de laboratório (métodos indiretos) ou diretamente através de correlações com os ensaios de campo, no caso o SPT, CPT e DMT.

Existem diversas correlações entre E x SPT e E x CPT indicadas por vários autores. Esta pesquisa está baseada nos estudos de Bowles (1988), onde para areias préadensadas sugere:

Para o ensaio SPT:

$$E = 18000 + 750N_{60}, \text{ em kPa} \quad (27)$$

Para o ensaio CPT:

$$E = (6 \text{ a } 30)q_c, \text{ em kPa} \quad (28)$$

No ensaio SPT devido a ausência de medidas do índice de penetração no primeiro metro só foi possível aplicar a equação 27 no poço de inspeção. Para o CPT devido a grande variação do intervalo sugerido foi adotado o coeficiente médio igual a 18 e, a resistência de ponta utilizada foi a média dos valores registrados no entorno da cota onde foram realizados os ensaios de laboratório (equação 28).

No caso do DMT, a expansão da lâmina no interior do solo é utilizada para medidas relacionadas a rigidez do solo em estudo. O módulo de Young (E) pode ser obtido em função do módulo dilatométrico (E_D), uma vez que este é associado a propriedades elásticas do material. Para determinação de E a partir do módulo dilatométrico deve ser adotado um fator de correção F, conforme a equação abaixo:

$$E = F * E_D \quad (29)$$

Onde

F = fator de correção

Alguns autores sugeriram fatores de correção em função do tipo de solo. A Tabela 42 abaixo apresenta os valores sugeridos de F para os seguintes materiais.

Tabela 42: Fatores de correção sugeridos para determinação de E através do DMT

Tipo de Solo	Módulo	F	Referência
Solos coesivos	E_i	10	Robertson et al., 1989
Areias	E_i	2	Robertson et al., 1989
Areias	E_{25}	1	Campanella et al., 1985
Areias NC	E_{25}	0,85	Baldi et al., 1986
Areias OC	E_{25}	3,5	Baldi et al., 1986

Fonte: Briaud e Miran (1992)

Para a avaliação do Módulo de Young pelo ensaio DMT será utilizado a proposta de Baldi et al. (1986) em areias préadensadas. Na mesma metodologia anterior foi feita a média de E_D nas proximidades das amostras coletadas. A determinação de E por meio do ensaio triaxial drenado já foi detalhada no item 5.1.7.3.3.

Nesta pesquisa, será avaliado o E_{25} que representa o módulo secante a 25% da tensão desviadora máxima obtido pelo ensaio triaxial drenado. Na Tabela 43 são apresentados os valores de Módulo de Young obtidos em cada método.

Tabela 43: Comparação do módulo de elasticidade (E) por meio de ensaios de campo e laboratório.

Amostra	Triaxial*	E(MPa)		
		SPT	CPT	DMT
Tal. 4- AM. 1-prof. 0,5 m	17,0	-	27,3	33,9
Tal. 2- AM. 1-prof. 0,5 m	7,9	-	54,9	136
PI-1 - AM 1-prof. 1 m	12,5	-	243	127
PI-1 - AM 2-prof. 2 m	6,3	43,2	202	170
PI-1 - AM 3-prof. 3 m	7,2	40,5	146	238

* valores máximos de E_{25}

Fonte: Autor

Sandroni (1991) analisou resultado de provas de carga em placas sobre solos residuais de gnaiss do Brasil e dos Estados Unidos, comparando com modelos matemáticos e propõem uma relação com N_{SPT} para estimativa do módulo de elasticidade nestes materiais. Adotando um valor médio para todas as medidas de N_{SPT} registradas nos furos 01, 02 e 03 chega-se a um valor provável de E igual a 36,5 MPa.

Utilizando este dado como referência observa-se que a aplicação da metodologia adotada apresentou melhores aproximações nos ensaios realizados no Talude 4. Onde os valores encontrados ficaram mais próximos do valor de módulo referenciado e com as menores diferenças entre si.

Nos demais pontos estudados ficaram evidenciados a grande diferença nos valores de módulo de elasticidade obtidos através das técnicas de campo e de laboratório. Por exemplo, na comparação com os valores determinados em laboratório na amostra *PI-1 – AM 2-prof. 2 m*, o ensaio SPT indica um valor até 6,8 vezes maior, o ensaio CPT um valor 32 vezes maior e o ensaio DMT, 27 vezes maior que o ensaio triaxial.

Como já discutido anteriormente as estimativas de deformabilidade devem ser feitas com muito cuidado. No caso dos ensaios de campo (SPT, CPT e DMT), principalmente em areias, as estimativas são influenciadas pela penetração da sonda, tornando os resultados pouco confiáveis. E no caso dos ensaios de laboratório se todos os cuidados com amostragem, preparação do corpo de prova e realização do ensaio, propriamente dito, forem realizados com extrema qualidade. No caso desta pesquisa, as medidas de deformação feitas externamente à câmara podem ter provocado uma subestimativa dos valores de E determinados pelos ensaios triaxiais.

Em solos residuais, devido a anisotropia característica destes materiais, influenciadas por diversos fatores, é de se esperar que a rigidez não seja linear. Assim, sugerem-se para determinação da rigidez o ensaio de placa na profundidade adotada e com a faixa de tensões de projeto para determinar de maneira mais confiável o módulo de deformabilidade destes solos.

5.3.15 Razão de préadensamento via ensaios CPT (OCR_{CPT}) e ensaios DMT (OCR_{DMT})

Conforme já tratado no item 5.1.4 o conceito de préadensamento de solos sedimentares não pode ser aplicado em solos residuais. Na verdade a razão de préadensamento em solos residuais reflete o quanto da cimentação está preservada em relação ao estado natural (rocha).

É interessante ressaltar que o alívio de tensões promovido pelo retaludamento pode ter resultado numa diminuição/quebra das cimentações originais do solo, tendo em vista ser gerado um esforço de tração. Simultaneamente, a escavação pode ter acelerado os processos de intemperismo ao expor, precocemente, o solo antes coberto. É

importante salientar, no entanto, assim como os ensaios de laboratório, os de campo, foram realizados após o alívio de tensões e, portanto, as comparações realizadas nesse trabalho não são afetadas.

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de compressão unidimensional confinada em condição de teor de umidade natural e inundado. Os valores de tensão de préadensamento virtual foram bem próximos. Sendo assim, neste trabalho foi utilizado valores médios de $OCR_{virtual}$. O $OCR_{virtual}$ é definido por:

$$OCR_{virtual} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (30)$$

Onde:

σ'_{vm} = tensão vertical efetiva de préadensamento virtual (ensaio de compressão confinada)

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva original (após o retaludamento)

Será realizada uma avaliação da razão de préadensamento (OCR) a partir dos ensaios de campo e confrontados com os valores de OCR de laboratório obtidos a partir da análise do perfil de solo após a escavação (valores apresentados na Tabela 18)

Ao tentar interpretar a história de tensões a partir de dados de penetração do cone durante a situação de condição drenada, indícios de tensões horizontais altas, ou seja, alto OCR pode ser devido a correlação com a densidade relativa (D_r). Conforme já mostrado no item 5.3.12, a utilização com a tensão vertical efetiva pode prever densidades relativas superiores a 100 % ($D_r > 100$ %). Isso geralmente é um indício de tensões horizontais altas em solos não cimentados ou cimentação, no caso de solos residuais.

Por vezes, a presença de tensões horizontais elevadas pode produzir atrito lateral (f_s) elevado, principalmente no caso do cone mecânico. No entanto, para quantificar o nível de tensão, é necessário conhecer o atrito lateral na luva de atrito do cone, da mesma areia em condições normalmente consolidadas. Assim, é impossível de distinguir entre uma areia densa normalmente consolidada e uma areia solta préadensada .

Deve ser considerada também nesta avaliação a influência da cravação do cone, conforme apresentado no item 2.2.7. A cravação do cone promove um arqueamento de tensões no entorno da ponta refletindo em altos valores de tensão horizontal.

A estimativa de OCR através do ensaio CPT será feita de acordo com a equação sugerida por Mayne (2001) em um depósito arenoso da cidade de Estocolmo. Na pesquisa de Mayne (2001), o depósito passou por uma situação de descarga mecânica promovida por uma escavação de 16 metros. Os resultados obtidos para determinação de OCR a partir desta equação mostram-se confiáveis. Acredita-se que pelo fato do solo residual silte arenoso da atual pesquisa também experimentar uma situação de alívio de tensões semelhante, devido a retaludamento, espera-se uma boa previsão de OCR. Mayne (2001) propõe:

$$OCR = \left[\frac{1.33}{K_{oNA}} \cdot \frac{q_c^{0.22}}{\sigma'_{vo}{}^{0.31}} \right]^{1/\text{sen}\phi' - 0.27} \quad (31)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do cone em MPa

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva, em kPa

Através de uma relação já consagrada de Jacky (1944) onde relaciona o coeficiente de empuxo no repouso (K_o) em materiais normalmente adensados em função do ângulo de atrito efetivo do material. Assim:

$$K_{oNA} = 1 - \text{sen}\phi' \quad (32)$$

Conforme resultados laboratoriais de ângulos de atrito foram adotados nos cálculos um $\phi' = 29^\circ$ obtidos a partir do ensaio de compressão triaxial drenado. Porque se acredita que este valor seja representativo para a condição de drenagem em campo. Os resultados da previsão de OCR a partir da equação de Mayne (2001) serão apresentados posteriormente. Bem como, considerações especiais sobre a determinação do coeficiente de empuxo no repouso.

Para estimativa do OCR através do DMT, Marchetti (1980) propôs uma equação em função de K_D e, do tipo de material (I_D), conforme abaixo:

$$OCR = (0.5K_D)^{1.56} \rightarrow I_D < 1.2$$

$$OCR = (0.67K_D)^{1.91} \rightarrow I_D \geq 1.2 \quad (33)$$

Uma forma de se obter informações sobre o OCR em areias é através da avaliação da razão M_D/q_c . Dados encontrados na literatura fornecem faixas de valores M_D/q_c apresentados a seguir. A relação M_D/q_c oferece uma avaliação de OCR, tais como:

- entre 3 e 10 para areias normalmente adensadas (NA);
- entre 10 e 24 para areias préadensadas (PA).

Diversos estudos foram conduzidos em areias inclusive, na sua grande maioria, comparações com outros tipos de ensaio. Este método será aplicado na pesquisa para a avaliação da história de tensões do solo. A Tabela 44 abaixo serve como referência para análise de areias:

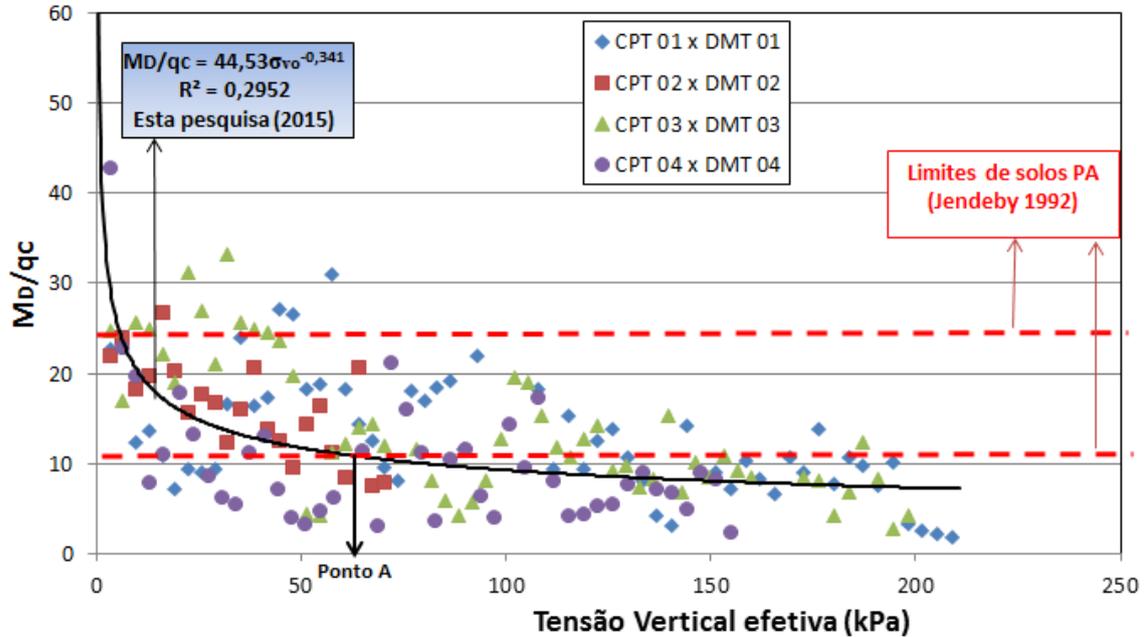
Tabela 44 - Variação de intervalos de M_D/q_c por diversos autores

M_D/q_c	História do depósito arenoso (OCR)	Pesquisador
7 a 10	NA	Jendeby(1992)
5 a 10	NA	Hence
4 a 7	NA	Baldi (1988)
3 a 8	NA	Jamilkowski(1995)
12 a 24	PA	Jendeby(1992)
12 a 24	PA	Hence
12 a 16	PA	Baldi (1988)

Fonte: Autor

Este método permite analisar se o depósito arenoso é normalmente ou préadensado sem, entretanto, se preocupar com o valor de OCR. Num primeiro momento foi feita esta análise confrontando-se a relação M_D/q_c versus tensão vertical efetiva. O resultado desta relação para os quatro grupos de furos de sondagem é apresentado na Figura 170.

Figura 170- Relação $M_D/q_c \times \sigma'_{vo}$ para solo residual silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Como mostrado, no ensaio DMT a estimativa de OCR é feita através do índice K_D . Marchetti (1980) já cita que o perfil de K_D ao longo da profundidade pode fornecer informações sobre a história de tensões do depósito (préadensando ou normalmente adensado).

Usualmente, estes termos são usados para solos sedimentares (exemplo, argilas moles) com base na análise da história de tensões do depósito. Contudo, também têm sido empregados os termos PA e NA para solos residuais, só que neste caso, não está relacionado com o nível de tensões sofridas no passado e sim, com o nível de cimentação remanescente no solo. Em solos residuais, o OCR reflete efeitos da estrutura cimentada. Assim, um solo residual PA pode ser entendido como um solo cimentado e NA um solo não cimentando.

Para avaliação do valor de OCR nos grupos de ensaios será apresentado os resultados obtidos para OCR_{DMT} com base na equação proposta por Marchetti (1980) para solos arenosos, comparados com os resultados de OCR_{CPT} via proposta de Mayne (2001) e também com resultados de laboratório obtidos a partir do ensaio de compressão confinada.

Com aplicação da equação sugerida por Marchetti (1980) encontram-se altos valores de OCR nas equações 33. Por exemplo, no ensaio 01, na profundidade de um metro, tem-se um valor tensão vertical efetiva de 17 kPa, um p_o de 660 kPa, obtem-se um K_D de 38,8 assim para $I_D < 1.2$ e $I_D > 1.2$, respectivamente, os valores estimados de OCR são de 102 e 504. Assim, de acordo com o tipo de material estudado, para confrontação com os demais resultados dos ensaios será utilizada a equação para $I_D > 1.2$.

Percebe-se, nos gráficos apresentados à esquerda, nas Figuras 171, Figura 172, Figura 173 e Figura 174 uma distorção muito grande na equação de Marchetti. Devido a esta superestimativa de OCR pelo DMT, fica difícil comparar num mesmo gráfico os valores de OCR obtidos pelo método proposto por Mayne (2001) e os resultados de laboratório. Com estes dados obtidos através da equação de Marchetti (1980), fica evidenciado que esta não deve ser aplicada aos solos residuais estudados. Com isso, nos gráficos à direita, o autor propõe um ajuste na equação original de Marchetti. Os dados da nova equação proposta são comparados com os valores de OCR de laboratório e Mayne (2001).

Na tabela abaixo (Tabela 45) são apresentados os valor de OCR** determinado com a tensão vertical efetiva virtual obtida pelos ensaios de compressão confinada e a tensão vertical efetiva após o retaludamento (conforme a Tabela 18). As profundidades estão

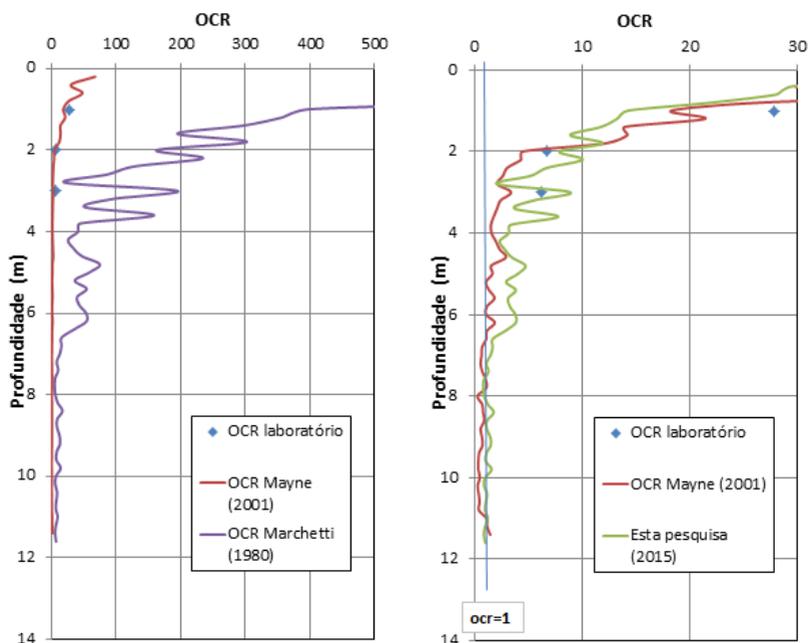
relacionadas à cota da boca do furo nos respectivos grupos de ensaios de campo.

Tabela 45- Valores de OCR** médios encontrados a partir dos ensaios de laboratório.

Amostra	Talude 2	Talude 4	PI - 1m	PI -2m	PI-3m
OCR	27,05	40,88	27,90	6,76	6,27
Prof.(m)=	0,5	0,5	1	2	3

Fonte: Autor

Figura 171- Resultados de OCR no grupo de ensaios 01 em solo residual silte arenoso de gnaíse



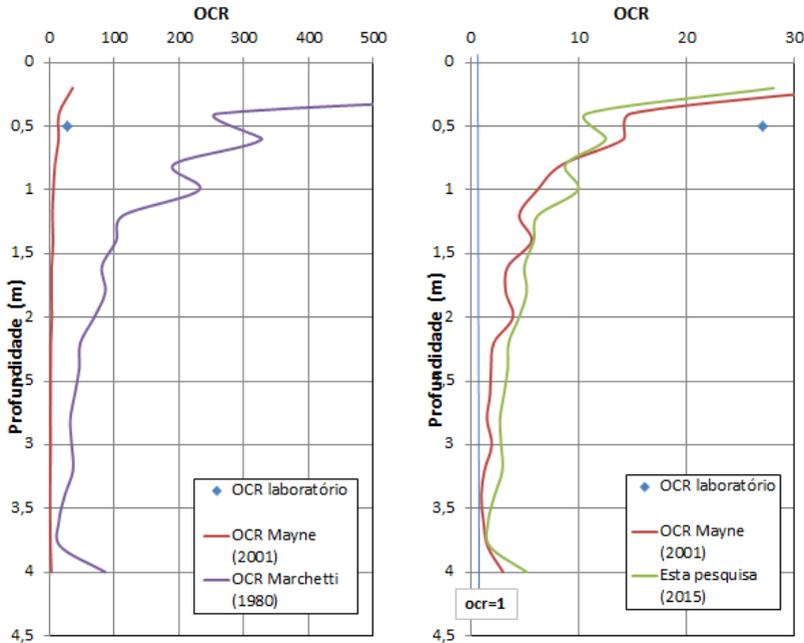
Fonte: Autor

Analisando os resultados de OCR ao longo da profundidade no grupo 01 observa-se uma aproximação muito boa entre as estimativas através do CPT (Mayne, 2001) e as determinações em laboratório. Os valores de OCR são maiores na superfície tendendo a decrescer ao longo

da profundidade até valores iguais a 1. Onde, $OCR = 1$ indica um solo normalmente adensado. Na Figura 171, à esquerda, é mostrado a divergência da proposta original de Marchetti (1980) para determinação da razão de préadensamento em solos residuais. Citam-se valores de OCR na ordem de 500 na superfície.

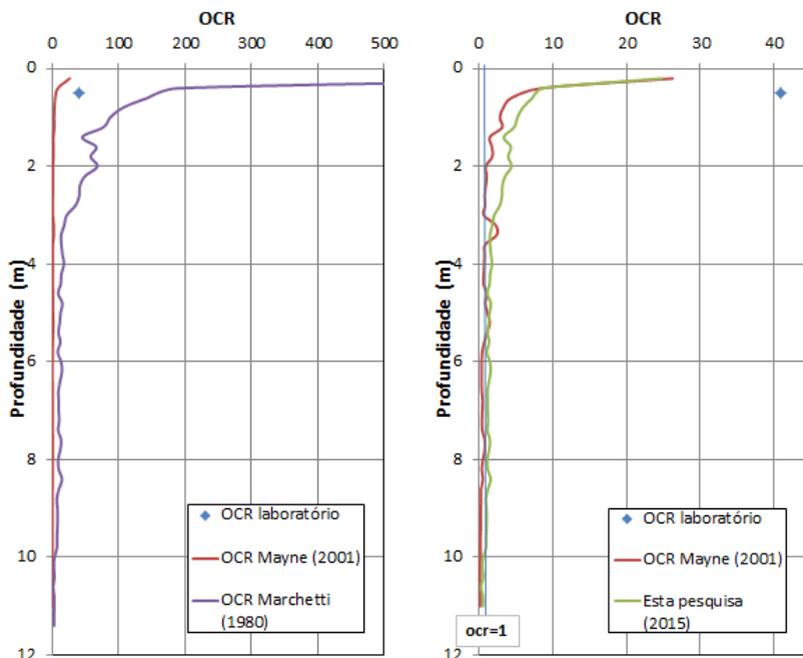
Nota-se que a equação proposta por Mayne (2001) para solos arenosos tem uma relação boa de aproximação quando comparados aos ensaios referenciais de laboratório. Porém, a equação ajustada, proposta nesta pesquisa à partir do DMT foi a que demonstrou a maior eficiência quando confrontados com as determinações de laboratório.

Figura 172 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 02 em solo residual silte arenoso de gnaíse



Fonte: Autor

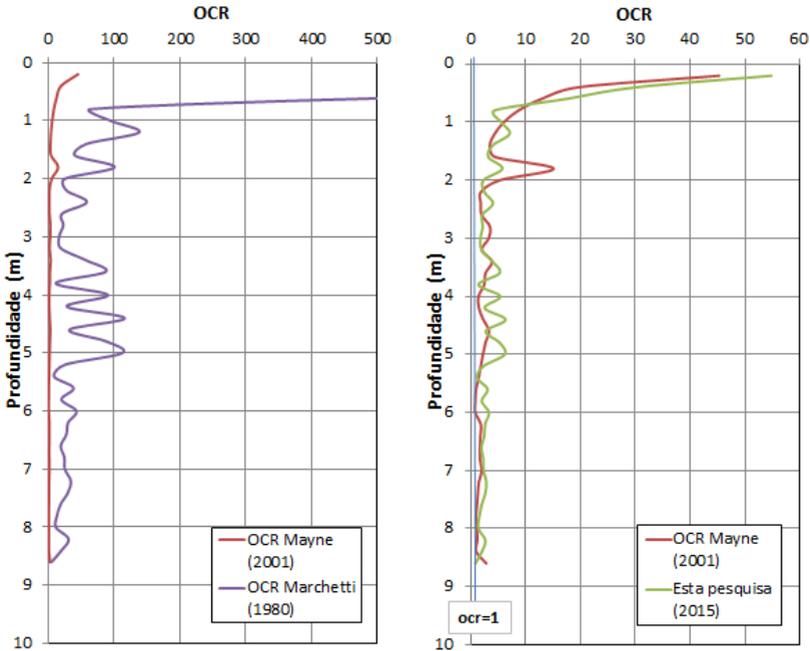
Figura 173 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 03 em solo residual silte arenoso de gnaíse



Fonte: Autor

Nos grupos de ensaios 2 e 3 também é possível notar que o emprego das equações de Marchetti, para estimativa de OCR, em solos residuais de gnaíse não apresenta bons resultados. Novamente as equações propostas por Mayne (2001) e a sugerida nesta pesquisa apresentam melhores estimativas de OCR. No entanto, no caso do grupo 3 a referência de laboratório determinou um valor de OCR aproximado de 40 enquanto que as estimativas de campo, valores na faixa de 26.

Figura 174 - Resultados de OCR no grupo de ensaios 04 em solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Autor

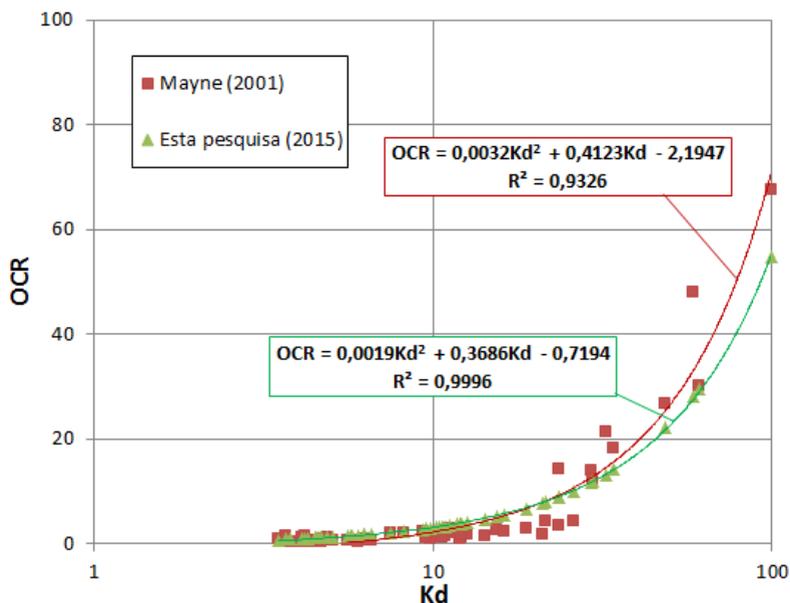
A equação original de Marchetti (1980), ajustada para pesquisa em solos residuais de gnaiss, apresentou uma boa tendência de previsão do OCR quando comparada com a proposta de Mayne (2001), a partir de resultados do CPT e, dos ensaios referenciais de laboratório. O autor infere que mais ensaios sejam feitos para confirmação dos resultados. A equação ajustada para determinação de OCR em solos residuais silte arenosos de gnaiss é:

$$OCR = (0.24K_D)^{1.26} \quad (34)$$

Esta equação é similar a apresentada por Powell & Uglow (1982), porém a pesquisa deste autores foi desenvolvida em argilas jovens do Reino Unido.

A validação desta equação 31 é mostrada no gráfico abaixo (Figura 175). O valor de R^2 encontrado é de 0.99.

Figura 175- Estimativa de OCR a partir de K_D em solo residuais silte arenosos de gnaiss



Fonte: Autor

Observando as curvas de OCR x profundidade, além da estimativa de OCR, outra aplicabilidade desta metodologia é identificar limites de solos préadensados (PA) e normalmente adensados (NA).

As metodologias propostas para OCR_{CPT} e OCR_{DMT} indicam claramente uma mudança de comportamento préadensado tendendo a ficar normalmente adensado ao longo da profundidade. Esta tendência de comportamento também fica retratada nos resultados de laboratório, porém, devido a limite de profundidade não foi possível obter em laboratório um $OCR=1$.

Analisando estas curvas OCR x profundidade obtidas pelos ensaios de campo chega-se a algumas conclusões. As estimativas de Mayne (2001) via CPT e desta pesquisa via DMT para estimativa do estado de tensões, sugerem que numa profundidade entre 3 e 6 metros as curvas encontram a linha que define um $OCR=1$. Que pela teoria clássica, o solo muda de um estado préadensado para o estado normalmente adensado e, neste caso, reflete os efeitos da cimentação.

Nas camadas onde o solo encontra-se préadensado são indicados valores de K_D entre 5 e 25 e da relação M_D/q_c entre 12 e 42.

Considerando uma profundidade média de 4,5 metros, a respectiva tensão vertical efetiva é em torno de 70 kPa (4,5m x 16 kN/m³). Na Figura 170, esta respectiva tensão vertical efetiva correspondente a um *ponto A* onde a linha de tendência da relação M_D/q_c cruza o limite de solos préadensado, igual a 12, sugerido nas pesquisas de Jendebay (1992) e Baldi (1988).

Conclui-se que até os 4,5 metros o solo deve ser considerado cimentado e a partir desta profundidade, como não cimentado.

5.3.16 Coeficiente de empuxo no repouso via ensaios CPT (K_{oCPT}) e ensaios DMT (K_{oDMT})

Um dos parâmetros com maior dificuldade de ser obtido é o coeficiente de empuxo no repouso (K_o). É importante salientar que essa trajetória de tensões pouco ou nada tem haver com aquela seguida durante a transformação da rocha em solo residual. Este coeficiente expressa a relação entre um incremento de tensão horizontal efetiva e um incremento de tensão vertical efetiva para a condição de deformação horizontal nula, através da seguinte equação:

$$K_o = \frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v} \quad (35)$$

Sendo:

$\Delta\sigma'_h$ = variação da tensão horizontal *in situ*

$\Delta\sigma'_v$ = variação da tensão vertical *in situ*

Durante esta pesquisa, percebeu-se que a grande maioria das propostas para determinação do coeficiente de empuxo no repouso foi desenvolvida para argilas. Assim procuraram-se métodos que fossem pelo menos, empregados em areias, mesmo que não cimentadas.

Sendo assim, nesta pesquisa, a metodologia utilizada para avaliação de K_o será feita com quatro abordagens diferentes, na sequência apresentada a seguir, onde a estimativa de K_o é feita:

- a) a partir do OCR_{CPT} (Mayne e Kulhawy, 1982);
- b) a partir de dados do CPT e DMT (Baldi 1986);
- c) em função de dados do DMT aplicado em vários solos (Campanella e Robertson, 1991);

d) através da equação original proposta por Marchetti (1980).

a) Mayne (2001) analisou um grande número de resultados de ensaios em câmara de calibração em areias não cimentadas, os quais deram origem a equação para o cálculo da razão de préadensamento (OCR) mostrada na equação 31. E sugere que este valor de OCR seja utilizado na equação proposta anteriormente por Mayne e Kulhawy (1982) para areias préadensadas. Onde o coeficiente de empuxo em solos normalmente adensados é obtido da proposta de Jacky (1944).

Assim, para areias pré-adensadas, Mayne e Kulhawy (1982) indicam a seguinte equação:

$$K_{o(PA)} = K_{o(NA)} OCR^{sen\Phi'} \quad (36)$$

A magnitude de K_o é dependente do estado do material in situ, sendo controlado simultaneamente pela densidade relativa, e pela tensão horizontal efetiva. Diversas propostas foram formuladas para tais análises destacando-se os métodos que usam em conjunto o DMT e o CPT.

b) Uma dessas propostas é a equação de Baldi et al. (1986). Os estudos de Baldi et al. (1986) foram feitos em areias de quartzos, não cimentadas e os ensaios conduzidos em câmara de calibração. Sugere um fator f para depósitos recentes (<60.000 anos) e para depósitos antigos (>60.000anos). Nesta pesquisa considerou-se que o material residual é antigo, ou seja, $f=0,005$.

$$K_o = 0.376 + 0.095K_D - \left(f \frac{q_c}{\sigma_{vo}}\right)$$

$$f = 0,002 \Rightarrow \text{depósitos recentes} \quad (37)$$

$$f = 0,005 \Rightarrow \text{depósitos antigos}$$

c) Buscando avaliar K_o somente a partir do ensaio DMT, Campanella e Robertson (1991) propõem um ajuste na equação de Baldi (1986) para:

$$K_0 = 0.376 + 0.09495K_D \quad (38)$$

d) Marchetti (1980), cita que assim que a lâmina avança, ela corta o solo, induzindo-o a uma deformação relativamente uniforme (por exemplo, em comparação com o CPT) e da pequena magnitude em um grande volume de solo faceando a lâmina. A magnitude de p_o então é influenciada não só pelo solo amolgado próximo a lâmina, mas também pela pressão e pelas propriedades do solo em torno desta zona. Por exemplo, solos pré-adensados exibirão valores elevados de p_o por causa da expansão do solo durante a penetração, enquanto solos normalmente adensados, ou seja, solos compressíveis apresentarão decréscimo de volume durante a penetração, levando a um valor menor de p_o . Marchetti (1980) após utilizar o DMT na Itália em oito argilas e duas areias não cimentadas, propõe para $I_D < 1.2$:

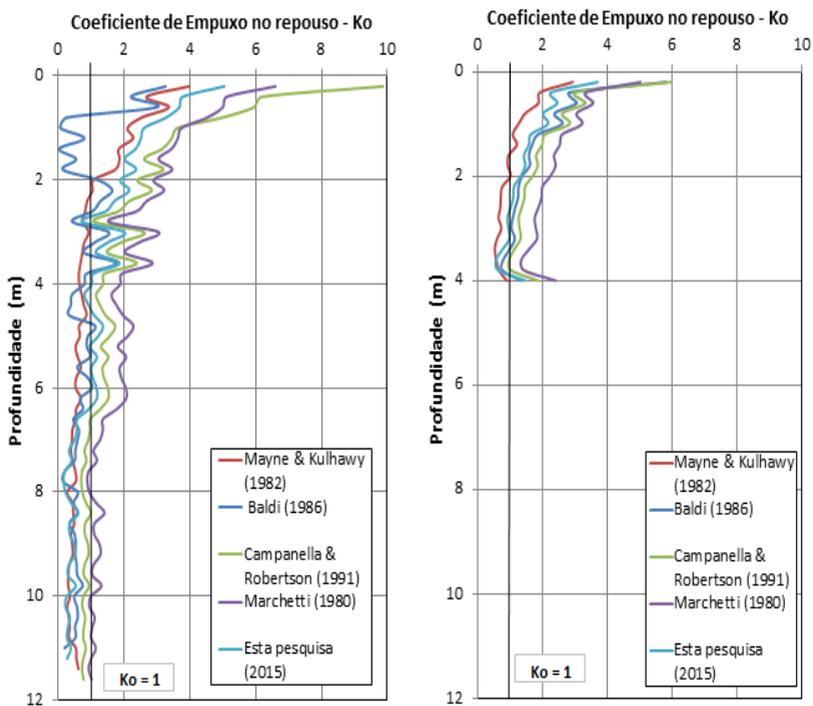
$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (39)$$

É sugerida uma correção na proposta original de Marchetti para estimativa de K_0 em solos residuais de gnaiss. Este ajuste foi baseado nos resultados das curvas obtidas pelas metodologias por diferentes autores. Sem ensaios referenciais de laboratório o autor preferiu adequar a nova proposta com base na pesquisa de Mayne & Kulhawy (1982) que incorpora medidas do ensaio CPT e DMT. Maiores estudos devem ser feitos, principalmente ensaios triaxiais K_0 , para dirimir sobre a aplicação desta metodologia para estimativa de K_0 à partir do DMT em solos residuais silte arenosos de gnaiss. A curva que teve o melhor ajuste ao solo analisado é mostrada abaixo:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{2.1} \right)^{0.47} - 1.1 \quad (40)$$

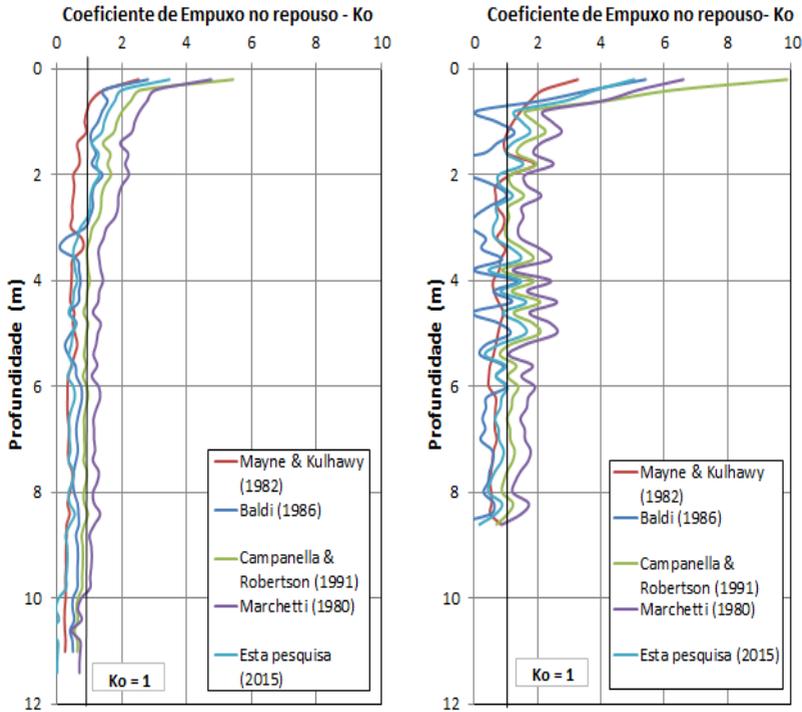
Com base nestas metodologias será avaliado o valor do coeficiente de empuxo no repouso nos solos residuais estudados (Figura 176 e Figura 177).

Figura 176- Resultados de K_o pelos métodos propostos, respectivamente, nos grupos de ensaios 01 e 02, em solo residual silte arenoso de gnaisses



Fonte: Autor

Figura 177- Resultados de K_o pelos métodos propostos, respectivamente, nos grupos de ensaios 03 e 04, em solo residual silte arenoso de gnaisses.



Fonte: Autor

Analisando os resultados de K_o pelos métodos propostos à partir dos ensaios de campo nota-se similares nas curvas ao longo da profundidade. Contudo, a curva obtida através da equação de Marchetti foi a que apresentou maiores valores de K_o ao longo da profundidade. E as propostas de Mayne & Kulhawy (1982) e Baldi et al. (1986) os menores valores. A proposta de Campanella & Robertson com base do ensaio DMT também parece superestimar os valores de K_o .

Como citado por Marchetti (1980) o índice K_D pode ser considerado com um K_o amplificado ou modificado pela penetração. A equação K_D é apresentada no item 2.2.3.4. O perfil de K_D ao longo da profundidade tem um formato similar ao perfil de OCR. Assim, K_D é geralmente útil para entender as tensões num depósito, fornecendo informações sobre possíveis efeitos no solo não relacionados a mudanças nas pressões geostáticas e a sua história de tensões.

De acordo com Schmertmann (1988) devido às perturbações provocadas pela penetração, o solo próximo da lâmina do dilatômetro está em um estado amolgado. Por essa razão, p_o normalmente excede a pressão lateral *in situ* (*para solos residuais ou cimentados deve exceder de muito*). De qualquer maneira, nem p_o nem K_D proporcionam uma medida exata da pressão lateral de terra antes da penetração do DMT. Entretanto, o índice K_D aumenta em resposta aos efeitos provocados sobre o solo, do aumento da tensão de préadensamento, da cimentação, do intertravamento de partículas, da densidade, do carregamento cíclico, do intemperismo e das vibrações.

Conforme discutido anteriormente, nos ensaios triaxiais K_o e nos efeitos da cravação das ponteiiras, respectivamente, itens 2.1.3 e 2.2.7. Por exemplo, as cimentações serão afetadas em maior ou menor grau pelo bulbo de pressões gerado pela cravação da lâmina no ensaio DMT. Resta, portanto, uma dúvida sobre qual faixa de valores de K_o os resultados desse tipo de ensaio estariam se referindo, isto é, valores na faixa completamente estruturada, na faixa de transição de estrutura indeformada para desestruturada ou desestruturada?

O fato das cimentações serem destruídas gradualmente, como mostram os dados da Figura 6 (Maccarini, 1987) e os da Figura 10 e Figura 11 (Maccarini, 1980) podem ser indicativos de que o bulbo de pressões originado pela cravação da lâmina no ensaio DMT possa não ser tão prejudicial. Entretanto, esse aspecto deve ser quantificado.

Observa-se, nos casos dos ensaios do tipo K_o correspondentes ao solo residual de gnaiss (Figura 10 e Figura 11), que foi permitido que o corpo de prova sofresse deformações horizontais (embarrigamento do corpo de prova) e posteriormente voltasse à posição inicial. Ressalta-se que foram vários ciclos de embarrigamento seguidos de sua reversão à posição original do diâmetro do corpo de prova ("desembarrigamento"). Entretanto, os efeitos da estrutura do solo ainda são possíveis de serem detectados através das curvas dos ensaios. Pode-se dizer que foram ensaios relativamente grosseiros se comparados aos atuais realizados com técnicas mais refinadas, as quais, praticamente, evitam deformações horizontais e mesmo assim os efeitos das cimentações são evidentes.

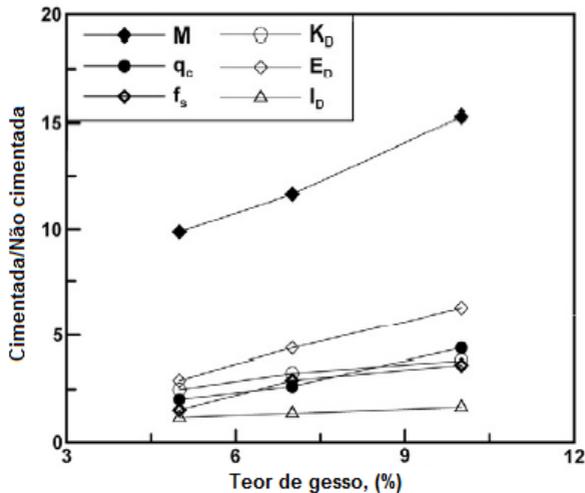
Da mesma forma que o ensaio K_o , outros parâmetros de resistência e compressibilidade podem estar sendo afetados pelas perdas parciais de estrutura após a cravação da lâmina e anteriormente às leituras p_o e p_l . Portanto, a comparação de resultados de ensaios CPT e DMT deve sempre ser realizada sob esse foco.

5.3.17 Relação entre os ensaios CPT e DMT e os efeitos da cimentação.

A fim de investigar os efeitos da cimentação sobre a deformabilidade do material serão realizadas correlações entre os índices obtidos pelos ensaios de campo e, em alguns casos, comparados com os resultados de laboratório.

Vários autores tem buscado avaliar a influência da cimentação sobre a rigidez do material (Beringen et al. 1982, Maccarini, 1987, Schnaid et al. 1998, Cruz e Fonseca 2006, Oliveira, 2011). Lee et al. (2010) com objetivo de avaliar o módulo de deformabilidade através do ensaios CPT e DMT em areias artificialmente cimentadas realizaram uma mistura de areia com diferentes teores de cimentação (com gesso) e realizaram ensaios CPT e DMT em câmaras de calibração. Foi ainda moldado amostras para realização de ensaios de compressão a fim de analisar o módulo confinado (M) e seus efeitos frente a diferentes teores de cimentação. Os resultados da variação dos parâmetros dos ensaios de compressão confinada, CPT e DMT realizados em areia com diferentes teores de cimentação são relacionados com a razão entre a amostra cimentada e não cimentada. Os resultados da pesquisa destes autores podem ser visto na Figura 178.

Figura 178 - Efeito do teor de gesso sobre os índices dos ensaios de laboratório, CPT e DMT com $D_r=40\%$, $\sigma'_v=100\text{kPa}$



Fonte: Modificado de Lee et al., 2010.

Analisando o gráfico nota-se que todos os ensaios empregados percebem o incremento de cimentação sobre seus resultados. Porém, o ensaio com maior sensibilidade é o ensaio de compressão confinada. O módulo confinado (M) obtido do ensaio de compressão unidimensional é mais adequado para avaliação da deformabilidade dos que os índices obtidos pelo ensaio de campo. A penetração da sonda do CPT e do DMT no solo quebra as cimentações das partículas no volume de solo próximo a ponteira. Com isso as informações obtidas por estes ensaios não podem refletir claramente, todos os efeitos das cimentações.

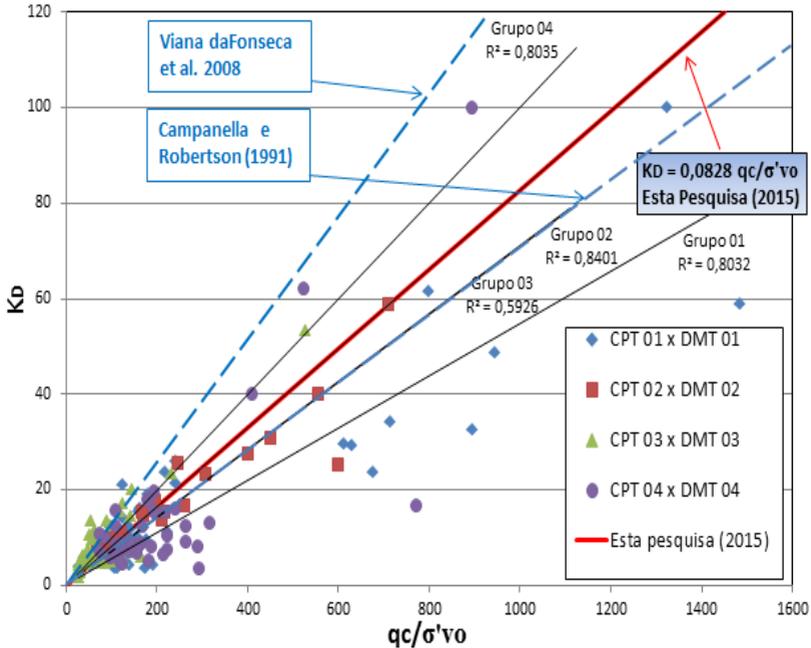
Porém, o trabalho de Lee et al. (2010) indica que quando ocorre uma aumento de cimentação de 5% a 10% no teor de gesso, a pressão p_o do DMT varia de 1.7 a 4.9 vezes, enquanto a pressão p_l varia de 1.9 a 7.6 vezes. Com isso, conclui-se que a avaliação da cimentação é mais bem notada na zona fora da região amolgada pela penetração da sonda, ou seja, na região de expansão da membrana (1,1mm) do ensaio DMT. Desta forma, conforme equação 3, o módulo dilatométrico (E_D) é mais apropriado para notar variações de grau de cimentação do que o índice de tensão horizontal (K_D).

Segundo Lee et al. (2010), ainda que o ensaio CPT provoque maior perturbação no solo de seu entorno do que o ensaio DMT, o aumento das cimentações causam efeitos similares na resistência de ponta (q_c) e índice de tensão horizontal (K_D), assim a relação $K_D \times q_c/\sigma_{vo}^2$, para avaliação do grau de cimentação, é muito semelhantes para areais não cimentadas e cimentadas. Ou seja, a variação do teor de cimentação não afeta a relação $K_D \times q_c/\sigma_{vo}^2$ que tende a ser linear.

Campanella e Robertson (1991) sugerem uma relação linear entre $K_D \times q_c/\sigma_{vo}^2$. Fonseca et al.(2008) com estudos em solos residuais também confirmam a relação linear e observam ainda um valor de K_D 50% maior que o de Campanella e Robertson (1991) para o mesmo q_c/σ_{vo}^2 .

Com objetivo de inferir sobre isto, esta pesquisa aplicou uma metodologia semelhante e também encontrou uma relação linear entre $K_D \times q_c/\sigma_{vo}^2$. Os resultados (Figura 179) estão dentro dos valores encontrados por Fonseca et al. (2008) e Campanella e Robertson (1991).

Figura 179 - Relação K_D x qc/σ'_{vo} obtida para solo residual silte arenoso de gnaisses

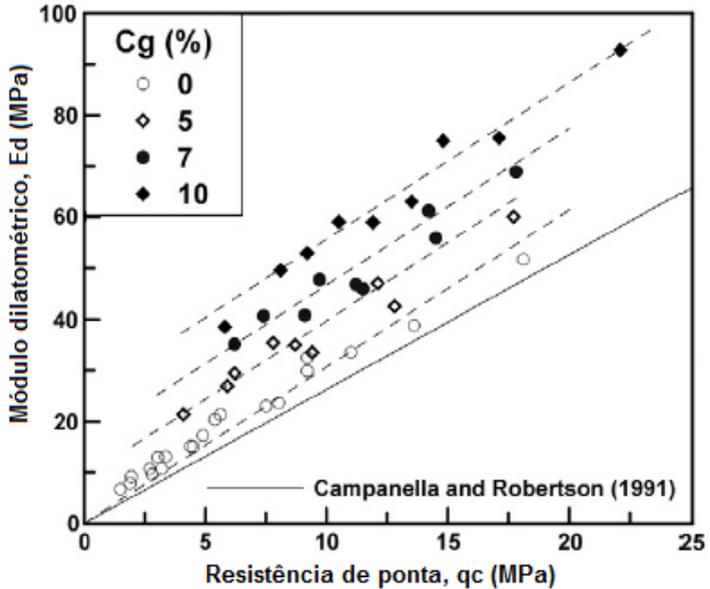


Fonte: Autor

Lee et al. (2010) afirmam que o aumento do teor de cimentação reflete em aumento em todos os índices dos ensaios CPT e DMT. Os resultados mostram que para pequeno nível de tensão, aonde as cimentações ainda não foram destruídas, estas ligações estruturais exercem importante papel sobre a rigidez do solo. Já os ensaios de campo sempre rompem as ligações dos grãos tendo, portanto um menor potencial de avaliação do grau de cimentação. Mesmo assim, o módulo dilatométrico (E_D) do ensaio DMT é muito melhor para avaliação desta propriedade do que K_D . O módulo E_D é maior em areias cimentadas do que em areias não cimentadas e a diferença aumenta de acordo com o grau de cimentação. Nos trabalhos de Lee et al. (2010) foi encontrado uma relação linear entre E_D x q_c para o mesmo grau de cimentação em situação controlada em câmara de calibração. Observando os resultados de Lee et al. (2010), a avaliação da relação entre E_D x q_c numa areia não cimentada é linear e maior que os valores de Campanella e Robertson (1991). O aumento do teor de gesso reflete no aumento do valor de E_D e

q_c e também produzem uma relação linear entre este índice, e a inclinação destas retas parece ser muito semelhante. Os resultados de Lee et al. (2010) para a relação $E_D \times q_c$ em areias cimentadas e não cimentadas pode ser visto na Figura 180, onde $C_g(\%)$ indica o teor de gesso utilizado da amostra.

Figura 180 - Relação entre q_c e E_D para areias não cimentadas e cimentadas

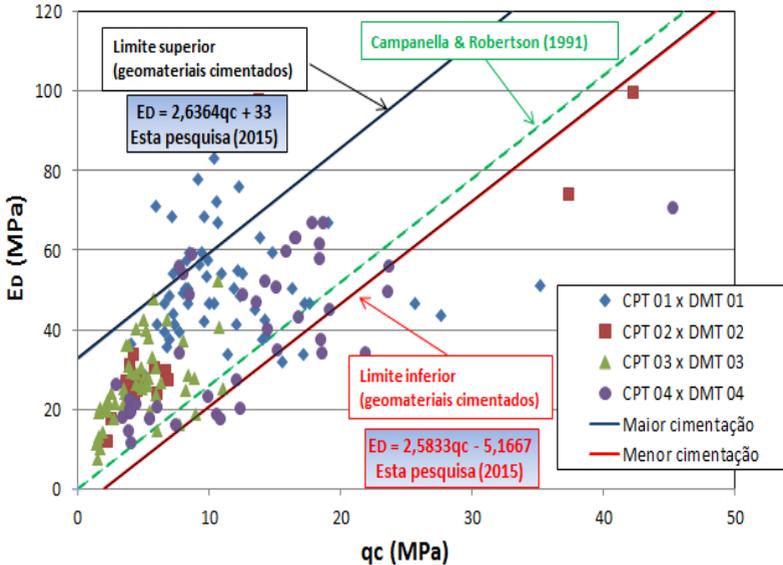


Fonte: Modificado de Lee et al. 2010.

Na atual pesquisa compara-se a relação $E_D \times q_c$ em quatro pontos diferentes. Devido a heterogeneidade e condições estruturais que fundamentam os solos residuais é de se esperar que não ocorra uma linearidade desta relação devido aos diferentes graus de cimentação entre cada ponto e cada profundidade. Os resultados mostram uma concentração de pontos para valores de resistência de ponta menores que 20 MPa. Desta forma, através da interpretação dos resultados de Lee et al. (2010) que obtiveram relações lineares para diferentes níveis de cimentações controlada pode-se sugerir o traçado de retas paralelas que definem o limite de solos cimentados e não cimentados. Analisando os resultados ficam bastante evidente os limites da relação $E_D \times q_c$. Os

resultados sugerem que o limite superior indica grau de cimentação maior e o limite inferior um grau de cimentação menor (Figura 181).

Figura 181 - Limite superior e inferior da relação E_D x q_c obtida para solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Autor

Conclui-se que o módulo dilatométrico E_D apresenta uma sensibilidade maior para verificação da cimentação do que o índice de tensão horizontal K_D . Acredita-se que isto pode ser atribuído aos valores de pressão p_o e p_I do ensaio DMT. Enquanto que K_D é obtido exclusivamente do valor p_o , o módulo E_D é processado utilizando p_o e p_I . Acontece que no momento que a lâmina rompe o solo, o material desestruturado, ao redor da sonda é avaliado com a expansão da membrana e registro de p_o . Na sequência, o solo solicitado pela expansão de 1,1mm da membrana pode ser considerado natural, com isso, os efeitos da cimentação ainda estão presentes. Fato que fica registrado na leitura p_I e infere uma maior sensibilidade em E_D para análise do grau de cimentação.

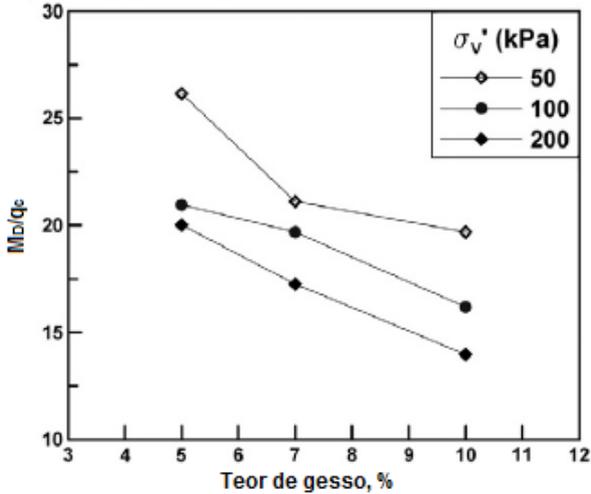
O módulo confinado do ensaio DMT (M_D) é determinado a partir de E_D multiplicado por um fator de correção R_m que é função de K_D e I_D , conforme a Tabela 1.

Para continuar procurando compreender a influência da cimentação sobre a rigidez dos solos irá ser utilizado as relação $M_D/q_c \times q_c$ e $M_D/E_D \times q_c$. Em geral, os fatores que afetam o comportamento do solo granular mostram diferentes graus de influência sobre os resultados dos ensaios de campo. Baldi et al. (1988) e Jamiolkowski et al. (1988) mostram que com aumento da densidade relativa e da tensão vertical efetiva, a relação M_D/q_c em areias não cimentadas diminui porque o módulo confinado cresce mais linearmente enquanto que a resistência de ponta aumenta exponencialmente. Além disso, as relações $M_D/q_c \times q_c$ e $M_D/E_D \times q_c$ em areias préadensadas (PA) são significativamente maior do que em areias normalmente adensadas (NA). Devido ao efeito da história de tensões sobre a resistência de ponta do CPT.

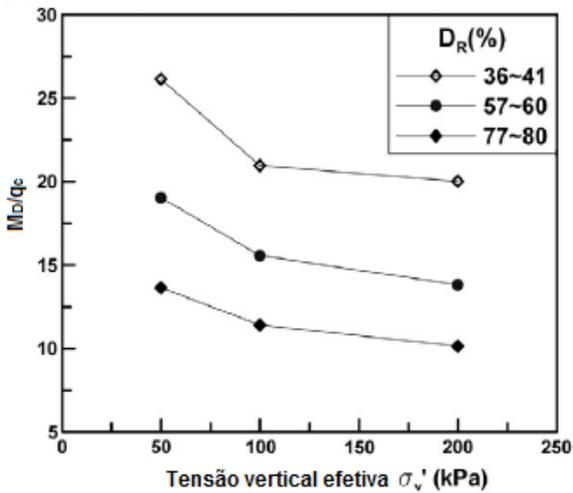
Os estudos de Lee et al. (2010) mostraram que a medida que a densidade relativa, teor de gesso e tensão efetiva são aumentados a relação M_D/q_c diminui. Isto acontece porque a resistência do cone, que é medida ao destruir as cimentações, é mais sensível a variação da densidade e tensão vertical. Enquanto que o módulo confinado é mais influenciado pela cimentação que está preservada e próxima a lâmina. A cimentação provoca maiores efeitos no M_D do que em q_c . Ou seja, quanto maior a grau de cimentação menor é a relação M_D/q_c . Isto pode ser visto nos resultados encontrado por Lee et. (2010) na Figura 182 (a, b).

Figura 182 - Análise dos fatores que influenciam a relação entre módulo confinado e resistência de ponta. (a) efeito da densidade relativa e tensão vertical efetiva ($C_g=5\%$) e (b) efeito do teor de gesso ($D_r=40\%$)

(a)



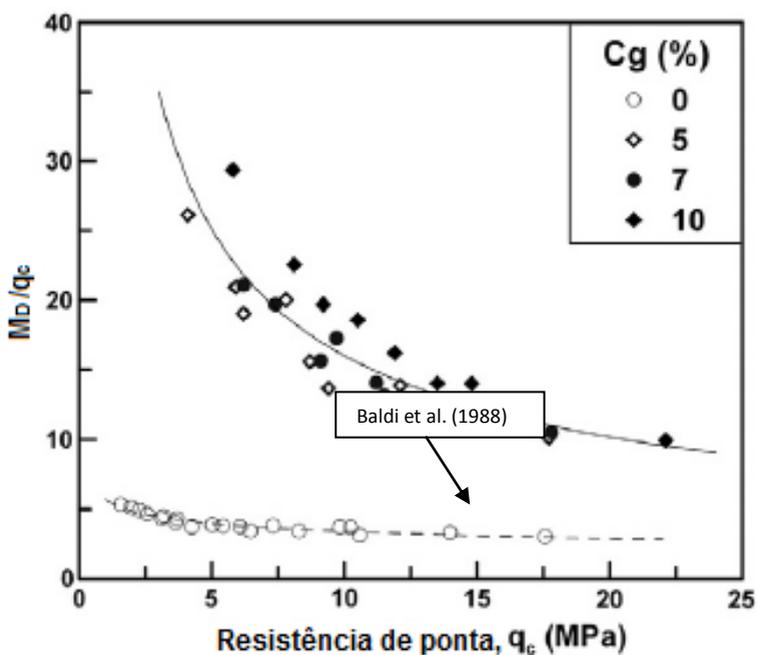
(b)



Fonte: Modificado de Lee et al., 2010.

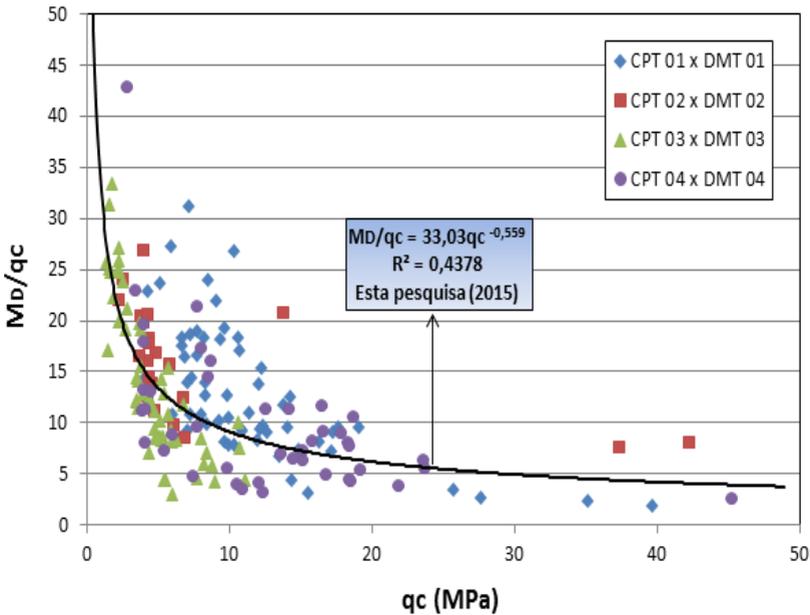
Com isso é interessante investigar a relação $M_D/q_c \times q_c$. O gráfico a seguir (Figura 183) mostra que para areias não cimentadas este relação varia entre 3 a 5,4 e confirma os estudos de Baldi et al. (1988) e Jamiolkowski et al. (1988). Como o módulo confinado do DMT parece ser aproximadamente proporcional a resistência de ponta do cone espera-se que a relação $M_D/q_c \times q_c$ seja quase constante. Em areias cimentadas a relação $M_D/q_c \times q_c$ aumenta de 3 a 14 vezes mais do que em areias não cimentadas. Isto ocorre porque o grau de cimentação produz maiores efeitos em M_D do que em q_c .

Figura 183 - Relação entre resistência de ponta e módulo confinado em areias cimentadas



Fonte: Modificado de Lee et al. 2010.

Na atual pesquisa, foi aplicado a uma metodologia similar para entendimento dos efeitos da cimentação sobre a rigidez do solo residual silte arenoso de gnaiss. Na Figura 184, nota-se que a quebra da cimentação, devido a penetração da ponteira, é mais perceptível sobre os valores da resistência de ponta do que os valores do módulo confinado, M_D .

Figura 184 - Relação entre M_D/q_c x q_c para solo residual silte arenoso de gnaiss

Fonte: Autor

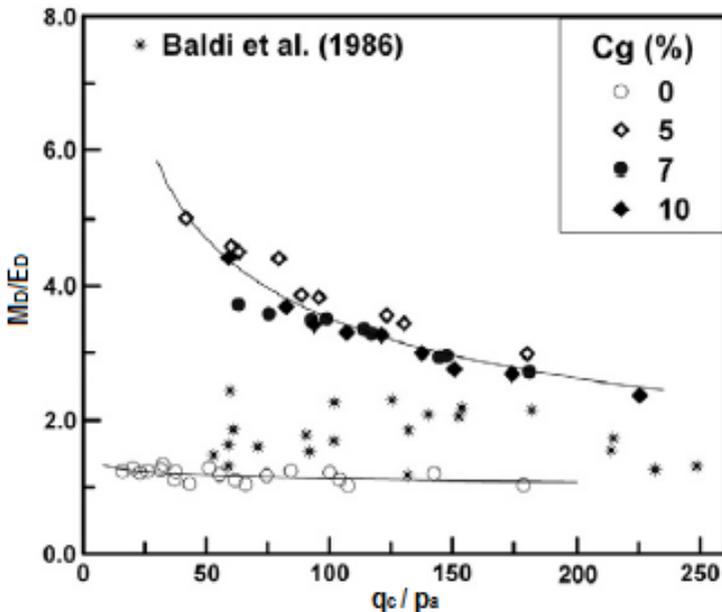
Nos solos residuais silte arenosos de gnaiss, percebe-se também que a relação M_D/q_c diminui gradualmente a medida que a resistência de ponta aumenta. O decréscimo gradual de M_D/q_c x q_c é devido a diferentes graus de influência no nível de densidade e tensão vertical sobre a resistência a penetração e módulo confinado. Em outras palavras, o aumento da densidade e tensão vertical efetiva induz um aumento maior no cone do que no módulo confinado do ensaio DMT.

Em estudos anteriores (Marchetti et al. 2001, Lunne & Christophersenm 1983) mostram que o módulo M_D de areias não cimentadas podia ser estimado a partir do módulo dilatométrico E_D e resistência de ponta, q_c . No entanto, é difícil proporcionar uma previsão desta relação em areias cimentadas porque os ensaios de campo destroem as cimentações ao serem cravados e o grau do dano não pode ser quantificado.

Os estudos de Lee et al. (2010) mostram uma relação entre M_D/E_D x q_c/p_a . Os resultados mostram que a relação M_D/E_D é praticamente constante e, independentes da resistência de ponta. Nos

resultados destes autores em areias não cimentadas esta relação teve um valor médio de 1,2 e na areia cimentada variou em torno de 3,6. O resultado de M_D/E_D foi menor quando comparado com as pesquisas de Baldi et al. em areias Ticino não cimentadas onde o valor médio oscilou em torno de 1,8. Nota-se também, de maneira similar a relação M_D/q_c , que os valores de M_D/E_D em areias cimentadas são bem maiores que o de areias não cimentadas (quando comparados com os valores de Lee et al. 2010) e tendem a decrescer com o aumento da resistência de ponta.

Figura 185 - Avaliação do módulo confinado em areias cimentadas usando a resistência de ponta e o módulo dilatométrico

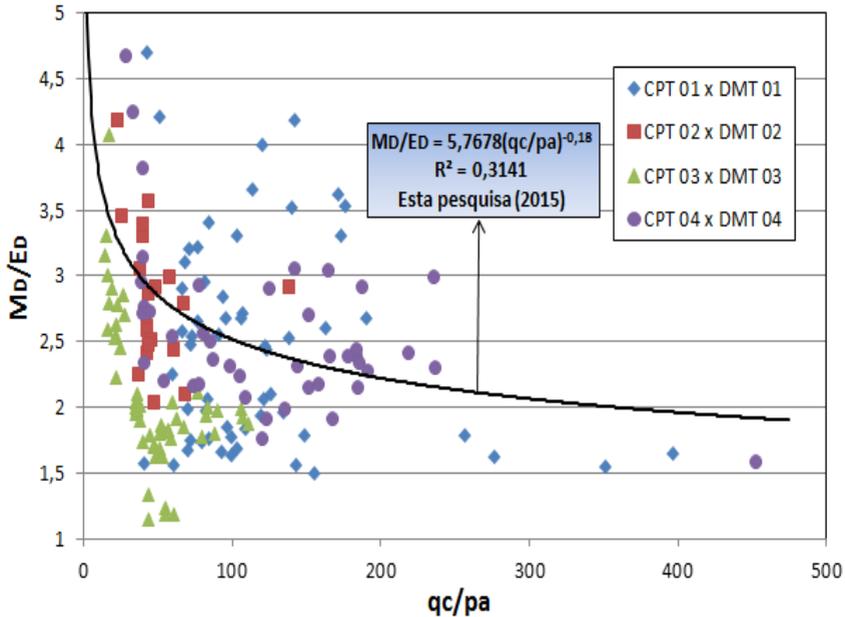


Fonte: Modificado de Lee et al. 2010.

O resultado desta pesquisa em solos residuais de gnaiss apresentou um valor médio da relação M_D/E_D em torno de 2,5. Empregando esta metodologia nos solos residuais silte arenoso de gnaiss conclui-se que o maior valor de M_D/E_D ocorre porque a cimentação tem um efeito mais significativo sobre o módulo M_D do que o módulo dilatométrico E_D . Embora a cimentação induza um aumento no módulo M_D , o aumento da densidade e da tensão vertical efetiva

contribui para o aumento da resistência de ponta, provocando um efeito mais significativo do módulo E_D do que no módulo M_D em areias cimentadas. Isto também provoca a diminuição da relação M_D/E_D com o aumento da resistência de ponta, q_c . Os resultados da relação $M_D/E_D \times q_c/p_a$ em solos residuais silte arenoso de gnaiss pode ser visto Figura 186.

Figura 186 - Relação entre $M_D/E_D \times q_c/p_a$ para solo residual silte arenoso de gnaiss



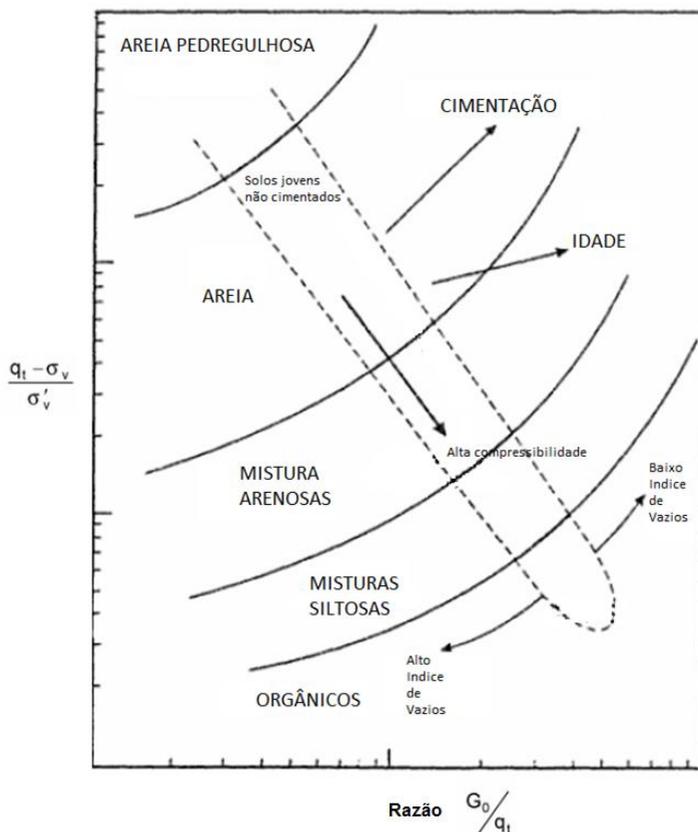
Fonte: Autor

5.3.18 Módulo de cisalhamento máximo (G_o) do ensaio SDMT relacionado com resistência de ponta (q_c) do ensaio CPT.

Como já citado no item 2.2.4, a aplicação do módulo sísmico relacionado com índices do CPT e DMT pode ser muito útil para classificação do comportamento do material, avaliação da história de tensões, idade geológica e do grau de cimentação (Eslaminzaad & Robertson, 1997).

Uma carta de classificação baseada nos estudos de Robertson (1990) mostrada anteriormente na Figura 38 e, modificada por Lunne et al. (1997) propõe a avaliação do estado do material com base nos valores da resistência de ponta normalizada e a razão entre módulo sísmico e resistência de ponta (Figura 187). Esta carta mostra uma tendência de aumento de OCR e idade no mesmo sentido mostrado na carta.

Figura 187 - Carta de interpretação do tipo de comportamento do solo



Fonte: Lunne, Robertson e Powell, 1997.

Giacheti e De mio (2008) apresentam resultados do SCPT em três campos experimentais no Brasil. São solos residuais bem estruturados

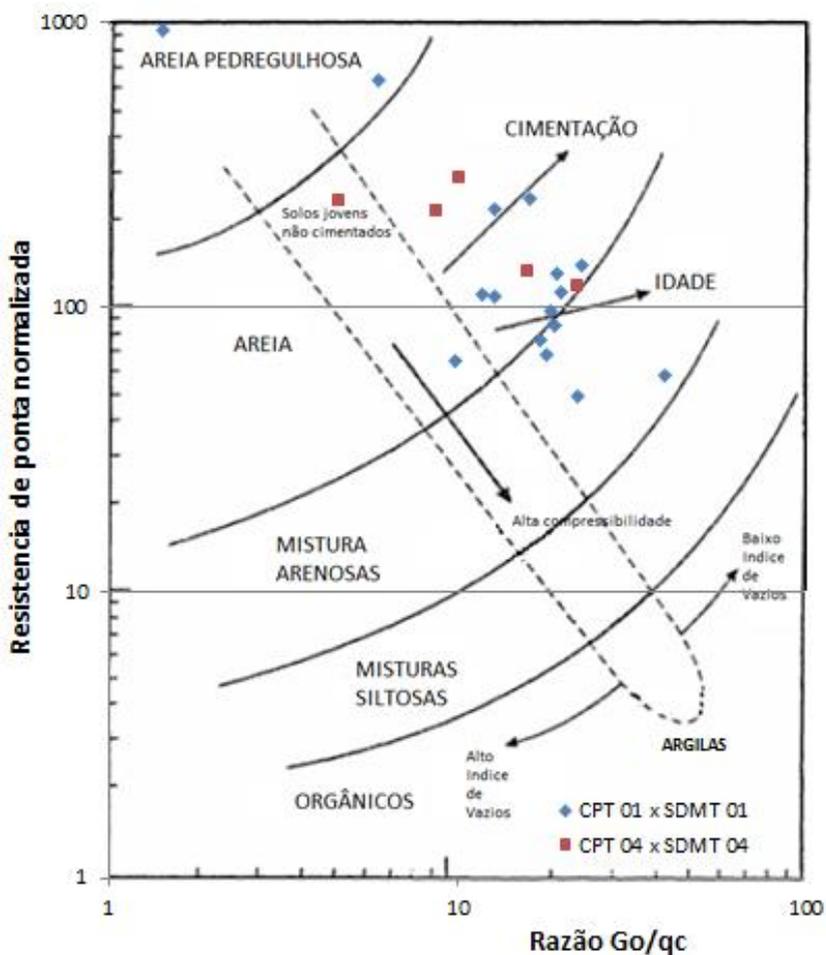
das cidades de Bauru (arenito), São Carlos (arenito) e Campinas (diabásio). Os resultados forma inseridos no ábaco de Robertson et al. (1997) e no gráfico de Schnaid et al. (2004). Os resultados mostram que é possível avaliar sinais de cimentação das partículas com uso desta metodologia. Estes autores ainda confirmam que a variação do grau de cimentação fica mais evidente nos solos lateríticos do que nos solos saprolíticos.

A elevada rigidez elástica e a baixa resistência das camadas mais superficiais (intemperismo físico e químico) são reflexos do processo de laterização que enriquecem os solos com alumínio e ferro e elementos associados que potencializam a formação de estruturas cimentadas com alta porosidade.

A razão entre a propriedade elástica a pequeníssimas deformações (G_o) e a resistência última (q_c) é uma boa relação para avaliação de uma estrutura de cimentação frágil e incipiente presente num arranjo estrutural meta estável. Qualquer perturbação, como a penetração do cone tem reflexo na queda do valor de resistência, quando comparada com a rigidez a muito baixa deformações.

Na atual pesquisa, devido a inexistência de poro pressão positiva, assumiu-se que a tensão total é igual a tensão vertical efetiva, da mesma forma que a resistência de ponta corrigida (q_i) é igual a resistência de ponta (q_c). A relação G_o/q_c foi calculada com a média aritmética dos valores de q_c ao redor da cota onde G_o foi medido. Analisando os resultados da relação entre o módulo sísmico obtido pelo SDMT e da resistência de ponta dos ensaios CPT realizados nos grupo de ensaios 01 e 04 são apresentados na Figura 188 seguir.

Figura 188 - Aplicação da carta proposta para avaliação da cimentação do solo residual silte arenoso de gnaíse.



Fonte: Autor

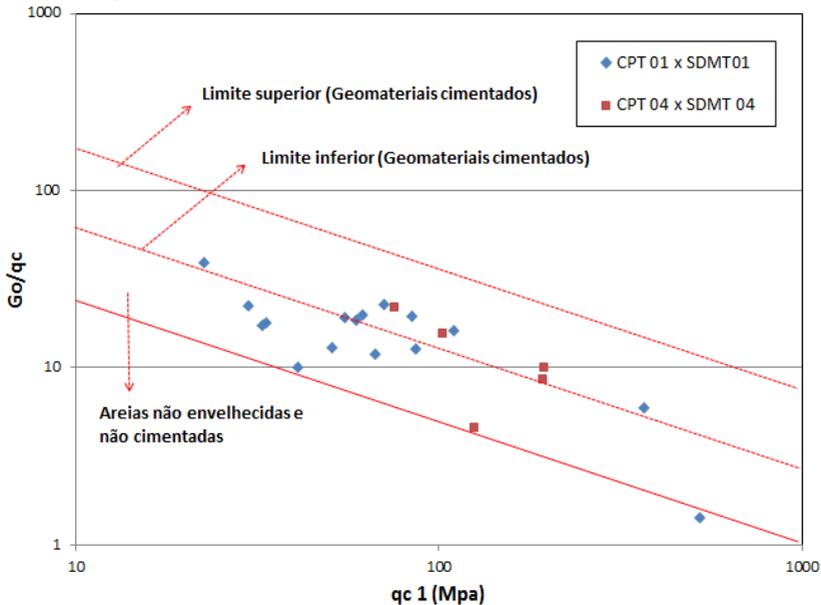
Observando-se o agrupamento de pontos obtidos a partir dos resultados dos ensaios 01 e 04 fica confirmado um material com comportamento predominantemente arenoso. Os dados também mostram um solo com presença de cimentação. Esta carta identifica a existência de cimentação, porém não quantifica este valor.

Outra abordagem bastante consagrada para verificação de cimentação em solo residual é mostrada nos trabalhos de Schnaid et al., 2004, Viana da Fonseca et al., 2006, já apresentado anteriormente no item 2.2.5. Naquelas pesquisas são mostrados os dados de ensaios SCPT em solos residuais, de areias artificialmente cimentadas (*Monterey*) e dados obtidos em campos experimentais da cidade do Porto em Portugal. Se os solos residuais possuem uma estrutura cimentada, os resultados dos pontos devem cair fora e acima do limite proposto por Eslaamizaad e Robertson para solos não cimentados.

A resistência de ponta q_{c1} refere-se a uma normalização da resistência de ponta em função da tensão vertical efetiva e pressão atmosférica. Conforme Figura 35 é definido um limite superior e inferior, respectivamente, de alto grau de cimentação e baixo grau de cimentação. Este gráfico relaciona o módulo G_o com a resistência de ponta do ensaio CPT.

Os resultados encontrados para os dois ensaios sísmicos correlacionados com o CPT, nos grupos 01 e 04 são mostrados na Figura 189.

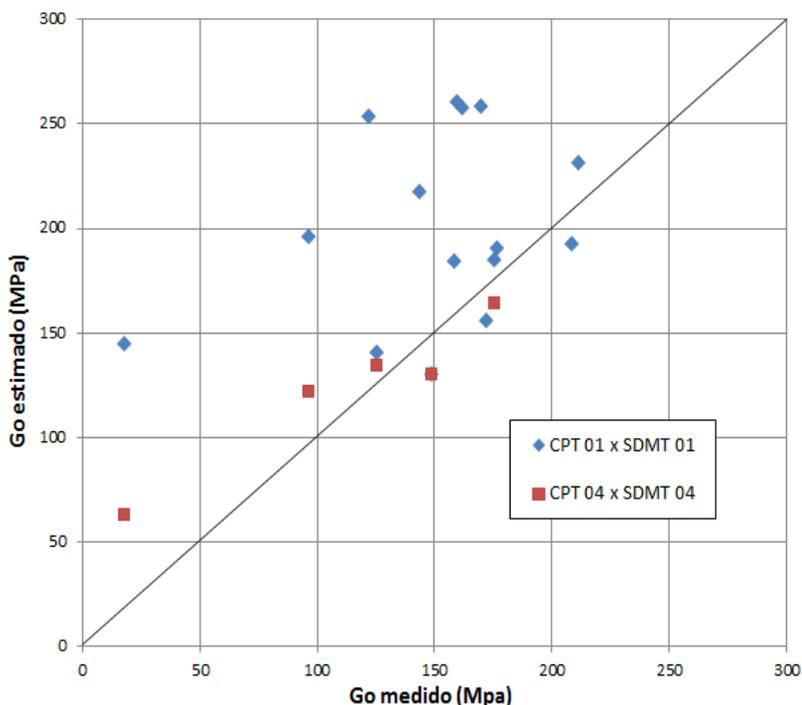
Figura 189 - Avaliação da relação entre $G_o/q_c \times q_{c1}$ para solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Modificado de Schnaid, 2004.

Analisando os dados obtidos, nota-se que os pontos encontram-se no limite inferior de solos cimentados refletindo o que foi encontrado nos ensaios de laboratório, o material possui um baixo grau de cimentação. A título de comparação dos resultados estimados pela equação 12 proposta por Viana da Fonseca (2006) para estimativa de G_0 , a partir de ensaio CPT. É realizada a avaliação do método, em solos residuais, com os valores medidos *in loco* pelo ensaio SDMT. Assim, é mostrado no gráfico da Figura 190 a seguir. Nota-se que o G_0 estimado tende a apresentar valores maiores do que os medidos diretamente em campo.

Figura 190 - Comparação de G_0 medido e estimado.

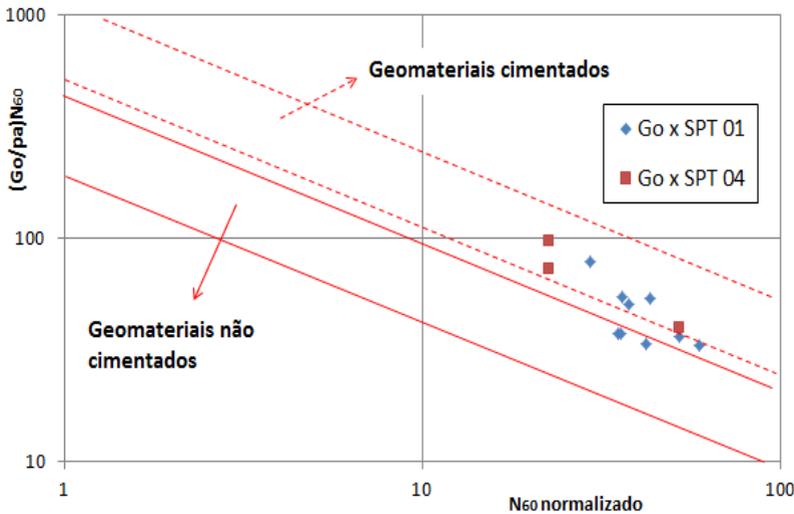


Fonte: Autor

Quanto ao SPT, Schnaid et al (2004) apontam também a relação entre N_{SPT} com as medidas sísmicas de G_0 para verificação da presença

de estrutura cimentada e a sua variação ao longo da profundidade. Essa combinação está expressa entre a relação de $(G_o/p_a)/N_{60}$ e a normalização de N_{60} através de $N_{60}(p_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$. A área delimitada pelas linhas tracejadas representa os limites de presença de cimentação entre as partículas e a área delimitada pelas linhas cheias os limites onde os materiais não são cimentados (Figura 191).

Figura 191 - Avaliação da relação entre $(G_o/p_a)N_{60}$ x N_{60} para solo residual silte arenoso de gnaiss



Fonte: Modificado de Schnaid, 2004.

Analisando os resultados do ensaio sísmico associado ao SPT, parece que ficam mais evidentes os sinais da cimentação do que o método anterior, relacionado com o CPT.

Tanto na verificação do módulo G_o relacionado com o ensaio CPT ou com o SPT ficou evidenciado a presença de estrutura cimentada no solo residual silte arenoso de gnaiss estudado nesta pesquisa. Os resultados da avaliação da presença de cimentação pelos ensaios de campo comprovam os resultados referenciais obtidos nos ensaios de laboratório.

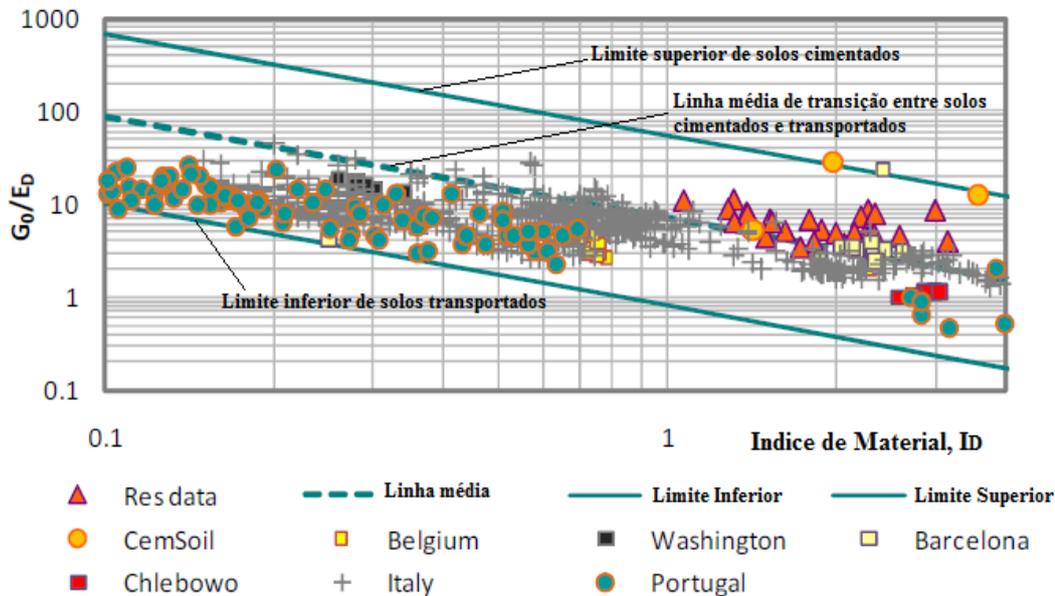
5.3.19 Módulo de cisalhamento máximo (G_o) do ensaio SDMT relacionado com índices do ensaio DMT

Na mesma tendência de avaliação de cimentação de solos, Nuno Cruz (2010) desenvolveu uma pesquisa em ambiente controlado para calibração da extensa e variada base de dados geotécnicos obtidos através de ensaio de campo e de laboratório.

Para esta pesquisa foi desenvolvido um dispositivo para trabalhar com amostras de grandes dimensões, procurando avaliar a influência da penetração na perda de resistência e rigidez, sobretudo devida a destruição parcial da estrutura de cimentação. O trabalho experimental consistiu na preparação de amostras cimentadas artificialmente, as quais foram ensaiadas em câmara triaxial e numa célula de grandes dimensões (CemSoil Box) onde foi possível instalar e cravar lâminas DMT e, instrumentar com outros equipamentos de medição de níveis de água, sucção e velocidades de ondas sísmicas.

Nuno Cruz (2010) verificou que a presença de cimentação também pode ser verificada na relação entre $G_o/E_D \times I_D$ já utilizada anteriormente para classificação dos solos. Os resultados da aplicação desta relação em sua pesquisa (CemSoil) e de outros solos residuais foram plotados de forma gráfica com resultados obtidos em solos sedimentares (Figura 192). É possível definir um limite superior para solos residuais, um limite de transição entre solos residuais/sedimentares (linha tracejada) e um limite inferior para solos sedimentares, conforme figura citada.

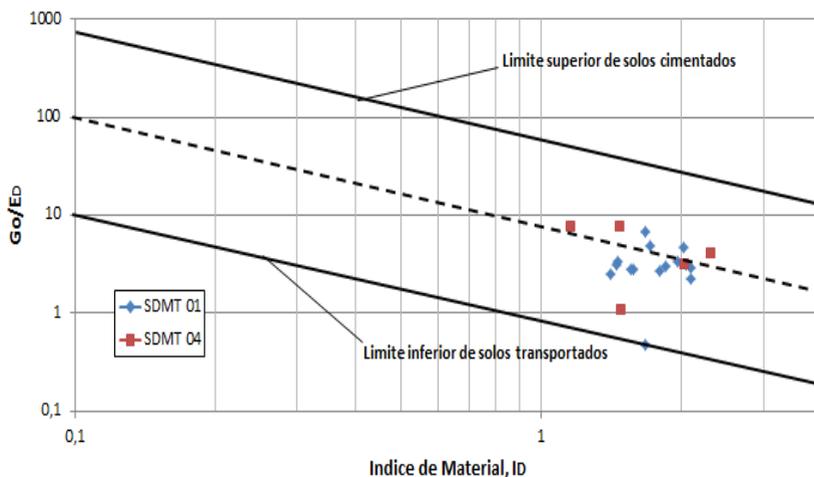
Figura 192: Resultados de $G_0/E_D \times I_D$ em solos residuais naturais e cimentados artificialmente e dados de solos arenosos sedimentares de outras pesquisas



Fonte: Cruz, 2010 apud Marchetti, 2008.

Aplicando nesta pesquisa em solos residuais de gnaiss e a metodologia proposta para verificação de sinais de cimentação nos solos estudados obteve-se os seguintes resultados (Figura 193). Nota-se a concentração de pontos sobre a linha que define a transição limite entre estados cimentados e não cimentados. Comparando-se com dados de outras pesquisas (Figura 192) observa-se que os resultados de outros solos residuais (em vermelho) também se situam no entorno desta linha média.

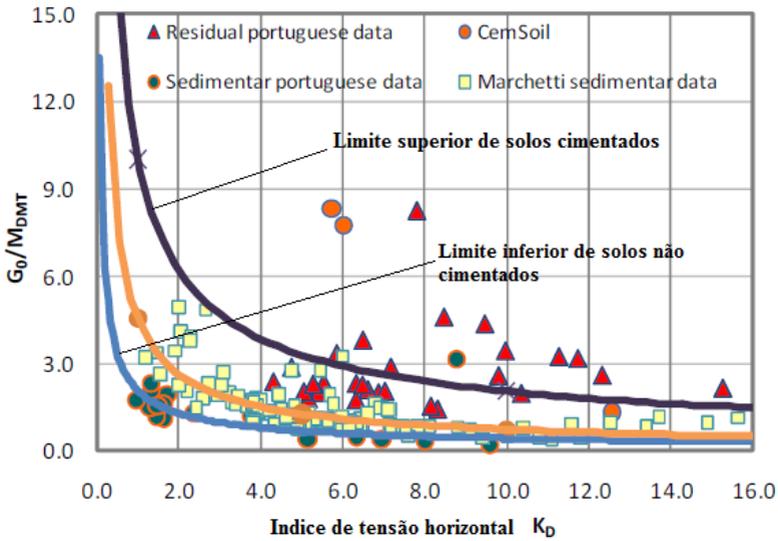
Figura 193: Resultados de $G_o/E_D \times I_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaiss



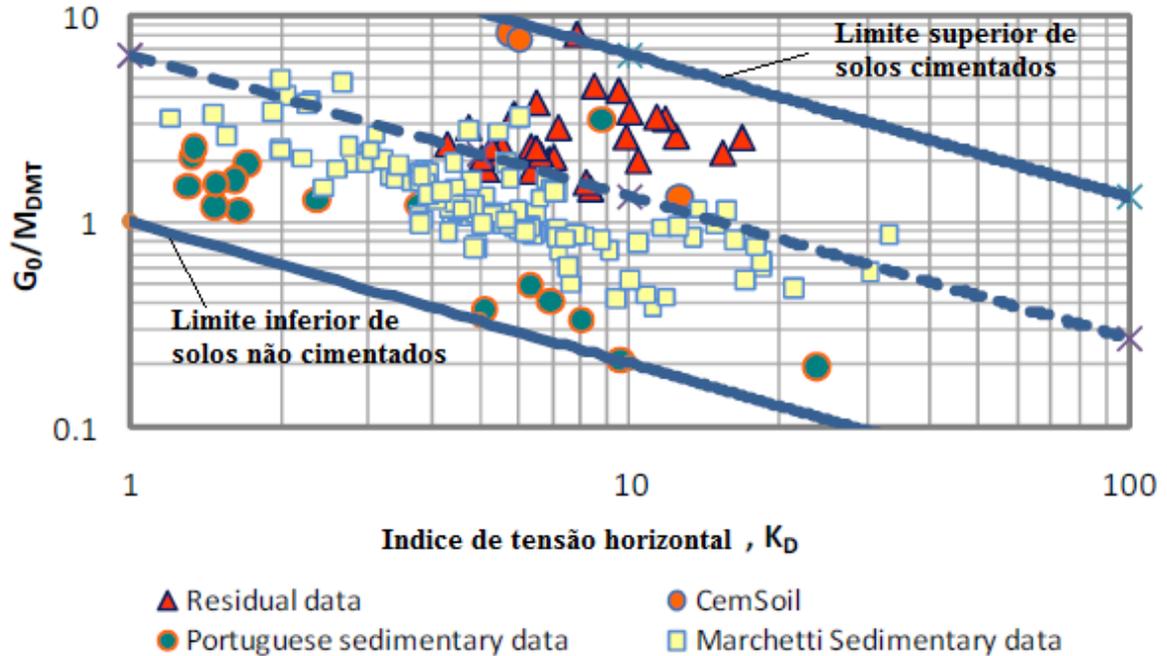
Fonte: Modificado de Cruz, 2010.

Porém, Cruz (2010) cita que a relação entre $G_o/M_D \times K_D$ reflete de forma mais clara a presença de cimentação do que as razões utilizadas em função da granulometria do material (I_D). Resultados de classificação do solo e avaliação da cimentação através da relação G_o/M_D versus índice de tensão horizontal do DMT pode ser visualizados nos gráficos (Figura 194 e Figura 195) obtidos por Cruz (2010).

Figura 194: Resultados de $G_0/M_D \times K_D$ em solos residuais naturais e cimentados artificialmente e dados de solos arenosos sedimentares de outras pesquisas



Fonte: Cruz, 2010 apud Marchetti, 2008.

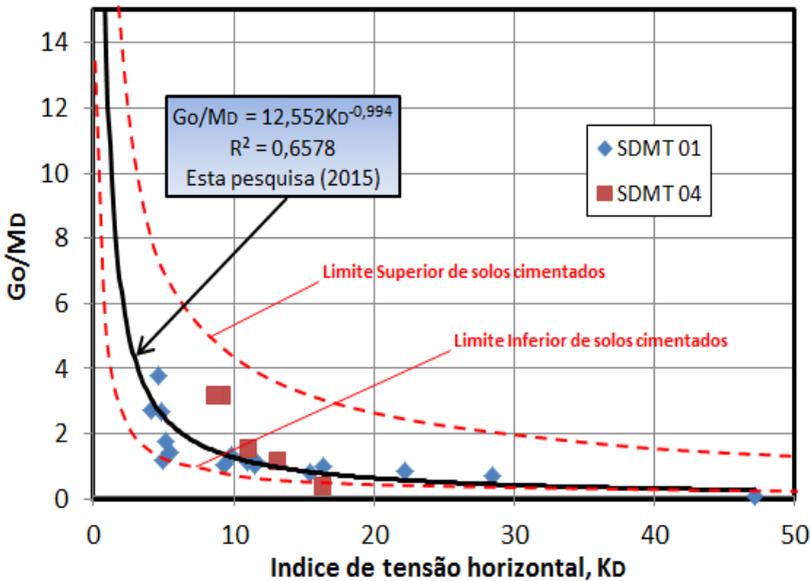
Figura 195 – Limites superior e inferior para solos residuais e sedimentares arenosos através de $G_0/M_{DMT} \times K_D$ 

Fonte: Cruz, 2010.

Este gráfico mostra os dados de solos sedimentares abaixo da linha média (tracejada) e acima desta os dados de solos residuais e solos artificialmente cimentados. Nota-se que alguns pontos de solos sedimentares estão acima da linha média e alguns pontos de solos cimentados encontram-se sobre esta linha.

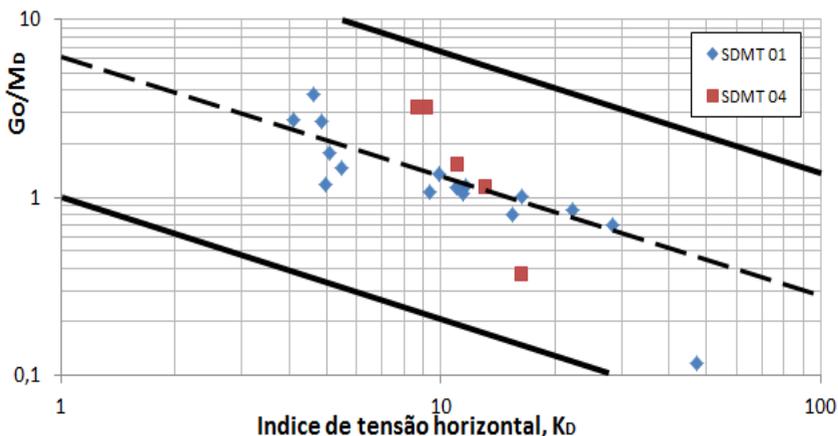
Nesta pesquisa, aplicando uma metodologia similar para verificação e análise do grau de cimentação foram plotadas os gráficos (Figura 196 e Figura 197) com estas relações. Ressalta-se que todos os parâmetros do ensaio DMT (I_D , E_D , K_D e M_D) foram aplicados os valores médios no entorno da profundidade onde foi medido G_o .

Figura 196 – Resultados de $G_o/M_D \times K_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Figura 197 - Resultados de $G_o/M_D \times K_D$ para avaliação de sinais de cimentação em solos residuais silte arenoso de gnaiss.



Fonte: Autor

Analisando os resultados com base nos limites definidos por Cruz (2010) parece que estes gráficos refletem mais claramente a cimentação dos solos estudados. Praticamente todos os pontos dos ensaios SDMT 01 e SDMT 04 ficaram sobre a linha média e com a grande maioria na área correspondente aos solos cimentados. Parece que a razão $G_o/M_D \times K_D$ é mais sensível para avaliação da cimentação em solos. Acredita-se que esta verificação é decorrente dos parâmetros envolvidos em tal análise.

Primeiramente, o módulo de cisalhamento à pequenas deformações, que já é reconhecido, e tem uma aplicabilidade essencial para verificação de cimentação porque as propagações das ondas são diretamente influenciadas pelas ligações entre as partículas. Em segundo e, principal aspecto, o módulo confinado, M_D , é determinado a partir do fator de correção R_m multiplicado por E_D . Este último obtido a partir de leituras p_1 e p_o . O fator de correção R_m é ainda função de K_D e I_D . Onde K_D é obtido pelas relações entre p_o e σ'_{vo} . Desta forma, o parâmetro M_D aplica no seu processamento todos os parâmetros intermediários do ensaio DMT, resultando num índice mais refinado.

5. CONCLUSÕES

Neste capítulo, primeiramente, será apresentado às conclusões gerais da pesquisa após a caracterização física e mecânica dos solos residuais estudados e, posteriormente, uma síntese final destas conclusões, bem como, sugestões de temas para pesquisas futuras.

CONCLUSÕES GERAIS

No que se referem às particularidades do local, amostragens, e resultados dos ensaios de laboratório e de campo, conduzidos num solo residual de gnaiss de Santo Amaro da Imperatriz/SC, pode-se chegar as seguintes conclusões gerais:

6.1 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL, AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Em relação às particularidades do local, amostragem dos blocos indeformados e a moldagem de corpos de prova *in loco* em solos residuais de gnaiss citam-se os seguintes aspectos:

- a rocha mãe do solo residual tem origem de um metamorfismo regional metassomático ocorrendo mudança na composição química da rocha evidenciado pela formação de novos minerais. No passado a região sofreu intensa atividade vulcânica. Sinais desses eventos ficam evidenciados até hoje nas águas termais que ocorrem na região;
- devido ao alívio de tensões promovidas por uma escavação a mais de 15 anos perceberam-se variações nos níveis de cimentação e nos índices físicos. Não foi possível quantificar até que profundidade o alívio de tensões influenciou na modificação destas propriedades;
- este processo de escavação deixou exposto o horizonte saprolítico do solo residual;
- a amostragem é bastante complicada devido a presença de estruturas reliquias típicas (bandeamentos) desses solos residuais;
- muitas amostras e corpos de prova tiveram que ser descartados após moldagem por apresentarem internamente, materiais que não foram observados externamente durante a coleta indeformada do solo;
- por mais que se fossem tomados todos os cuidados para manutenção da estrutura, índice de vazios e umidade natural observou-se que o

desconfinamento da amostra já provocou um alívio de tensões e, inevitavelmente algumas cimentações foram rompidas;

- mesmo que a anisotropia seja comum em solos residuais este tema merece ser mais bem investigado.

6.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

6.2.1 Caracterização física

No que se refere a características físicas dos solos residuais desta pesquisa conclui-se que:

- o valor da densidade real das partículas está entre 2,67 e 2,73;
- existe uma tendência na diminuição da densidade real das partículas quanto mais próximos a rocha de origem;
- a granulometria variou nas amostras do talude e poço de inspeção, por mais que a exposição causada pela escavação tenha um tempo relativamente curto para ocorrência do intemperismo físico e químico. É possível que o desconfinamento de tensões, e, os processos erosivos e de lixiviação superficial tenham sido acelerados, ocasionando alterações nas partículas;
- os limites de liquidez variaram entre 38% e 52% e o limite de plasticidade entre 6% a 18%;
- pode-se destacar uma variação considerável dos índices físicos. Principalmente, nos valores de peso específico seco e do índice de vazios entre as amostras do talude e do poço de inspeção. Isso pode ser motivado pela heterogeneidade natural do material, alívio de tensões e processos de erosão superficial. Contudo destaca-se que a variação do índice de vazios ao longo da profundidade é um aspecto característico de solos residuais.

6.2.2 Caracterização microscópica e mineralógica

Quanto aos resultados da microscopia eletrônica de varredura, ensaios de dispersão de energia e difração de raios-X em solo residual de gnaiss, destaca-se:

- nos ensaios MEV: pode-se visualizar a Caulinita e a Haloisita nas amostras ensaiadas, verificou-se um provável realinhamento das partículas após o cisalhamento; destacou-se ainda uma imagem da formação da Caulinita à partir da Haloisita;
- nos ensaios EDS: foi identificada a presença de Sílica e Alumínio;

- nos ensaios de DRX: ficaram evidenciados a presença dos minerais Quartzo, Caulinita, Haloisita, Muscovita, Philipsita e Rectorita;

6.2.3 Permeabilidade

Com os resultados dos ensaios de permeabilidade conduzidos fica demonstrado que;

- devido a anisotropia decorrente do sentido do fluxo de água adotado e a presença de macroestrutura *in loco*, o coeficiente de permeabilidade deve ser mais bem explorado;
- os valores de coeficiente de permeabilidade variaram entre 3,87E-05 a 6,83E-06cm/s;
- os coeficientes de permeabilidade do solo residual de gnaiss encontram-se dentro dos intervalos encontrados em outras pesquisas;
- foi verificado que a amostra com maior índice de vazios, nem sempre indica um solo mais permeável.

6.2.4 Compressão confinada

Com as curvas de compressibilidade obtidas dos ensaios de compressão citam-se alguns aspectos:

- nas amostras *Tal.4-AM.1-prof.0,5m* e *PI.1-AM.1-prof.0,5m* foi verificada uma maior sensibilidade em diferentes condições de inundação refletindo em variação na rigidez do material. As demais amostras não apresentaram variações na rigidez quanto houve mudança na condição de inundação e tiveram comportamentos similares;
- observou-se que a tensão de préadensamento virtual foram maiores do que a tensão vertical original do solo antes da escavação. Este fato é uma evidência de um comportamento típico de solos residuais, onde a presença de cimentação herdadas da rocha de origem deixam “marcas” no solo;
- em casos de escavação de terra ficou comprovado que no cálculo do $OCR_{virtual}$ deve ser considerado a tensão vertical efetiva presente *in situ*;
- pode-se comprovar a relação entre os coeficientes de compressibilidade C_c e C_r ao longo da profundidade, quanto mais próximos da rocha de origem, maior a rigidez do material;
- a relação entre C_c x índice de vazios, enquadrou o solo da pesquisa dentro de limites definidos em solos brasileiros e comprovou-se que quanto maior o índice de vazios, maior o coeficiente de compressão.

6.2.5 Compressão diametral

Nos ensaios de resistência a tração ficou comprovada:

- a variação da resistência a tração entre pares de amostras do mesmo ponto, reflexo da heterogeneidade e anisotropia destes solos;
- que não foi possível identificar até qual profundidade o descarregamento mecânico influenciou na quebra das cimentações devido a expansão do solo;
- que os valores de resistência a tração variaram entre 1,66kPa e 8,03kPa;
- que existe uma tendência na relação entre o aumento da coesão e o aumento da resistência a tração.

6.2.6 Cisalhamento direto

Em relação aos ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa, conclui-se que:

- ocorreu diminuição dos parâmetros de resistência na condição inundada para o mesmo nível de tensão confinante;
- com exceção das amostras *PI 1 – AM.1 – prof.1m* e amostras *PI 1 – AM.3 – prof.3m*, a inundação praticamente não alterou o valor do intercepto coesivo mas os valores de ângulos de atrito foram maiores na condição não inundada;
- no *Tal.4-AM.1-prof.0,5m* o ângulo de atrito, nas duas condições, permaneceu constante porém a coesão teve redução nas amostras inundadas;
- de maneira geral, a coesão das amostras teve uma grande redução quando submetidas a condição inundada denotando a influência da coesão aparente sobre as amostras no teor de umidade natural;
- os valores de coesão nas amostras inundadas oscilou entre 4,2kPa e 17,1kPa e o ângulo de atrito entre 32,8° e 39,2°;
- os valores de coesão nas amostras não inundadas variaram entre 14,4kPa e 27,3kPa enquanto que o ângulo de atrito entre 34,3° e 42,1°.

6.2.7 Ensaio Triaxial

Nos ensaios de compressão triaxial conduzidos em solo residual de gnaiss infere-se as seguintes observações:

- mesmo que o parâmetro B tenha valores inferiores a 1, acredita-se que após o procedimento descrito o solo estava 100% saturado;

- a presença de microestrutura influencia na rigidez do material, conseqüentemente, pode influenciar na determinação do parâmetro B;
- nos resultados das amostras *Tal. 2 – AM. 1- prof. 0,5m* e *PI 1 – AM. 2- prof. 2m* do ensaio CID pode-se observar um comportamento de resistência de pico e dilatância com baixo nível de tensão desviadora. Este aspecto já foi encontrado em pesquisas em solos artificialmente cimentados e reflete a importância da microestrutura sobre o comportamento geomecânico do solo, principalmente em baixos níveis de tensões;
- os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais drenados variam de 31kPa a 45kPa de coesão efetiva e $24,5^\circ$ a 29° de ângulo de atrito efetivo;
- os ensaios triaxiais não drenados, determinaram valores de coesão total entre 40kPa e 61kPa enquanto que o ângulo de atrito entre $14,5^\circ$ e 25° e valores de coesão efetiva entre 18kPa a 37kPa e ângulo de atrito efetivo entre $25,4^\circ$ e 30° ;
- as divergências nos parâmetros de resistência entre os ensaios devem estar associadas às características particulares de cada amostra que são originadas da heterogeneidade, anisotropia e tensões aplicadas em cada ensaio;
- os módulos de deformabilidade E_{25} e E_{50} apresentaram uma grande diferença entre si. Sendo o E_{25} sempre maior que o E_{50} . Existe uma tendência de maiores valores de módulos com o aumento da tensão de préadensamento virtual das amostras;
- com exceção da amostra *PI-1-AM1-prof.1m* todas as amostras apresentaram redução no módulo de deformabilidade quando a pressão confinante dos ensaios estava próxima da tensão de préadensamento virtual;
- Os resultados de módulo de Young devem ser interpretados com cautela porque a instrumentação externa, em alguns casos, pode subestimar consideravelmente os valores de módulo de deformabilidade. Estas variações podem estar associadas a imprecisões nas medidas das deformações já que foi garantida a qualidade na amostragem e moldagem dos corpos de prova;
- os valores do módulo E_{25} variaram de 1300kPa a 17000kPa e do módulo E_{50} de 1300kPa a 11700kPa.

6. 3 ENSAIOS DE CAMPO

Neste item serão apresentadas as principais conclusões obtidas com utilização dos ensaios de campo para caracterização das propriedades geotécnicas de solos residuais de gnaiss.

6.3.1 Perfil geotécnico e classificação dos solos

A realização de verticais lado a lado permitiu comparar as espessuras, classificações e estimativa das propriedades geotécnicas obtidas por cada tipo de ensaio. Nos ensaios de campo em solo residual de gnaiss citam-se os seguintes aspectos:

- os ensaios SPT classificaram o solo como um silte arenoso marrom de medianamente compacto à muito compacto. A resistência é crescente ao longo da profundidade e não identificaram a presença de nível de água;
- os ensaios CPT e DMT interpretaram as camadas como silte e silte arenoso. Apesar do solo do local de pesquisa apresentar uma textura similar foi possível identificar camadas mais delgadas não registradas pelo ensaio SPT;
- os atuais ábacos de classificação propostas pelo CPT (Robertson, Jefferies & Davies, 1993) interpretaram um tipo de comportamento de solo que se enquadrou no mesmo tipo de material inspecionado nas amostras do SPT;
- a utilização da carta de Marchetti (1980), à partir de $I_D \times E_D$, para classificação de solos, também interpretou um comportamento siltoso, ora areno siltoso. As correlações originais do ensaio DMT, desenvolvidas para solos sedimentares, tem dado bons resultados quando aplicados em solos residuais, não sendo necessários ajustes adicionais;
- a classificação do solo através de medidas sísmicas correlacionadas com índices do ensaio DMT mostrou ser uma boa alternativa para identificar o comportamento mecânico predominante do material. A nova proposta para classificação de solos com base na razão $G_o/E_D \times I_D$ também identificou o solo como um silte arenoso;
- a classificação do tipo de comportamento do solo com base na metodologia unificada através do I_C e I_D , respectivamente índice de comportamento à partir do cone e do dilatômetro, permitiram identificar um novo sub-grupo de solos residuais silte arenoso de gnaiss na cidade de Santo Amaro da Imperatriz;
- no que se refere a verificação de solos cimentados e não cimentados percebeu-se que as relações G_o/N_{SPT} e G_o/q_c tendem a apresentar valores

maiores nas camadas mais cimentadas, diminuïrem em camadas menos cimentadas e tornarem a aumentar na proximidade da rocha mãe. No caso da relaçaõ G_o/E_D , foi encontrado valores similares ao de outras pesquisas conduzidas em solos poucos desenvolvidos.

6.3.2 Peso específico dos solos

Nas determinaões da densidade natural dos solos analisados pode-se destacar que:

- o peso específico natural estimado pelos ensaios de campo se mostrou bem superior ao obtido em laboratório;
- os valores de peso específico obtidos pelo ensaio DMT superestimaram os valores reais determinados em laboratório. Possivelmente, pelo fato do índice de material, em solos cimentados, interpretar que a resistência adicional de expansão da membrana reflete um solo de maior densidade, conduzindo a uma superavaliação do peso específico do material. Mesmo assim, a estimativa do DMT foi menor do que os valores de densidade natural sugeridos em literaturas para o ensaio SPT.

6.3.3 Densidade relativa

A densidade relativa dos solos residual desta pesquisa foi obtida a partir dos ensaios de cone. Sobre os aspectos que envolvem esta propriedade citam-se:

- em alguns ensaios CPT notou-se uma tendência de valores mais altos de densidade relativa na superfície, em alguns casos, maiores do que 100%, e que tendem a decrescer no maciço e tornar a subir na proximidade da rocha de origem. Isto sugere que a cimentação pode estar contribuindo para valores de densidade maiores do que os reais.
- em outros ensaios, a densidade praticamente permaneceu constante durante a profundidade até aumentar próximo do impenetrável. Esse valor de densidade obtida pelo CPT diverge da classificação obtida pelo SPT, que indica aumento da compacidade ao longo da profundidade;
- sugeriu-se uma avaliação da densidade a partir do módulo dilatométrico E_D , e da tensão vertical efetiva. A carta proposta foi elaborada com base nos valores dos ensaios CPT e DMT e, aparentemente indicam um razoável estimativa da densidade relativa em solos residuais de gnaiss, porém, mais estudos devem ser feitos para avaliar esta metodologia proposta.

6.3.4 Ângulo de atrito

Na comparação dos valores de ângulo de atrito obtidos em laboratório com os estimados através dos ensaios de campo podem-se chegar as seguintes conclusões:

- os ensaios de campo mostram uma tendência bem definida de exibirem valores maiores na superfície, decrescerem no maciço de solo e voltar a subir na proximidade da rocha de origem;
- em todas as análises feitas através dos ensaios de campo e laboratório, o ensaio de cisalhamento direto não inundado foi o que demonstrou maior semelhança com as estimativas feitas em campo;
- a estimativa de ϕ via SPT indicou valores elevados nos solos estudados. Provavelmente, pelo fato da coesão aparente e cimentação estarem contribuindo para o aumento dos valores de N_{SPT} . Cabe ressaltar que cada correlação e gráfico foi desenvolvido em solos particulares e, neste caso precisaria de maiores ajustes para adaptar estas pesquisas nos solos residuais de gnaiss de esta região;
- através dos resultados dos ensaios CPT utilizados na carta para determinação de ϕ proposta por Robertson & Campanella (1983) foi possível estimar um ângulo de atrito virtual de 38° para o solo residual de gnaiss;
- os resultados do ângulo de atrito através do CPT e DMT mostraram uma similaridade muito grande entre si. Porém, indicaram valores maiores que os determinados nos ensaios laboratoriais. Em alguns pontos, a aproximação entre os métodos de campo e laboratório foram satisfatórias;

Em solos residuais parcialmente saturados a resistência é governada por duas componentes: uma coesiva e outra de atrito. Na ausência de um modelo que contemple esta duas parcelas, normalmente as análises são feitas considerando somente a parcela de atrito. A coesão é a parcela predominante nas camadas mais superficiais e com baixos níveis de tensões, possivelmente, por serem influenciados pela sucção, que acaba por resultar em estimativas de ângulos de atrito mais elevados à partir dos ensaios de campo. Enquanto que em profundidade, com altos níveis de tensões, a componente de atrito prevalece. Neste sentido foi proposta uma relação entre as diferença dos ângulos de atrito estimados pelo CPT e DMT, onde estão embutidos a contribuição da cimentação e sucção, e os valores determinados pelo triaxial, onde a resistência refere-se somente a natureza atritiva. Esta diferença correlacionada com a coesão efetiva parecem dar algum sentido para o entendimento e interpretação das estimativas de ângulo de atrito feitas à partir de ensaios de campo.

6.3.5 Módulo de Elasticidade

No que se refere às avaliações de rigidez do material, com base nos ensaios de campo conclui-se que:

- maiores estudos e novas correlações devem ser obtidas a partir de ensaios de laboratório conduzidos em amostras de altíssima qualidade e com instrumentação adequada;
- os resultados desta pesquisa mostram grandes diferenças na estimativa de E à partir das metodologias utilizadas;
- a cravação das sondas altera o estado inicial dos solos, principalmente arenosos, associado a uma rigidez não linear típica de solos residuais reflete-se que o módulo de deformabilidade deve variar muito dentro do maciço;
- devido a esta heterogeneidade natural do material, é previsível a diferença de medidas entre os ensaios de campo e também entre os ensaios de laboratório.

6.3.6 Razão de préadensamento virtual

A avaliação da razão de préadensamento virtual (OCR_{virtual}) realizada em solos residuais de gnaiss chegou as seguintes conclusões:

- no caso desta pesquisa, o uso da tensão vertical efetiva atual, ou seja, após o retaludamento mostrou ser mais coerente com o conceito que envolve a história de tensões em solos;
- no caso do DMT, como já apresentado, o valor de $K_D = 2$ é utilizado com uma fronteira entre o estado préadensado e normalmente adensado. Que em solos residuais pode ser entendido como diferenças entre materiais cimentados e não cimentados. Os resultados desta pesquisa mostram valores de K_D muito maiores do que 2. Em alguns furos DMT, obtiveram-se valores de K_D , na superfície do terreno, entre 20 a 60. E em todos os furos, K_D diminuiu e se estabilizou com a profundidade;
- o valor de $K_D=10$ parece sugerir a mudança de estado de cimentação nestes solos residuais estudados. Com isso, conclui-se que K_D reflete os efeitos da cimentação mesmo com a variação das propriedades de resistência ao longo da profundidade;
- a avaliação de OCR_{virtual} pelos ensaios CPT e DMT mostrou ser uma boa alternativa. A relação mais indicada para esta avaliação é a razão $M_D/q_c \times \sigma'_{vo}$. Esta relação define valores que tendem a estar entre 10-12 na fronteira de solos cimentados e não cimentados e, frequentemente entre 12-24 para solo sedimentares préadensados (Jendeby, 1992). Esta diferença deve ser entendida como resultado da estrutura cimentada. Isto

também mostra que o aumento da profundidade impacta mais sobre M_D do que sobre q_c , fazendo esta relação diminuir. Em solos residuais de gnaiss também se confirma estes limites de grau de cimentações, porém para solos cimentados encontrou-se um intervalo de 12-42;

- a estimativa de OCR proposta por Marchetti (1980) demonstrou que necessita de ajustes para aplicação em solos cimentados. Acredita-se que a equação calibrada a partir dos ensaios de laboratório mostrou-se mais adequada para esta estimativa em solos residuais de gnaiss.

6.3.7 Coeficiente de empuxo no repouso

A aplicação de diferentes abordagens para estimativa deste parâmetro resultou em algumas conclusões:

- a determinação do coeficiente de empuxo à partir dos ensaios de campo deve sempre levar em conta que a cravação das ponteiras alterou de alguma maneira as tensões horizontais e, conseqüentemente o coeficiente K_0 . Entende-se que no ensaio DMT as deformações foram menores e as leituras são realizadas num material que sofreu uma perturbação menor do que se comparado ao CPT. A problemática envolve a quantificação deste dano em ambos os ensaios. O coeficiente de empuxo varia consideravelmente quando sua microestrutura ainda está preservada e também pelo nível de tensão induzido;

- acredita-se que através de amostras de qualidade e ensaios triaxiais K_0 bem conduzidos seria possível determinar o valor deste coeficiente e, posteriormente calibrar as equações dos ensaios CPT e DMT de maneira que o acréscimo de tensão horizontal produzida pela penetração e, os eventuais efeitos da penetração fossem considerados nos resultados;

- a equação original proposta por Marchetti (1980) apresentou valores de K_0 muito superiores aos encontrados em outras pesquisas. O autor sugeriu uma adequação desta equação para os solos residuais desta pesquisa, porém, ensaios triaxiais K_0 devem ser realizados para validação desta proposta.

6.3.8 Grau de cimentação

Na verificação do nível de cimentação dos solos residuais com base nos ensaios de campo citam-se:

- o índice E_D do dilatômetro é mais sensível para verificação da presença de cimentação do que K_D . Pelo fato do registro de p_l ser obtido num solo menos perturbado pela penetração da sonda, a estrutura natural se

encontra mais preservada refletindo mais diretamente em E_D do que em K_D ;

- foi sugerido um gráfico que relaciona $E_D \times q_c$ para verificação do grau de cimentação dos solos. Mais pesquisas devem ser feitas para certificar esta proposta;

- o módulo confinado M_D é obtido através dos parâmetros intermediários I_D , K_D e E_D . Logo resulta num parâmetro mais refinado e mais indicado para avaliação da cimentação. Tanto as razões M_D/q_c e M_D/E_D versus resistência ponta comprovam serem eficazes na avaliação das cimentações. Contudo, a razão M_D/q_c tanto relacionada com a tensão vertical efetiva como, com a própria resistência de ponta, apresenta melhores resultados pelo fato do módulo confinado crescer mais linearmente enquanto que a resistência de ponta exponencialmente;

- no que se refere a avaliação da cimentação através de ensaios sísmicos foram encontrados resultados satisfatórios que permitiram avaliar o nível de cimentação presente do solo deste trabalho. Todas as relações entre G_o com índices do SPT, do CPT e do DMT mostram alternativas para análise da microestrutura em solos residuais. Porém, a relação que pareceu melhor caracterizar a presença de cimentação no solo estudado foi $G_o/M_D \times K_D$;

De maneira análoga a outras pesquisas conduzidas em solos cimentados, a aplicação desta metodologia busca definir limites para solos que possuem fortes cimentações e limites onde estas cimentações são muito baixas ou não existem. Na mesma linha dos trabalhos de Giacheti e De mío (2008) utilizando o gráfico proposto por Robertson et al. (1997) foi identificado a presença de cimentação no solo residual desta pesquisa. Observando os trabalhos de Schnaid (2004), Viana da Fonseca (2006) e Cruz (2010) percebe-se que não são incomuns alguns pontos obtidos nos solos analisados, ficarem fora dos limites pré-estabelecidos. Isto também ocorreu nesta pesquisa. Alguns pontos ficaram fora dos limites inferior e superior definidos nos métodos. Porém, existe uma tendência clara da maioria dos pontos analisados em solo residual de gnaiss situarem-se exatamente sobre a linha média, ou seja, próximo da fronteira entre solos cimentados e não cimentados. Acredita-se que isto indica a existência de um baixo grau de cimentação presente no solo residual silte arenoso de gnaiss.

6.3.9 Outras relações estudadas entre os ensaios de campo

Foram utilizadas algumas relações consagradas na literatura para avaliação dos solos residuais de gnaiss desta pesquisa, chegam-se as seguintes conclusões:

- a razão q_c/N_{60} está dentro do intervalo sugerido em outras pesquisas conduzidas em solos residuais. A razão q_c/N_{60} relacionada com a distribuição granulométrica possibilitou verificar que os valores obtidos estão abaixo da linha sugerida por Robertson & Campanella (1983) e os resultados vão ao encontro de outras pesquisas brasileiras conduzidas em solos finos;
- os resultados desta pesquisa confirmam a relação entre $E_D \times N_{SPT}$ proposta por Mayne & Frost (1989), principalmente os grupos 01, 02 e 03. Os resultados obtidos ficam em sua maioria dentro dos limites de desvio estabelecidos por aqueles autores;
- a relação entre $M_D \times N_{SPT}$ proposta por Schmertmann & Crapps (1988) não foi confirmada para o solo residual estudado. Apenas no grupo 02 foi observada uma melhor tendência da relação entre estes índices;
- na verificação da relação entre o Índice de material e a razão de atrito normalizada, os valores desta pesquisa exibiram resultados levemente superiores aos propostos pela equação de Mayne & Frost(2004).

CONCLUSÕES FINAIS

As principais conclusões ao término desta pesquisa são:

- a) O valor da densidade real das partículas está entre 2,67 e 2,73, os limites de liquidez variaram entre 38% e 52% e o limite de plasticidade entre 6% a 18%;
- b) Pode-se destacar uma variação considerável dos índices físicos. Contudo, destaca-se que a variação do índice de vazios ao longo da profundidade é um aspecto característico de solos residuais;
- c) Nos ensaios de mineralogia ficaram evidenciados a presença dos minerais Quartzo, Caulinita, Halóisita, Muscovita, Philipsita e Rectorita;
- d) As tensões de préadensamento virtual foram maiores do que a tensão vertical original do solo antes da escavação. Este fato é uma evidência de um comportamento típico de solos residuais, onde a presença de cimentação herdadas da rocha de origem deixam “marcas” no solo;
- e) A relação entre C_c x índice de vazios, enquadrou o solo da pesquisa dentro de limites definidos em solos brasileiros e comprovou-se que quanto maior o índice de vazios, maior o coeficiente de compressão;
- f) Os valores de coeficiente de permeabilidade variaram entre $3,87E-05$ a $6,83E-06$ cm/s;
- g) A variação da resistência a tração entre pares de amostras do mesmo ponto, reflexo da heterogeneidade e anisotropia destes solos, os valores de resistência a tração variaram entre 1,66kPa e 8,03kPa;
- h) No cisalhamento direto, de maneira geral, a coesão das amostras teve uma grande redução quando submetidas a condição inundada denotando a influência da coesão aparente sobre as amostras no teor de umidade natural. Os valores de coesão nas amostras inundadas oscilou entre 4,2kPa e 17,1kPa e o ângulo de atrito entre $32,8^\circ$ e $39,2^\circ$. Os valores de coesão nas amostras não inundadas variaram entre 14,4kPa e 27,3kPa enquanto que o ângulo de atrito entre $34,3^\circ$ e $42,1^\circ$;
- i) Nos ensaios triaxiais os parâmetros de resistência drenados variam de 31kPa a 45kPa de coesão efetiva e $24,5^\circ$ a 29° de ângulo de atrito efetivo. Os ensaios triaxiais não drenados, determinaram valores de coesão total entre 40kPa e 61kPa

- enquanto que o ângulo de atrito entre $14,5^\circ$ e 25° e valores de coesão efetiva entre 18kPa a 37kPa e ângulo de atrito efetivo entre $25,4^\circ$ e 30° . Os valores do módulo E_{25} variaram de 1300kPa a 17000kPa e do módulo E_{50} de 1300kPa a 11700kPa;
- j) Os ensaios de campo SPT, CPT e DMT identificaram um perfil geotécnico similar, classificando o solo como um silte arenoso. A classificação através do SDMT com o uso da relação $G_o/E_D \times I_D$ também identificou um solo silte arenoso;
 - k) A classificação do tipo de comportamento do solo com base na metodologia unificada através do I_C e I_D permitiu definir um novo sub-grupo de solos residuais silte arenosos de gnaiss na cidade de Santo Amaro da Imperatriz;
 - l) As relações G_o/N_{SPT} , G_o/q_c e G_o/E_D permitiram definir limites de solos cimentados e não cimentados;
 - m) O peso específico natural estimado pelos ensaios de campo se mostrou bem superior ao obtido em laboratório;
 - n) Foi sugerida uma estimativa da densidade a partir do módulo dilatométrico E_D , e da tensão vertical efetiva, porém, mais estudos devem ser feitos para avaliar esta metodologia proposta.
 - o) Os ângulos de atrito estimados a partir dos ensaios de campo realizados nesta pesquisa mostraram-se superestimados quando comparados com as determinações de laboratório. Este fato é explicado porque na resistência medida pelos ensaios de campo está embutida às parcelas de cimentação e sucção. E os gráficos e equações onde as estimativas de ângulo de atrito através dos ensaios de campo são fundamentadas em modelos atritivos. Existe uma necessidade urgente da criação de um modelo coesivo-atritivo que permita analisar os solos residuais sobre estes aspectos de resistência;
 - p) O módulo de elasticidade desta pesquisa mostram grandes diferenças na estimativa de E à partir dos ensaios de campo utilizados e quando comparados com determinações de laboratório. Mais estudos devem ser feitos em solos residuais, principalmente, com utilização do pressiómetro;
 - q) Nas avaliações de $OCR_{virtual}$, o valor de $K_D=10$ parece sugerir a mudança de estado de cimentação nestes solos residuais estudados. A estimativa de $OCR_{virtual}$ pelos ensaios CPT e DMT mostrou ser uma boa alternativa. A relação mais indicada para esta avaliação é a razão $M_D/q_c \times \sigma'_{vo}$. Esta relação definiu

- valores entre 10-12 na fronteira de solos cimentados e não cimentados e 12-42 para limites de solos cimentados.
- r) A determinação do coeficiente de empuxo à partir dos ensaios de campo deve sempre levar em conta que a cravação das ponteiros alterou de alguma maneira as tensões horizontais e, conseqüentemente o coeficiente K_0 . Entende-se que no ensaio DMT as deformações foram menores e as leituras são realizadas num material que sofreu uma perturbação menor do que se comparado ao CPT. A problemática envolve a quantificação deste dano em ambos os ensaios. O coeficiente de empuxo varia consideravelmente quando sua microestrutura ainda está preservada e também pelo nível de tensão induzido;
 - s) No que se refere a detecção de cimentações à partir do DMT, cita-se que o índice E_D é mais sensível para verificação da presença de cimentação do que K_D ;
 - t) Foi sugerido um gráfico que relaciona $E_D \times q_c$ para verificação do grau de cimentação dos solos residuais desta pesquisa;
 - u) O módulo confinado M_D é um parâmetro mais refinado e mais indicado para avaliação da cimentação. Tanto as razões M_D/q_c e M_D/E_D versus resistência ponta comprovam serem eficazes na avaliação das cimentações. Contudo, a razão M_D/q_c apresenta melhores resultados;
 - v) A avaliação da cimentação através de ensaios sísmicos indicaram que as relações entre G_0 com índices do SPT, do CPT e do DMT mostram-se alternativas para análise da microestrutura em solos residuais. Porém, a relação que pareceu melhor caracterizar a presença de cimentação no solo estudado foi $G_0/M_D \times K_D$;

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Coleta e preparação de amostras para realização de ensaios que determinem as propriedades de resistência considerando a orientação dos planos de fraqueza de solos residuais;
- Detalhar a mineralogia dos argilominerais na fração $<2\mu\text{m}$ em amostra natural, glicolada e calcinada;
- Ensaios que determinem a resistência a tração em solos residuais de diferentes origens relacionando os resultados com os minerais presentes nos solos, com objetivo de entender a influência da mineralogia na cimentação;

- Ensaios triaxiais do tipo K_0 para caracterizar o comportamento dos solos cimentados com objetivo de calibrar as equações utilizadas à partir dos ensaios de campo;
- A fim de comparar os ensaios de laboratório com campo realizar a coleta de blocos indeformados com intervalos de profundidade menores, por exemplo, a cada 50cm;
- Realizar ensaios de campo agrupados em outros solos residuais de gnaiss buscando verificar e ajustar as equações desenvolvidas para solos sedimentares de clima temperado;
- Realizar ensaios de campo em ambiente controlado com diferentes níveis de cimentação e comparar os resultados com o material desestruturado e remoldado nas mesmas condições das amostras naturais.
- Aprofundamento da influência da sucção sob os parâmetros geotécnicos através de medidas da sucção em campo considerando a sazonalidade e em laboratório com nível de sucção controlada.

7. REFERÊNCIAS

ABEF. Research on Foundation Engineering. Published on the occasion of the XII ICSMF, 9-45. 1989.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio, CB-02. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181**: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência a tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

ABNT. Associação Brasileira de Normas. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14545**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, 2000.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR 12069 MB-3406**: Solo - ensaio de penetração de cone in situ (CPT), CB-02. Rio de Janeiro, 1990.

ALONSO, E.E., GENs, A., JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 40, No. ° 3, pp. 405–430. 1990.

ANDERSON, J.B., OGUNRO, V.O., DETWILER, J.M., STARNES, J.R. DMT testing for the estimation of Lateral Earth Pressure in Piedmont Soils. Proceedings from the second international flat dilatometer conference, Atlanta/USA, 2006.

ASTM. American Society For Testing And Materials. Suggested method for perfroming the flat dilatometer test. *Geotechnical Testing Journal*, v. 9, n.2, p. 93-101. West Conshohocken, PA, USA, 1986.

ASTM. American Society for Testing and Materials. Método de ensaio padronizado para execução do DMT. 1986.

ASTM. American Society for Testing and Materials. **ASTM D3080**: Standard Test Method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. West Conshohocken, PA, USA, 2004.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., and PASQUALINI, E. Cone resistance of a dry medium sand. *In* Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, Vol.2, pp. 427-432. 1981.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., and PASQUALINI, E. Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd part: drained penetration of sands. *In* Proceedings of 4th Int. Geotechnical Seminar. Nanyang Technological Institute, Singapore, Field Inst. & In Situ Measurements, pp. 143-162. 1986.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M. Stiffness of sands from CPT, SPT and DMT. Penetration Testing in the UK. Thomas Telford, London, pp. 299–305. 1988.

BALDI, G., BELLOTI, R., GHIONA, V.N., JAMIOLKOWSKI, M., LO PRESTI, D.C.F. Modulus of sands from CPT's and DMTs. Proc. XIII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1: pp. 165–170. Balkema, Rotterdam, 1989.

BALIGH, M.M. and SCOTT, R. F. Quasi Static Dep penetration Clays. ASCEJ.GE, Vol. 101, pp.1119-1133. 1975.

BARROS, J.M.C., HACHICH, W. Foundations subjected to Dynamic Loading. Ed by ABMS – Brazilian Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. *In* Foundations – Theory and Practice, Chapter 10, pp. 409–442, São Paulo, 1996.

BRAJA M. DAS. Fundamentos da engenharia geotécnica. Tradução da 6^o edição norte-americana. Ed. Thomson Learning, 2007

BEGEMANN, H.K.S.P., The friction Jacket Cone as an aid in determining the soil profile, in: 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal University Press, 1965.

BERNADES, J.A. Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss, Dissertação de mestrado, Universidade Federal d Rio Grande do Sul, 131p. 2003.

BEVILAQUA, F. Z. Estudo do comportamento geomecânico de solos residuais de granito de Florianópolis. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. 2004.

BERINGEN, F.L., KOLK, H.J., WINDLE, D., Cone penetration and laboratory testing in marine calcareous sediments. *In: Demars, K.R., Chaney, R.C. (Eds.), Geotechnical Properties, Behavior, and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777*, pp. 179–209. 1982.

BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Imperial. College, 1962.

BITTENCOURT, M.F., BONGIOLO, E.M., PHILIPP, R.P., MORALES, L.F.G.; RUBERT, R.R., MELO, C.L., LUFT JR, J.L. Estratigrafia do Batolito Florianópolis, Cinturão Dom Feliciano, na região de Garopaba - Paulo Lopes, SC. Revista Pesquisa em Geociências. Instituto de Geociências, UFRGS, 2008.

BOEHL, P.E.G. Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2011.

BOWLES, J.E., Foundation analysis and design. 4th edition. The McGraw-Hill Companies, International Editions, 1988.

BRAND, E.W.; PHILLIPSON, H.B. Review of international practice for the sampling and testing of residual soils. Sampling and Testing of Residual Soils-a Review of International Practice. Hong Kong: Scorpion Press, p. 7-21. 1985.

BRESSANI, L.A. Experimental properties of bonded soils. PhD thesis, University of London, 1990.

BRESSANI, L.A. External measurement of axial strain in the triaxial test. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 18, n^o 2, June 95, pp. 226-240. 1995.

BRIAUD, J.L., MIRAN, J., *The Flat Dilatometer Test*. Washington: Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, 102 p., 1992.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. Seismic cone penetration test. *ASCE Geot. Spec. Publ. No. 6 on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, pp 116-130. 1986.

CAMPANELLA, R.G. e ROBERTSON, P.K., Use and Interpretation of a Research Dilatometer. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 28, pp. 113-126. 1991.

CARDOSO Jr., C.R. Estudo do Comportamento de um Solo Residual de Gnaisse Não saturado para Avaliar a Influência da Infiltração na Estabilidade de Taludes. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2006.

CASAGRANDE, A. Classification and identification of soils, *Transactions ASCE*, vol. 113, p.901–992. 1948.

CECÍLIO JR. M. O. Estudo do Comportamento de um Túnel em Solo Residual de Gnaisse por Meio de Ensaios Triaxiais com Controle de Trajetórias de Tensões. . 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

CODESC. Companhia de Desenvolvimento do Estado de Santa Catarina. Disponível em: <http://www.codesc.sc.gov.br/>. Acesso em 1º/12/2011.

COLLINS, R. Towards characterization of tropical soil microstructure. Proc. 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol.1, pp.85-96; Discussion, Vol.3, pp.207-209. Brasília, 1985.

COSTA Filho, L.M., L. DÖBEREINER, T.M.P. DE CAMPOS, E., VARGAS Jr. Fabric and engineering properties of saprolites and laterites. General Report/Discus. Session 6 – Invited lecture. Proc. 12th ICSMFE.. Vol. 4, pp. 2463–2476. Rio de Janeiro, 1989.

COUTINHO, R.Q., COSTA, F.Q., SOUZA NETO, J. B. Geotechnical Characterization & Slope in Residual Soil in Pernambuco, Brasil, in Proc. II PSL – 2nd Pan-American Symposium on Landslides / II COBRAE – 2nd Brazilian Conference on Slope Stability, ABMS, Vol. 1, pp. 287–298. Rio de Janeiro, 1997.

COUTINHO, R.Q., SOUZA NETO, J.B., BARROS, M.L.S., LIMA, E. S., CARVALHO, H. A. Geotechnical characterization of a young residual soil/gneissic rock of a slope in Pernambuco, Brazil. 2nd International Symposium on The Geotechnics of Hard Soils and Soft Rocks, Vol. 1, 115–126. Naples, Italy, 1998.

COUTINHO, R.Q., SOUZA NETO, J.B., DOURADO, K.C.A. General report: Characterization of non-textbook geomaterials. Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Vol. 2 pp. 1233–1257. Porto, Portugal, 2004a.

CRUZ, N., VIANA DA FONSECA. A., Portuguese experience in residual soil characterizations by DMT tests. Proceedings from the Second Flat Dilatometer conference. 2006.

CRUZ N., VIANA DA FONSECA A., NEVES E. Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils by DMT data. Geotechnical and geophysical Site Characterization. Ed A. Viana da Fonseca e P. Mayne. PP. 1275-1278. Millpress, Rotterdam, 2006.

CRUZ, N. Modelling geomechanics of residual soils with DMT tests. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto/Portugal, 2010.

DANZINGER, F. A. B., POLITANO, C.F. & DANZINGER, B. R. CPT-SPT correlations for some Brazilian residual soils. First International Conference on Site Characterization- ISC'98. Atlanta, Vol.2, pp.907-912. 1998.

DAVISON DIAS, R., Proposta de metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais. Revista do Instituto Geológico. V. Especial, p 51-55. São Paulo, 1995.

DE RUITER, J., Electronic penetrometer for site investigations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 97, p. 457-462. 1971

DEINFRA. IN-05/94 - Instrução Normativa para Execução de Poços de Inspeção em Solos. Diretoria de Engenharia – Gerencia de Projetos Rodoviários: Geologia. Santa Catarina, 1994.

DENARDIN, A.P., Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia. Dissertação de mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

DURGUNOGLU, H.T., AND MITCHELL, J.K. Static penetration resistance of soils: I-ANALYSIS. In Proceedings of ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Parameters. Raleigh, Vol.1. 1975.

ESLAAMIZAAD, S., AND ROBERTSON, P.K. Estimation of in-situ lateral stress and stress history in sands. In Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference. St. John's, Newfoundland, pp. 439-448. 1996.

ESPINDOLA, M.S. Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. UFSC, Florianópolis, 2011.

FAROUZ, E.; Chen, J.; KOUTNIK T., POWELL B. The use of in situ testing to optimize retaining wall design in the Marquette Interchange project. 13^o Great lakes Geotechnical e geoenvironmental Conference. Milwaukee, Wisc. Publ. 2006 by ASCE: 13-2. 2006.

FAILMEZER R., Risk Quantification for design. 22^o Central Pennsylvania Geotechnical Conference. Hershey Pennsylvania, 2006.

FERREIRA, C., VIANA DA FONSECA, A. & SANTOS, J.A. Comparison of simultaneous bender elements and resonant column tests on Porto residual soil and Toyoura sand. Geomechanics: Laboratory Testing, Modeling and Applications – A Collection of Papers of the Geotechnical Symposium in Rome, March 16–17, 2006. Ling, Callisto, Leshchinsky & Koseki (Eds.). Springer, ISBN 978-1- 4020-6145-5. pp. 523–535. 2007.

FOTI, S., LANCELLOTTA, R., MARCHETTI, D., MONACO, P. and TOTANI, G. Interpretation of SDMT tests in a transversely isotropic medium. Proc. 2nd Intl. Conf. on the Flat Dilatometer, Wash. DC: 275-280. 2006.

FREDLUND, D.G. Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soil. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, pp. 313–321. 1979.

FUTAI, M.M., ALMEIDA, M.S.S., SILVA FILHO, F.C. & CONCIANI, W. XI PCSMGE. Vol. 2, pp. 267–274. Foz do Iguaçu, Brasil, 1999.

FUTAI, M.M. e GONÇALVEZ, H.H. Ensaios geotécnicos em amostras coletadas na Estação Pinheiros. Relatório, 39p. Não publicado. 2007.

FUTAI, M.M., ALMEIDA, M.S.S. & LACERDA, W.A. The laboratory behaviour of a residual tropical soil. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan, Phoon, Hight & Leroueil (eds) Taylor & Francis, London, Vol. 4, pp. 2477-2505. 2007.

FUTAI, M. M., CECÍLIO JR. M. O., ABRAMENTO, M. Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo. Seminário Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. Eds NEGRO, Arsênio et al. São Paulo: D`Livros, 2012.

GASPARRE, A., M.R. NISHIMURAI, M.R. COOP, and R.J. JARDINE. The influence of structure in the behavior os London Clay. *Geotechnique* 57:19-31. 2007.

GIACHETI, H. L., PEIXOTO, A. S., MONDELLI, G. Comparação entre resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 27, n.2, p. 191-200, 2004.

GIACHETI, H.L., PEIXOTO, A.S., DE MIO, G., CARVALHO, D. Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils, *Proceedings Second Flat Dilatometer Conference – ISC' 06*, p. 103-111. Washington/USA, 2006.

GIACHETI, H.L., DE MIO, G. Seismic cone penetration tests on tropical soils and the ratio G_0/q_c . In: *The 3 International Conference on Site Characterization, Taipei - Taiwan. The 3 International Conference on Site Characterization, ISC'3*. Londres: Taylor & Francis Group, 2008. v. 1. p. 1289-1295. 2008.

GOBBI, F. Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 159p. Porto Alegre, 2005.

GODOI, C.S. Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss – Santo Amaro da Imperatriz. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

GODÓIS, J.V. Estudo do Comportamento de um Escorregamento Ativo na Serra da Cantareira – SP. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP. 2011

GOOGLE EARTH. Software. Versão 6.1.0.5001. Acesso em novembro, 2013.

GRAVESEN, S. Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall with a Circular Hole. Copenhagen: Laboratoriet For Bygningsteknik/Danmarks Tekniske Højskole, Vol.1. (Meddelelse n.10). 1960.

GUARESI, C. M. Modelo de Banco de Dados Geotécnicos Vinculados a um Sistema de Informações Geo-Referenciadas da Grande Florianópolis. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

JACKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358. 1944.

JEFFERIES, M. G., and DAVIES, M. P. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N_{60} . Geotech. Test. J., 164, 458–468. 1993.

HEAD, K.H. Manual of laboratory soil testing, Penetch Press, London, vol. 1 a 3. 1980.

HEAD, K.H. Manual of soil laboratory testing. Vol 2. Permeability, shear strength and compressibility test. Pentech Press. London, Plymouth, 1982.

HEAD, K. H. Manual of soil laboratory testing. London, Plymouth: Pentech, 1984-1988. 2v

HEAD, K.H. Manual of soil laboratory testing. Vol 3. Effective Stress Test. 2o ed. John Willey e Sons Ltda, London, 1998.

HIGASHI, R.A.R., ESPINDOLA, M.S., Apostila de Mecânica dos Solos. Universidade do Sul de Santa Catarina. Palhoça, 2011.

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. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Área de Concentração: Infraestrutura e Gerência Viária) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2006.

HUGHES, J.M.O. & ROBERTSON, P.K., Full displacement pressuremeter testing in sand. *Canad. Geot. Jnl*, Vol. 22, No. 3, Aug., 298-307. 1985.

HOLTZ, R.D.; KOVACS W.D. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice – Hall, New Jersey, 1981.

JAMIOLKOWSKI, M., GHIONNA, V.N., LANCELLOTTA, R., PASQUALINI, E., New correlation of penetration tests for design practice. In: De Ruitter, J. (Ed.), *Proc. of 1st ISOPT*. Balkema Pub., Rotterdam, pp. 263–296. 1988.

JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R. & LO PRESTI, D.C.F. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. Keynote

Lecture 3, Proc. Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Charact. of Geomaterials, Sapporo, Vol. 2: 817–836. 1995.

JAMIOLKOWSKI, M., LOPRESTI, D.C.F. and MANASSERO, M. Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test. *Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP 119)*, ASCE, Reston/VA: 201-238. 2001.

JANBU, N., AND SENNESET, K. Effective stress interpretation of in-situ static penetration tests. In *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT I*. Stockholm, Sweden, Vol.2.2, pp. 181-193. 1974.

KRUEGER, F.S. *Ensaio Dilatométrico em Solos de Santa Catarina: Estudo comparativo com CPT e SPT*. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2008.

KRUEGER, F.S. CARVALHO, S., MACCARINI, M., HIGASHI, R.A.R. Avaliação de Áreas de Risco através do Mapeamento Geotécnico de uma microbacia no município de Santo Amaro da Imperatriz. 46º Congresso Brasileiro de Geologia. 2012.

LACASSE, S. & LUNNE, T. Calibration of dilatometer correlations. *Penetration Testing - 1988, Proc. ISOPT-1*, Orlando, Vol. 1, pp. 537-548. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam, 1988.

LADD, C.C. & LAMBE, T.W. The strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Tests, *NRC-ASTM Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM STP 361, pp. 342–371. Ottawa, 1963.

LEE, M.J., CHOI, S.K., KIM, M.T., LEE, W., Effect os stress history on CPT and DMT results in sand. *Engineering Geology* 117 (2011) 259-265. 2010.

LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P.R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Clays and Weak Rocks. *Géotechnique*, v.40, n.3, pp.467-488. 1990.

LEROUEIL, S. Some fundamental aspects of soft clay behaviour and practical implications. *Proc. 3rd Int. Conf. on Soft Soil Engineering*, pp. 37-53. Hong Kong, China. Balkema, 2001.

LEROUEIL, S. & BARBOSA, P.S.A.. Combined effect of fabric, bonding and partial saturation on yielding of soils. *Proc. Asian Conf. on Unsaturated Soils*, Singapore, pp. 527–532. 2000

LITTLE, A.L. The engineering classification of residual tropical soils. *Proc. Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, 7th Int. Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1:1-10. México, 1969.

LUNNE, T., CHRISTOPHERSEN, H.P. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. *Proc. of Offshore Technol. Conf.*, Richardson, Texas, Paper No. 4464. 1983
pp. 1–12.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., AND POWELL, J.J.M. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic & Professional. 1997.

MACCARINI, M. Triaxial and Direct Shear Tests on a Young Residual Soil from Gneiss. MSc Thesis, PUCRJ, Rio de Janeiro (in Portuguese). 1980.

MACCARINI, M. Laboratory Studies of Weakly Bonded Artificial Soil. Thesis, University of London, 1987.

MACCARINI, M. A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil. Federal University of Santa Catarina, Brazil. Received, june 1992, Geotechnical and Geological Engineering, (11), pp, 69-80. 1993.

MACCARINI, M. Teste de laboratório em solos naturais - Cuidados com amostragem indeformada. 1º Curso Catarinense – Geosintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Florianópolis/SC, 1999.

MACHADO, S. L. & VILAR, O.M. Geotechnical characteristics of an unsaturated soil deposit at São Carlos, Brazil. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.), Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 537 1. 2003.

MACIEL FILHO, C.L. Introdução à geologia de engenharia. 2º Edição - Santa Maria. Editora da UFSM. Brasília, 1997.

MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, pp. 299-321. 1980.

MARCHETTI, S. & CRAPPS, D.K. Flat dilatometer manual. Internal report of GPE Inc., distributed to purchasers of DMT equipment. 1981.

MARCHETTI, S. On the Field determination of K_o in Sand. Panel presentation Session, In Situ Test Techniques, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, ICSMFE, San Francisco, Vol. 5, pp. 2667-2672. 1985.

MARCHETTI, S., The Flat Dilatometer - Design Applications. 3rd Geotechnical Engineering Conference-Keynote Lecture, Cairo University, 1997.

MARCHETTI S., MONACO P., TOTANI G., CALABRESE M., The Flat Dilatometer test (DMT) in Soil Investigations, TC16 Report. Proc.

IN SITU 2001, Intl. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Indonesia, 2001.

MARCHETTI, S., MONACO, P., TOTANI, G. & MARCHETTI, D. In-situ tests by seismic dilatometer (SDMT). In J.E. Laier, D.K. Crapps & M.H. Hussein (eds), *From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 180 (honoring Dr. John H. Schmertmann), pp. 292-311. 2008.

MARQUES, E.A.G Estudo de alteração e alterabilidade de alguns folhelhos e siltitos da Bacia Sedimentar do Recôncavo – Bahia. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 167p. Rio de Janeiro. 1992.

MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de Geotecnia. Oficina de textos. São Paulo, 170pp. 2003.

MAYNE, P.W., AND KULHAWY, F.H. Ko-OCR relationships in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, **108**(GT6): 851-872. 1982.

MAYNE, P.W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhances in-situ tests. In *Proceedings of International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories*. Bali, Indonesia. May 21-24, 2001, pp. 27-48.2001.

MAYNE, P.W., BROWN, D.A. Site characterization of Piedmont residuum of North America. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 2, pp.1323–1339. Swets & Zeitlinger, Lisse, 2003.

MAYNE, P.W. LIAO, T. CPT-DMT interrelationships in Piedmont residuum. *Proc 2nd Int Conf on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. ISC'2. Porto. PP.345-350. 2004.

MEDEIROS, I., DAVISON, R.D., CARDOSO, S., ANDRADE, S.B., Levantamento das áreas de maior vulnerabilidade a riscos de

alagamentos e deslizamentos de maciços terrosos do município de Santo Amaro da Imperatriz através do SIG. 13º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2011.

MENEZES, S. O. Minerais Comuns e de Importância Econômica – Um Manual Fácil. 2a Ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2012.

MITCHELL, J.K. Fundamentals of Soil Behavior. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, 1993.

MITCHELL, J.K., COUTINHO, R.Q., Special Lecture: Occurrence, geotechnical properties, and special problems of some soils of America. IX Panamerican Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. IV, pp. 1651–1741. Chile, 1991.

MOYE, D.G. Engineering Geology for the Snowy Mountains Scheme. Institution of Engineers, Vol. 27, 287. Austrália, 1955.

OHSAKI, Y., IWASAKI, R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 14, No. 4, Dec. pp. 59–73. 1973.

OLIVEIRA, C.P. Comportamento Mecânico de um solo residual naturalmente cimentado. Tese de doutorado. Universidade Federal de Viçosa/MG. Viçosa, 2011.

ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P. and ALVES, L.S. In Situ Tests in Brasília Porous Clay. Canadian Geotechnical Journal. V. 33. p. 189-198. 1996.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: COBRAMSEG, 4., Rio de Janeiro. Anais... São Paulo: ABMS. v.1, pp.219-224. 1970.

PAULA, M.C. Ensaios dilatométricos em solo residual de gnaise.

Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, 176p. 1998.

PASTORES, E.L. e FONTES, R.M. Caracterização e classificação de solos. In. Oliveira, A.M.S. e BRITO, S.N.A. (editores), Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, cap. 12, pp.197-210. 1998

PENDER, M.J. Some properties of weathered greywacke. 1st Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Melbourne, Vol. 1, 429-429. 1971.

PINTO, C.S. ; GOBARA, W. ; PERES, J.E.E.P e NADER, J.J. Propriedades dos solos residuais. In: Solos do Interior de São Paulo. São Paulo: ABMS, pp.95-142. São Paulo, 1993.

PINTO, C.S. Curso básico de mecânica dos solos. Editora Oficina de textos, São Paulo-SP, Brasil, 170p. 2003.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO AMARO DA IMPERATRIZ. Monitoramento de comportamento geotécnico de 10 áreas de risco em Sto. Amaro da Imperatriz. GeoEnvi – Geologia e Meio Ambiente Ltda. 2010.

PRIETTO, P.D.M., SCHNAID, F. & CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Revista Solos e Rochas. 20(3). p.145-165. 1997

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S. & DANZIGER, F., Investigações Geotécnicas. Fundações - Teoria e Prática, 2a. ed. Editora Pini, São Paulo, cap. 2, p. 119-162. 1996.

RIGO, M.L. Resistência ao Cisalhamento de Alguns Solos Saprolíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

RIVERA, C., HOWIE, J., VARGAS-HERREIRA, L.A., LUNA GONZALEZ, O. A new approach for identification of the soil behavior type from seismic dilatometer (SDMT) data. *Internacional Site Characterization* 4. 2012

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotech. J.*, 27, 151–158. 1990.

ROBERTSON, P.K. CPT-DMT Correlations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. ASCE, pp. 1762-1772. 2009.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G.. Interpretation of cone penetration tests part I: Sand. *Can. Geotech. J.* 20 (4), 718–733. 1983

RODRIGUEZ, T. G., Caracterizacao geotecnica de um solo de diabasio por meio de ensaios SPT e CPT / Tiago Garcia Rodriguez. - Campinas, SP: [s.n.], 2013. Dissertacao de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. 2013.

GILLESPIE, D., GREIG, J. Use of piezometer cone data. *Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg*, pp. 1263-1280. 1986

ROBERTSON, P. K., and WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotech. J.*, 35, 3, 442–459. 1998.

ROCHA FILHO, P., ANTUNES, F.S., FALCÃO, M.F.G. Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of a young gneissic residual soil. *Tropical'85, First Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol. 1*, pp. 281–294. Brasília, 1985.

ROQUE, R.; JANBU, N.; SENNESET, K. Basic interpretation procedures of flat dilatometer. Proc. of Int. Symposium on Penetration Testing, ISOPT-I, Vol. 1, pp. 577 – 587. Orlando/USA. Balkema, 1988.

SANDRONI, S.S. Residual soils: research developed at PUC-RJ. Proc. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE, Vol. 2, pp. 30–65. Rio de Janeiro, 1981.

SANDRONI, S.S. Sampling and Testing of Residual Soils – A Review of International Practice. ISSMFE. Hong Kong, 1985.

SANDRONI, S.S. General report: Young metamorphic Residual Soils. Prox. IX Pan-American conference on SMFE. Vol. 4. pp. 1771-1788, Vinã del Mar, Chile. 1991.

SANTAMARINA, J.C. 1997. Cohesive Soil: A Dangerous Oxymoron
EJGE/Magazine iGEM Article
(<http://www.ejge.com/iGEM/oxymoron/Dangeoxi.htm>)

SANTAMARINA, J.C. 2001. Soil Behavior at the Micro scale: Particle Forces. Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction, in honor of Charles C. Ladd – October 2001, MIT.

SATO, R.D.O. Investigação Hidrogeológica das Ocorrências Termiais e Termo-Minerais da Região Centro-Sul da Borda Oriental do Estado de Santa Catarina e Possíveis Modelos Genéticos. Dissertação de Mestrado. Universidade federal de São Paulo-USP. São Paulo, 2006.

SAUNDERS, M.K., and P.G. FOOKES. A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation design. Engineering Geology 4, 289-325. 1970.

SCHEFFER, L. Desenvolvimento e aplicação do cone sísmico. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

SCHMERTMANN, J.H. Study of feasibility of using Wissa-type piezometer probe to identify liquefaction potential of saturated sands, Report S-78-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. 1976b.

SCHMERTMANN, J.H. Guidelines for Using CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design, Report nº FHWA-PA-87-023, Vol.3-4. 1988.

SCHMERTMANN, J. H E CRAPPS. Guideline summary for using the CPT and Marchetti DMT for Geotechnical Design. Rept. No. FHWA-PA-87-014-84-24 to PennDOT. Office of Research and Special Studies, Harrisburg, PA, in 4 volumes with the 3 bellow concerning primarily the DMAT: Vol I – Summary (78 pp), Vol III – DMT Test Methods and Data Reduction (183 pp), Vol IV -= DMT Design Method and Examples (135 pp.) 1988

SCHMERTMANN, J.H., Guidelines for cone penetration test, performance and design. Washington Federal Highway Administration, Report FHWA - TS - 787-209. 1978.

SCHNAID, F., CONSOLI, N.C., AVERBECK, J. H., Aspects of cone penetration in natural weakly-cemented deposits, ISC'98 Conference, V.2, p. 1159-1163. 1998.

SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações á engenharia de Fundações. Oficina e Textos. São Paulo, 2000.

SCHNAID, F., FAHEY, M., LEHANE, B. In situ test characterization of unusual geomaterial. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. ISC'2. Keynote Lecture. Viana da Fonseca, A. and Mayne, P.W. (eds). Milpress, Rotterdam, pp.49-74. 2004.

SCHNAID, F. & MÁNTARAS, F.M. 2004. Interpretation of pressuremeter tests in a gneiss residual soil from São Paulo, Brazil.

Geotechnical & Geophysical Site Characterization. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W. Mayne. Vol. 2, pp. 1353–1359. Millpress, Rotterdam. 2004.

SCHNAID, F. Geo-characterization and properties of natural soils by in situ tests. Keynote Lecture. 16th ICSMGE, Vol.1 Osaka, pp.3–45. Millpress, Rotterdam, 2005.

SCHNAID, F. e HUAT, B. Handbook of Tropical Residual Soils Engineering – Cap. 3 Sampling and testing of tropical residual soils. Ed. Bujang B.K. Huat, David G. Toll e Arun Prasad, pages 65-115. 2012.

SENNESET, K., JANBU, N. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. Proc. Symp. On Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements. ASTM 04-883000-38, San Diego, pp. 41-54. 1984.

SILVA, L.C., BORTOLUZZI, C.A. Texto Explicativo para o Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina. Escala 1:500.000. DNPM/Secretaria Ciências Tecnológicas. Florianópolis, 1987.

SKEMPTON, A.W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. Geotechnique, 4. 1954.

SOUZA SANTOS, P. Ciência e Tecnologia de Argilas. Vol. 1, 2^o Edição. Ed. Edgard Blucher Ltda. 1989.

STOKOE, K.H., SANTAMARINA, J.C. Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, November, pp. 1490–1536. Australia, 2000.

TATSUOKA, F. & SHIBUYA, S. Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and laboratory Tests, Keynote lecture, 9th Asian Reg. Conf. SMFE., Bangkok, Vol. 2, pp. 101–170. A.A. Balkema,

Rotterdam; Report Inst. Ind. Science, Univ. of Tokyo, Vol. 37, N° 1, Série 235. 1992.

TOLL, D.G., V. MALANDRAKI, Z. ALI RAHMAN, and GALLIPOLI. Bonded soils: problematic or predictable? Proceedings 2nd International Conference on Problematic Soils, Malaysia. Ci-premier Pte Ltd, 55-62. 2006.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 259-68. 1953.

VARGAS, M. The Concept of Tropical Soils. First Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v. 3, pp.101-134. Brasília, 1985.

VARGAS, M. Introdução a mecânica dos solos. São Paulo: McGraw hill, 1977.

VAUGHAN, P.R. & KWAN, C.W. Weathering, structure and in situ stress in residual soils. *Géotechnique* 34(1): 43-59. 1984.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. Proceedings, First International Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic, and Saprolitic Soils, Brasília, Brazil, 1-33. 1985.

VAUGHAN, P.R. Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soils. Geomechanics in Tropical Soil. Keynote paper, Proc. 2nd Int. Conf., Singapore, Vol. 2, pp. 469-486. A.A. Balkema, Rotterdam. 1985.

VAUGHAN, P.R., MACCARINI, M. and MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soils, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 21, 69-84. 1988.

VELDE, B. *Introduction to Clay Minerals: Chemistry, origins, uses and environmental significance*. Chapman & Hall. 1992.

VESIC, A.S. Expansion of cavities in infinite soil masses. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, **98**(SM3): 265-290. 1972.

VIANA DA FONSECA, A., MATOS FERNANDES, M., CARDOSO, A.S. Correlations between SPT, CPT and Cross-Hole testing results over the granite residual soil of Porto. *Proc. 14th ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp. 619–622. Balkema, Rotterdam, 1997b.

VIANA DA FONSECA, A. Identifying the reserve of strength and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite. *Proc. 2nd International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks*. Naples. Vol. 1: pp. 361–372. Balkema, Rotterdam, 1998.

VIANA DA FONSECA, A. Characterization and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto. *Characterization and Engineering Properties Natural Soils*. Eds Tan et al. Vol 2, pp. 1341-1378. Swets and Zeitlinger, Lisse, 2003.

VIANA DA FONSECA, A. FERREIRA, C. & CARVALHO, J. Tentative evaluation of K_0 from shear waves velocities determined on Down-hole (V_{svh}) and Cross-hole (V_{shv}) tests on a residual soil. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, VIANA DA FONSECA, A. and MAYNE, P.W. (Eds). Millpress, Rotterdam. 2004

VIANA DA FONSECA A., FERREIRA, C., CARVALHO, TUNA, C., COSTA, E. e SANTOS, J. Geotechnical characterization of residual soil profile: the ISC'2 experimental site, Porto. *Geotechnical and*

geophysical Site Characterization. Ed. A. Viana da Fonseca e P. Mayne. Vol. 2, pp. 1361-1370. Millpress, Rotterdam, 2004.

VIANA DA FONSECA, A., FERREIRA, C. & CARVALHO, J. The use of shear wave velocities determined in Down-Hole (V_{svh}) and Cross-Hole (V_{shv}) tests for the evaluation of K_0 . Soils and Rocks, Latin-American Journal of Geotechnics, Vol. 28, No. 3, pp 271–281, São Paulo, 2005.

VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, J., FERREIRA, C., SANTOS, J. A., ALMEIDA, F., PEREIRA, E., FELICIANO, J., GRADE, J. & OLIVEIRA, A. Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 14, No. 5, pp. 1307–1348. Springer, Netherlands, 2006.

VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, C., FERREIRA, C., SANTOS, J. A., ALMEIDA, F. PERREIRA, E., FELICIANO, J., GRADE, J. & OLIVEIRA, A. Characterization of profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques. Geotechnical and Geophysical Engineering, 25, pp. 1307-1348. 2006

VIANA DA FONSECA, A., COUTINHO, R.Q. Characterization of residual soils, Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Eds. Huang e Mayne, London, 2008.

VIANA DA FONSECA, A. Minicurso de interpretação de CPT, CPTU e SCPTU baseado na metodologia unificada. Organização: Fugro-Insitu, Setembro, Curitiba/BR, 2012.

VIEIRA, B.C. e FERNANDES, N.F. Landslides in Rio de Janeiro: The role played by variations in soil hydraulic conductivity. Ed. John Wiley & Sons, Ltd.. Hydrol. Process. 18, 791–805. 2004.

WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V. An Elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil. *Géotechnique*, Vol. 45, No. 1, pp. 35–53. 1995.

WESLEY, L.D. *Geotechnical Engineering in Residual Soils*. John Wiley & Sons, Inc. Wroth, C. P. 1984. “The interpretation of in-situ soil tests. Rankine Lecture.” *Geotechnique*, 4, 449–489. 2010.

WROTH, P. The interpretation of in situ soil tests. Rankine Lecture.” *Geotechnique*, Vol.34, pp. 449-489. 1984.

WWW.BRASIL.GOV.BR

WWW.GEO-SLOPE.COM

APÊNDICE

A seguir são mostrados alguns resultados dos ensaios de laboratório e de campo desta pesquisa.

Como exemplo dos ensaios de laboratório conduzidos são apresentados os resultados referentes ao Talude 2. Os demais ensaios de laboratório foram executados nos mesmos moldes. Os ensaios de laboratório são mostrados na seguinte sequência:

- densidade relativa
- granulometria
- limites de liquidez e plasticidade
- ensaio de permeabilidade
- ensaio de compressão confinada inundada e não inundada
- ensaio de cisalhamento direto inundado e não inundado
- ensaio triaxial CID
- imagens complementares dos ensaios de microscopia eletrônica e dos corpos de prova cisalhados após os ensaios triaxiais.

No que se refere aos ensaios de campo são apresentados respectivamente os resultados das sondagens SPT, CPT, DMT e SDMT na referida área de pesquisa.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

DETERMINAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA

Amostra: Amostra 01 - Talude 2
Responsável: Rafael Higashi / Marciano Maccarini
Interessado: Fábio Krueger / Cesar Godoi

Laboratorista: Cesar Godoi
Data: mai/12

Teor de Umidade			OBSERVAÇÕES
Cápsula N°	279	292	
Peso da Cápsula (g)	14,70	17,80	
Cápsula + Solo Úmido. (g)	70,20	73,50	
Cápsula + Solo Seco (g)	67,60	71,00	
Teor de Umidade	4,91%	4,70%	
Teor de Umidade Médio	4,81%		

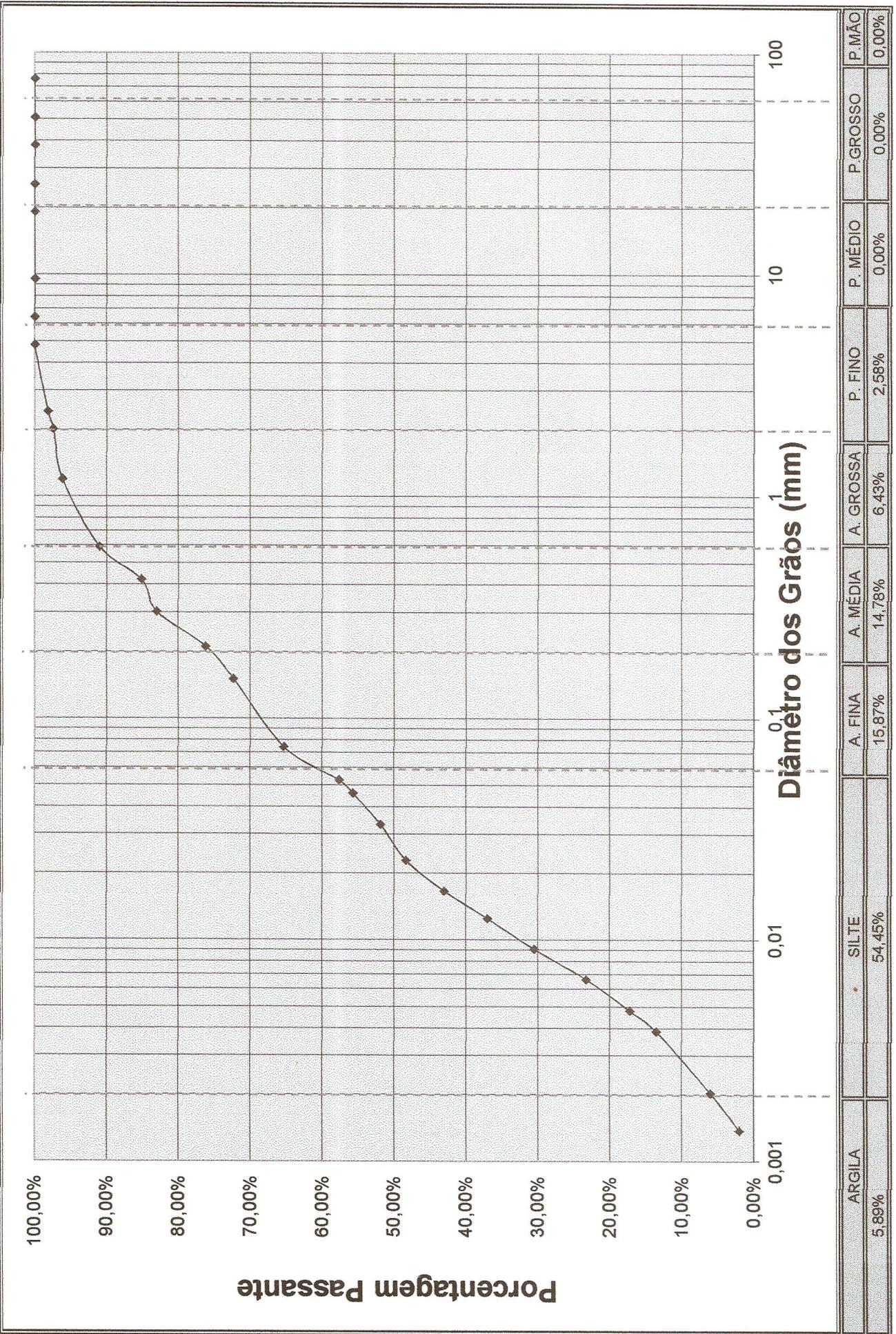
Dados de Ensaio

N° do Picnômetro	1	1		
Peso do Picnômetro (g)	----	----		
Peso Picnômetro + Água (g)	623,3	623,3		
Peso do Solo Úmido (g)	57,3	57,2		
Peso do Picnômetro + Solo Úmido + Água (g)	657,5	657,4		
Temperatura da Água no Ensaio (°C)	26,8	25,1		
Massa Específica da Água (g/cm ³)	0,9966	0,997		
Densidade Real dos Grãos (g/cm ³)	2,662	2,657		

OK

RESULTADO

Densidade Real dos Grãos (g/cm³): **2,66**





UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
 Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE

Amostra: Amostra 01 - Talude 2
 Santo Amaro da Imperatriz - SC

Laboratorista: Cesar Godoi
 Responsável: Rafael Higashi / Marciano Maccarini

Interessado: Fábio Krueger
 Cesar Godoi

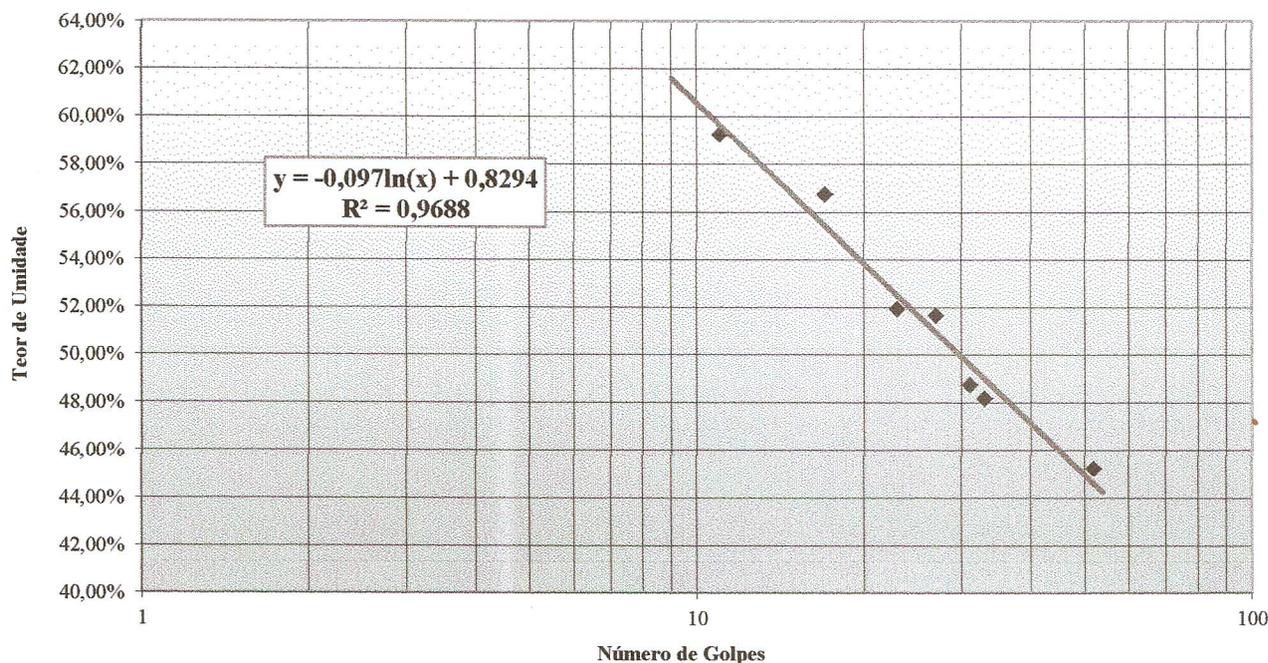
Ass. Responsável

Data: 21/05/2012

Teor de Umidade da Amostra		RESULTADOS
Cápsula (nº)		Limite de Liquidez (LL) : 52% Limite de Plasticidade (LP) : 34% Índice de Plasticidade (IP) : 18%
Peso da Cápsula (g)		
Cap. + S. Umido (g)		
Cap. + S. Seco (g)		
Teor de Umidade		
Teor de Umidade Médio		

Determinação do Limite de Liquidez (LL)

Cápsula (Nº)	78	282	89	241	174	46	802
Peso da Cápsula (g)	7,81	7,14	7,81	7,01	8,63	7,41	10,09
Amostra + Cap. + Água (g)	13,15	11,66	14,26	11,44	13,58	13,64	15,78
Amostra + Cap. (g)	11,40	10,12	11,86	10,06	11,97	11,51	13,72
Nº de Golpes	31	27	11	52	33	23	17
Teor de Umidade	48,75%	51,68%	59,26%	45,25%	48,20%	51,95%	56,75%



Determinação do Limite de Plasticidade (LP)

Cápsula (Nº)	212	A01	41	Ex	808		
Peso da Cápsula (g)	6,98	7,64	7,95	8,00	7,17		
Amostra + Cáp. + Água (g)	10,82	13,63	12,51	10,98	12,77		
Amostra + Cáp. (g)	9,87	12,09	11,36	10,22	11,29		
Teor de umidade	32,87%	34,61%	33,72%	34,23%	35,92%		



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
 Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE ADENSAMENTO

Solo: Residual de Granito-Gnaise
 Local: Talude 2
 Origem: Santo Amaro da Imperatriz
 Amostra Nº: AM-1 Talude 2 (inundado)
 Profundidade: Face talude
 Interessado: Fabio K./Cesar G.

Laboratorista: Fabio Krueger
 Responsável: Marciano Maccharini /Rafael Higashi

Ass. Responsável

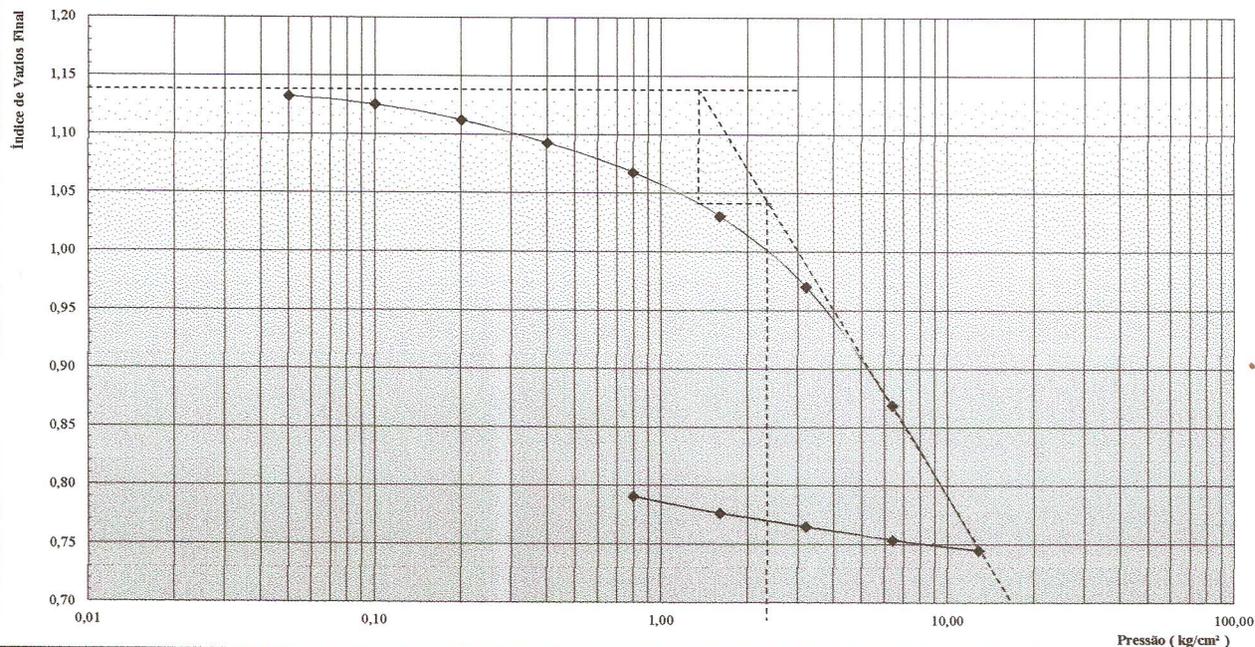
Data: 21/05/2012

Teor de Umidade			Características da Amostra			Observações		
Capsula Nº	69	A10	Densidade dos Grãos (g/cm³):	2,66	Área do Anel (cm²):	40		
Peso da Cápsula (g)	22,4	11,8	Peso Específico Natural Seco (g/cm³):	1,24	Peso do Anel (g):	38,90		
Peso Cápsula + Solo Úmido (g)	83,00	79,40	Altura Inicial do Corpo de Prova (cm):	2,1	Peso Anel + Solo Úmido (g):	165,8		
Peso Cápsula + Solo Seco (g)	72,1	67,7	Altura de Grãos (cm):	0,98	Altura do Anel (cm):	2,10		
Teor de Umidade	21,9%	20,9%						
Teor de Umidade Médio	21,4%							

Dados de Ensaio

Estágio	Peso (kg)	Pressão (kg/cm²)	l90 (mm)	t90 (s)	h90 (cm)	Cv (cm²/s)	li (mm)	lf (mm)	hi (cm)	hf (cm)	ei	ef	Δe	ΔP (kg/cm²)	av (cm²/kg)	k (cm/s)
Carregamento																
1º	2,00	0,05	-0,042	6,5	2,10	1,4E-01	0,00	-0,05	2,100	2,095	1,138	1,133	0,005	0,05	0,106	7,06E-06
2º	4,00	0,10	-0,095	6,5	2,09	1,4E-01	-0,05	-0,12	2,095	2,088	1,133	1,126	0,007	0,05	0,138	9,25E-06
3º	8,00	0,20	-0,220	6,5	2,08	1,4E-01	-0,12	-0,25	2,088	2,075	1,126	1,112	0,013	0,10	0,134	8,90E-06
4º	16,00	0,40	-0,395	6,5	2,06	1,4E-01	-0,25	-0,44	2,075	2,056	1,112	1,093	0,019	0,20	0,097	6,34E-06
5º	32,00	0,80	-0,620	6,5	2,04	1,4E-01	-0,44	-0,69	2,056	2,031	1,093	1,068	0,025	0,40	0,062	4,04E-06
6º	64,00	1,60	-0,950	13,2	2,01	6,4E-02	-0,69	-1,06	2,031	1,994	1,068	1,031	0,038	0,80	0,047	1,46E-06
7º	128,00	3,20	-1,562	1,622,4	1,94	4,9E-04	-1,06	-1,65	1,994	1,935	1,093	0,970	0,123	1,60	0,077	1,81E-08
8º	256,00	6,40	-2,500	960,0	1,85	7,6E-04	-1,65	-2,64	1,935	1,836	0,970	0,869	0,101	3,20	0,032	1,21E-08
9º	512,00	12,80	-3,660	317,4	1,73	2,0E-03	-2,64	-3,86	1,836	1,714	1,031	0,745	0,285	6,40	0,045	4,41E-08
10º																
Descarregamento																
10º			-	-	-	-								-	-	-
9º	512,00	12,80	-	-	-	-		-3,86	1,714	1,714		0,745	-	-	-	-
8º	256,00	6,40	-	-	-	-	-3,86	-3,77	1,723	1,723	0,745	0,754	-	-	-	-
7º	128,00	3,20	-	-	-	-	-3,77	-3,66	1,734	1,734	0,754	0,765	-	-	-	-
6º	64,00	1,60	-	-	-	-	-3,66	-3,55	1,745	1,745	0,765	0,777	-	-	-	-
5º	32,00	0,80	-	-	-	-	-3,55	-3,41	1,759	1,759	0,777	0,791	-	-	-	-
4º			-	-	-	-							-	-	-	-
3º			-	-	-	-							-	-	-	-
2º			-	-	-	-							-	-	-	-
1º			-	-	-	-							-	-	-	-

CURVA DE COMPRESSIBILIDADE



RESULTADOS

Pressão de Pré-Adensamento (kg/cm²) : **2,3**
 Coeficiente de Recompressibilidade (Cr) : 0,0730
 Coeficiente de Compressibilidade (Cc) : 0,3737

Cosiderações

Método Utilizado para os cálculos: Método de Taylor
 Método Utilizado para a determinação da Pressão de Pré-Adensamento: Pacheco Silva

Legenda

Cv - Coeficiente de Adensamento
 ei - Índice de Vazios Inicial
 ef - Índice de Vazios Final
 ΔP - Variação da Pressão
 Δe - Variação do Índice de Vazios
 av - Coeficiente de Compressibilidade
 k - Coeficiente de Permeabilidade



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Solo: Residual de Granito-Gnaise
Local: Sto Amaro da Imperatriz
Origem: Talude 2

Amostra: Inundada
Interessado: Fabio/Cesar
Responsável: Marciano Maccarini

Laboratorista: F.Krueger
Data: 17/05/2012

Observações

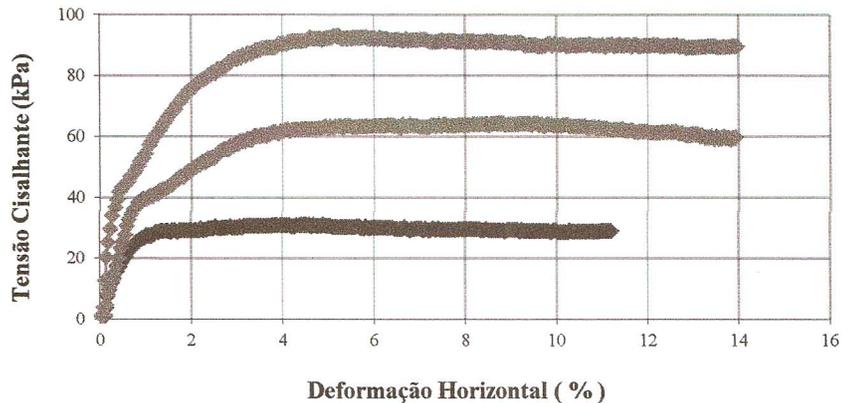
Altura das Amostras: 20 mm
Largura das Amostras: 101,6 mm
Velocidade: 0,307 mm/min

Tipo de Amostra: Indeformada
Densidade dos Grãos: 2,66 g/cm³
Condições do Ensaio: **INUNDADO**

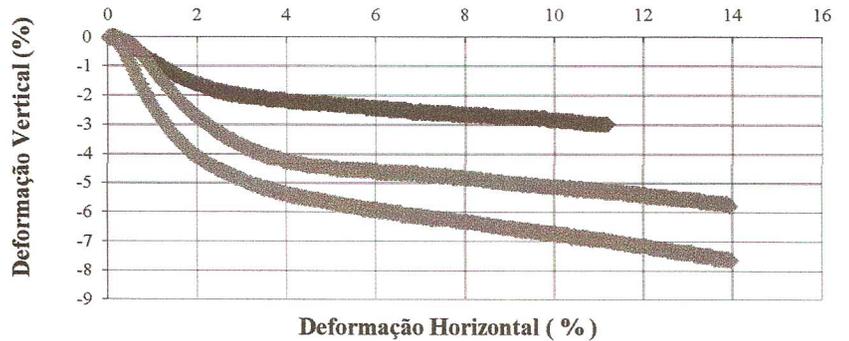
RESULTADOS

Coesão (kPa): 10,40
Ângulo de Atrito Interno (ϕ) (°): 32,8

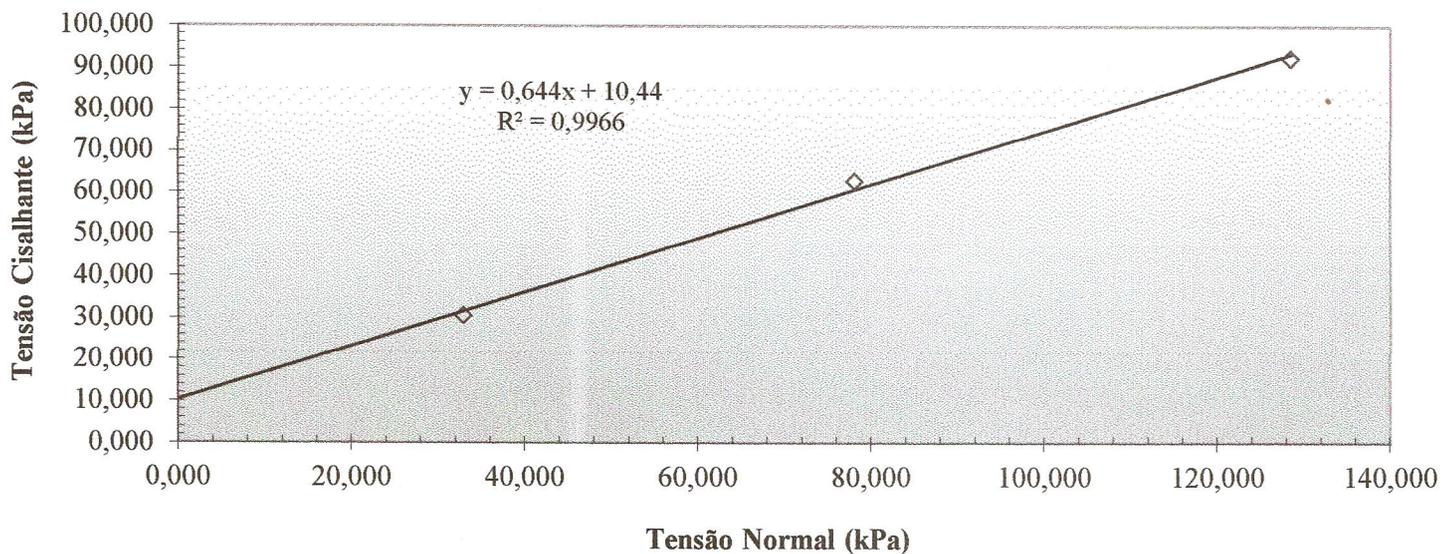
Tensão Cisalhante X Deformação Horizontal



Deformação Vertical X Deformação Horizontal



Tensão Cisalhante X Tensão Normal





UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
 Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE ADENSAMENTO

Solo: Residual de Granito-Gnaise
 Local: Talude 2
 Origem: Santo Amaro da Imperatriz
 Amostra N°: AM-1 Talude 2 (não-inundado)
 Profundidade: Face talude
 Interessado: Fabio K./Cesar G.

Laboratorista: Fabio Krueger
 Responsável: Marciano Maccarini /Rafael Higashi

Ass. Responsável

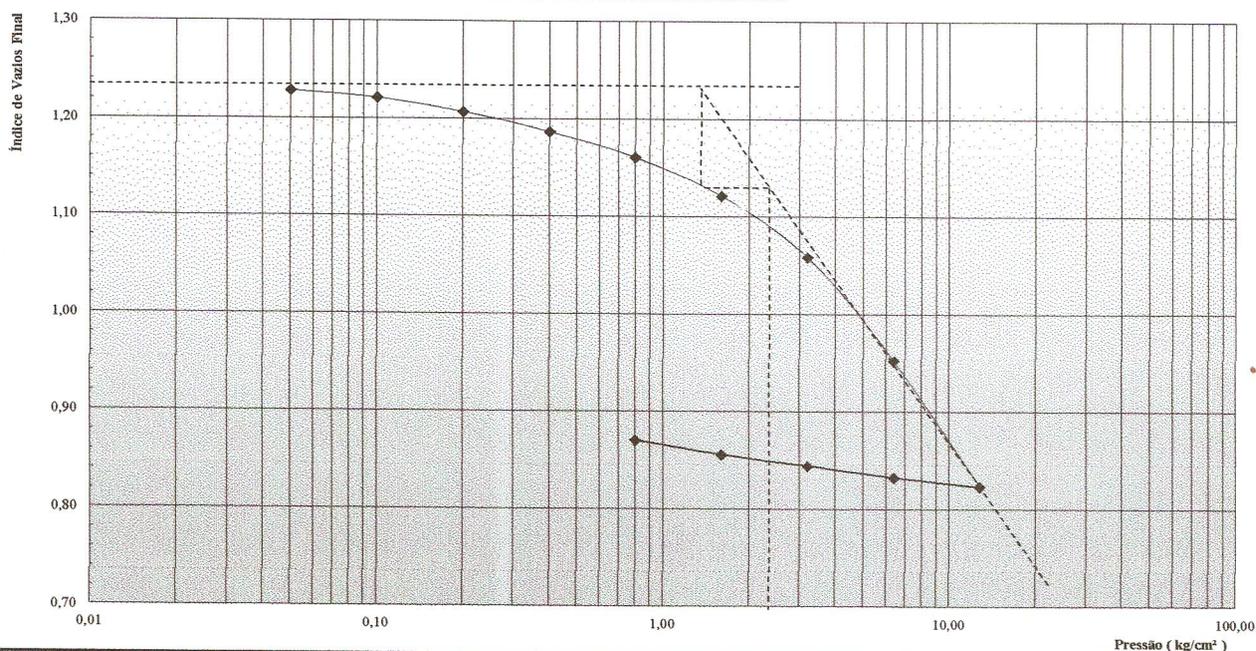
Data: 11/09/2012

Teor de Umidade			Características da Amostra			Observações		
Capsula N°	A13	61	Densidade dos Grãos (g/cm³):	2,66	Área do Anel (cm²):	40		
Peso da Cápsula (g)	11,8	16,1	Peso Específico Natural Seco (g/cm³):	1,19	Peso do Anel (g):	43,40		
Peso Cápsula + Solo Úmido (g)	65,50	74,20	Altura Inicial do Corpo de Prova (cm):	2,1	Peso Anel + Solo Úmido (g):	175,6		
Peso Cápsula + Solo Seco (g)	52,4	60,1	Altura de Grãos (cm):	0,94	Altura do Anel (cm):	2,10		
Teor de Umidade	32,3%	32,0%						
Teor de Umidade Médio	32,2%							

Dados de Ensaio

Estágio	Peso (kg)	Pressão (kg/cm²)	l90 (mm)	t90 (s)	h90 (cm)	Cv (cm²/s)	li (mm)	lf (mm)	hi (cm)	hf (cm)	ei	ef	Δe	ΔP (kg/cm²)	av (cm²/kg)	k (cm/s)
Carregamento																
1°	2,00	0,05	-0,046	2,940,0	2,10	3,2E-04	0,00	-0,05	2,100	2,095	1,234	1,228	0,006	0,05	0,111	1,57E-08
2°	4,00	0,10	-0,100	240,0	2,09	3,9E-03	-0,05	-0,12	2,095	2,088	1,228	1,221	0,007	0,05	0,145	2,51E-07
3°	8,00	0,20	-0,232	866,4	2,08	1,1E-03	-0,12	-0,25	2,088	2,075	1,221	1,207	0,014	0,10	0,140	6,67E-08
4°	16,00	0,40	-0,415	777,6	2,06	1,2E-03	-0,25	-0,44	2,075	2,056	1,207	1,187	0,020	0,20	0,101	5,29E-08
5°	32,00	0,80	-0,651	821,4	2,03	1,1E-03	-0,44	-0,69	2,056	2,031	1,187	1,161	0,026	0,40	0,065	3,18E-08
6°	64,00	1,60	-0,996	866,4	2,00	9,8E-04	-0,69	-1,06	2,031	1,994	1,161	1,121	0,039	0,80	0,049	2,22E-08
7°	128,00	3,20	-1,562	1,622,4	1,94	4,9E-04	-1,06	-1,65	1,994	1,935	1,187	1,058	0,128	1,60	0,080	1,81E-08
8°	256,00	6,40	-2,500	960,0	1,85	7,6E-04	-1,65	-2,64	1,935	1,836	1,058	0,953	0,106	3,20	0,033	1,21E-08
9°	512,00	12,80	-3,660	317,4	1,73	2,0E-03	-2,64	-3,86	1,836	1,714	1,121	0,823	0,298	6,40	0,047	4,41E-08
10°																
Descarregamento																
10°			-	-	-	-								-	-	-
9°	512,00	12,80	-	-	-	-		-3,86	1,714	1,714		0,823	-	-	-	-
8°	256,00	6,40	-	-	-	-	-3,86	-3,77	1,723	1,723	0,823	0,832	-	-	-	-
7°	128,00	3,20	-	-	-	-	-3,77	-3,66	1,734	1,734	0,832	0,844	-	-	-	-
6°	64,00	1,60	-	-	-	-	-3,66	-3,55	1,745	1,745	0,844	0,856	-	-	-	-
5°	32,00	0,80	-	-	-	-	-3,55	-3,41	1,759	1,759	0,856	0,871	-	-	-	-
4°			-	-	-	-								-	-	-
3°			-	-	-	-								-	-	-
2°			-	-	-	-								-	-	-
1°			-	-	-	-								-	-	-

CURVA DE COMPRESSIBILIDADE



RESULTADOS

Pressão de Pré-Adensamento (kg/cm²) : **2,3**
 Coeficiente de Recompressibilidade (Cr) : 0,0730
 Coeficiente de Compressibilidade (Ce) : 0,3903

Cosiderações

Método Utilizado para os cálculos: Método de Taylor
 Método Utilizado para a determinação da Pressão de Pré-Adensamento: Pacheco Silva

Legenda

Cv - Coeficiente de Adensamento
 ei - Índice de Vazios Inicial
 ef - Índice de Vazios Final
 ΔP - Variação da Pressão
 Δe - Variação do Índice de Vazios
 av - Coeficiente de Compressibilidade
 k - Coeficiente de Permeabilidade



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Solo: Silto Arenoso Amostra: Am 1 - Talude 2 Laboratorista: Fábio Krueger
Local: Santo Amaro da Imperatriz-SC Interessado: Fábio/Cesar
Origem: Talude 2 Responsável: Marciano Maccarini Data: 12/07/2012

Observações

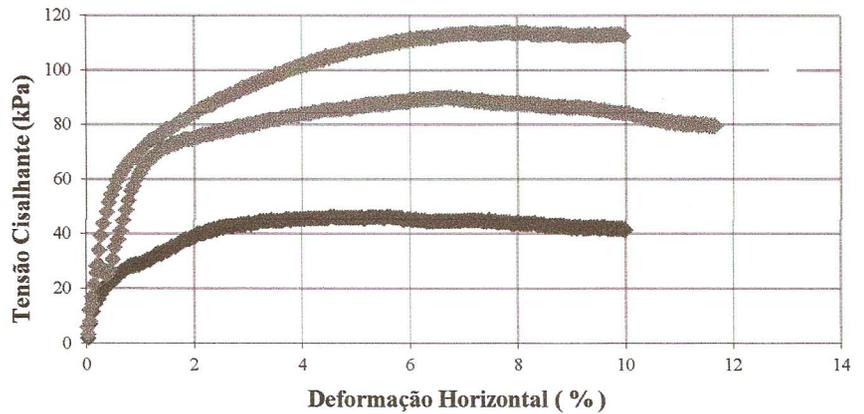
Altura das Amostras: 20 mm
Largura das Amostras: 101,6 mm
Velocidade: 0,307 mm/min

Tipo de Amostra: Indeformada
Densidade dos Grãos: 2,66 g/cm³
Condições do Ensaio: Não Inundado

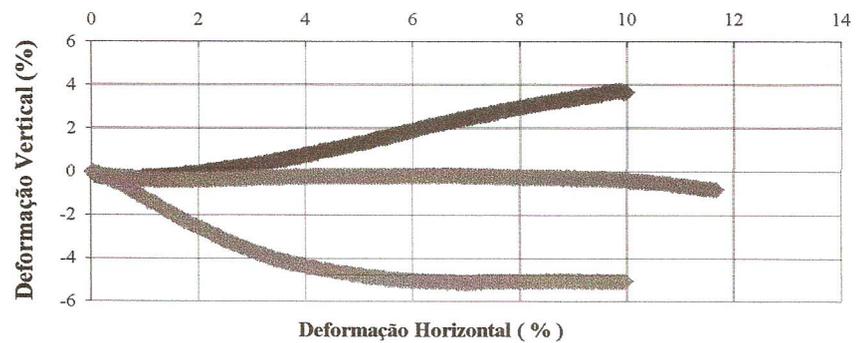
RESULTADOS

Coesão (kPa): 25,91
Ângulo de Atrito Interno (ϕ) (°): 34,4

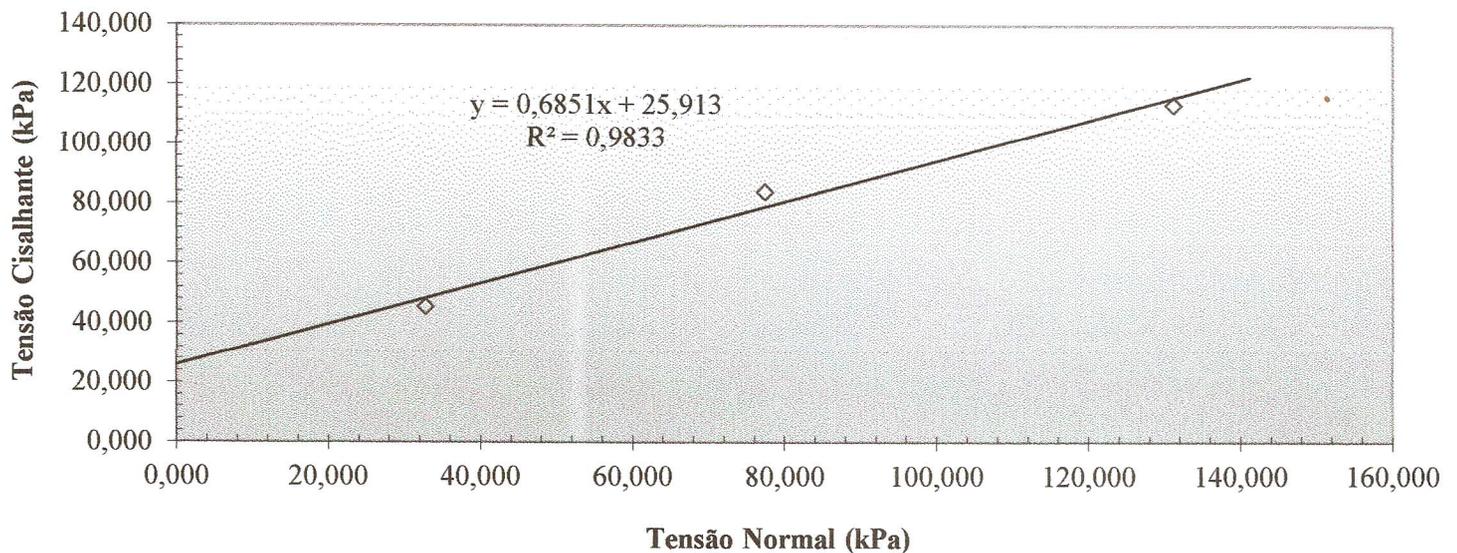
Tensão Cisalhante X Deformação Horizontal



Deformação Vertical X Deformação Horizontal



Tensão Cisalhante X Tensão Normal





UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO TRIAXIAL (CONSOLIDAÇÃO)

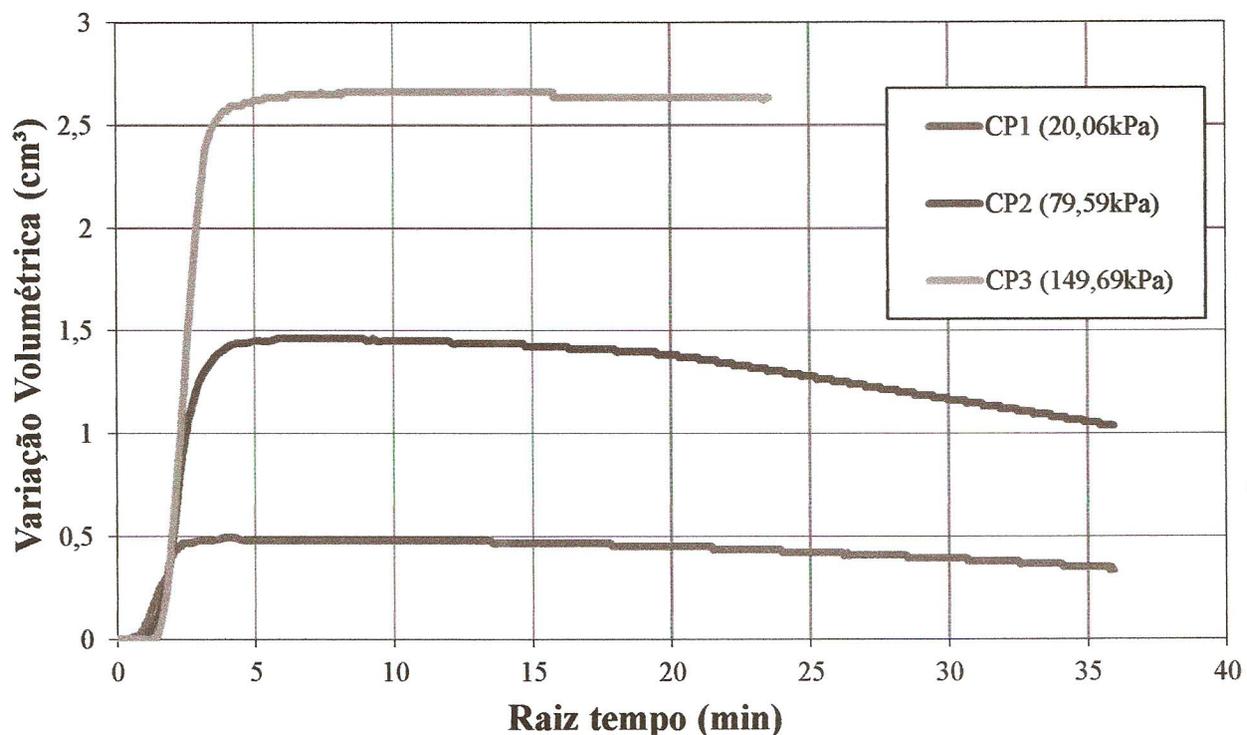
Solo: Solo residual silto arenoso Profundidade: 0,5 Responsável: R. Higashi, M. Maccarini
Local: Santo Amaro da Imperatriz Estágio: ESTÁGIO 1 Laboratorista: Murilo / Cesar
Obra: Pesquisa Fábio / Cesar Interessado: Cesar / Fábio Data: 30/01/2013

Características Iniciais da Amostra

Peso da Amostra (g)	134,5	Área Inicial (mm ²)	1140,09
Altura Inicial (mm)	76	Volume Inicial (cm ³)	86,65
Diâmetro Inicial (mm)	38,1	Densidade Natural (g/cm ³)	1,552
Densidade dos grãos (g/cm ³)	2,66	Densidade Seca (g/cm ³)	1,139
		e_0	1,335

Dados Consolidação

σ_{30} (kPa)	355,10	$\sigma_{3'}$ (kPa)	20,06
u_0 (kPa)	349,74	e_i	1,335
σ_3 consolidação (kPa)	370,03	e_f	1,353
u consolidação (kPa)	345,98		



Observações

Ensaio consolidado isotropicamente

Amostras indeformadas coletas de acordo com a normatização brasileira em formato cúbico 30 x 30 x 30 centímetros.



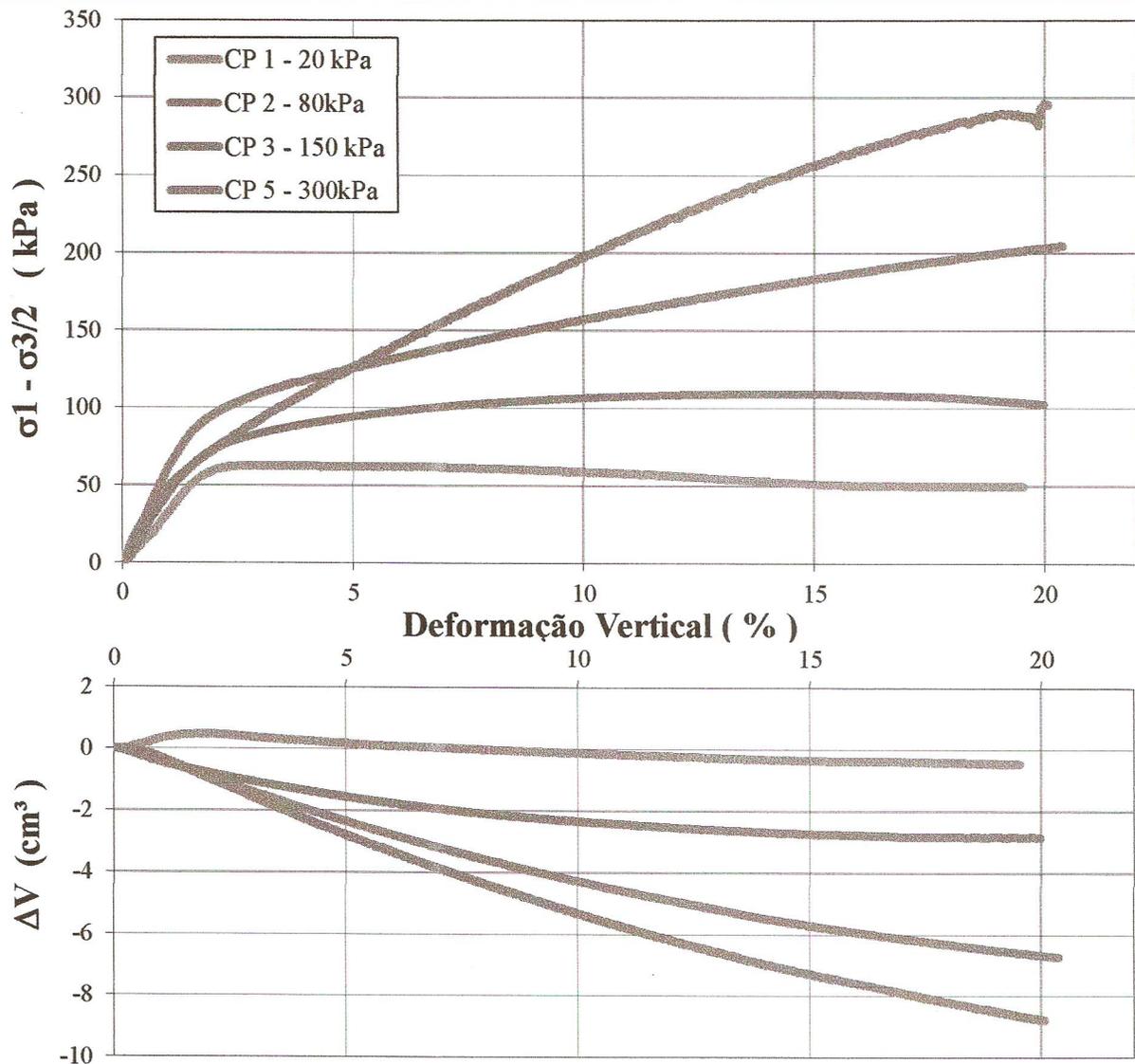
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO TRIAXIAL (CISALHAMENTO)

Solo: Solo residual silto arenoso
Local: Santo Amaro da Imperatriz
Obra: Pesquisa Fábio / Cesar

Profundidade: 0,5
Estágio:
Interessado: Cesar / Fábio

Responsável: R. Higashi, M. Maccarini
Laboratorista: Murilo / Cesar
Data: 30/01/2013



Observações

Corpo de prova submetido a ruptura drenada

Amostras indeformadas coletas de acordo com a normatização brasileira em formato cúbico 30 x 30 x 30 centímetros.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
 Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

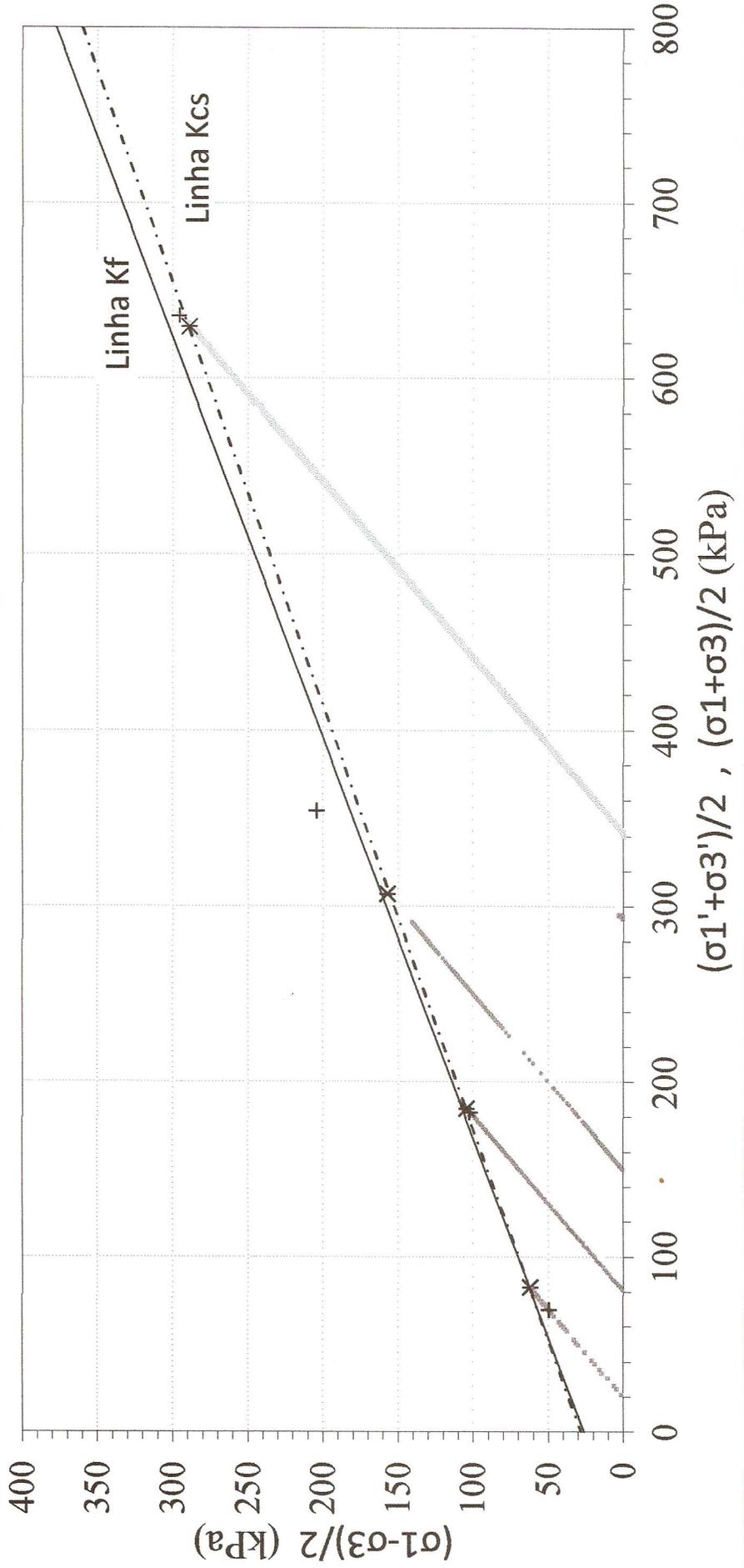
ENSAIO TRIAXIAL

Solo: Solo residual silto arenoso **Profundidade:** 0,5 **Responsável:** R. Higashi, M. Macca
Local: Santo Amaro da Imperatriz **Interessado:** Cesar / Fábio **Laboratorista:** Murilo / Cesar
Obra: Pesquisa Fábio / Cesar **Data:** 01/02/2013

Legenda: Kf, Kcs, TTE, TTT, σ'30

Kf 1°(kPa)	62,45	Kf 3°(kPa)	157,24	Kf 5°(kPa)	289,14	Kf 7°(kPa)	#REF!	Kcs 1°(kPa)	49,76	Kcs 3°(kPa)	204,16	Kcs 5°(kPa)	293,55	Kcs 7°(kPa)	#REF!
Kf 2°(kPa)	104,79	Kf 4°(kPa)	#N/D	Kf 6°(kPa)	#N/D	Kf 8°(kPa)	#REF!	Kcs 2°(kPa)	102,44	Kcs 4°(kPa)	kPa	Kcs 6°(kPa)	kPa	Kcs 8°(kPa)	#REF!

TRAJETÓRIA DE TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS





UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

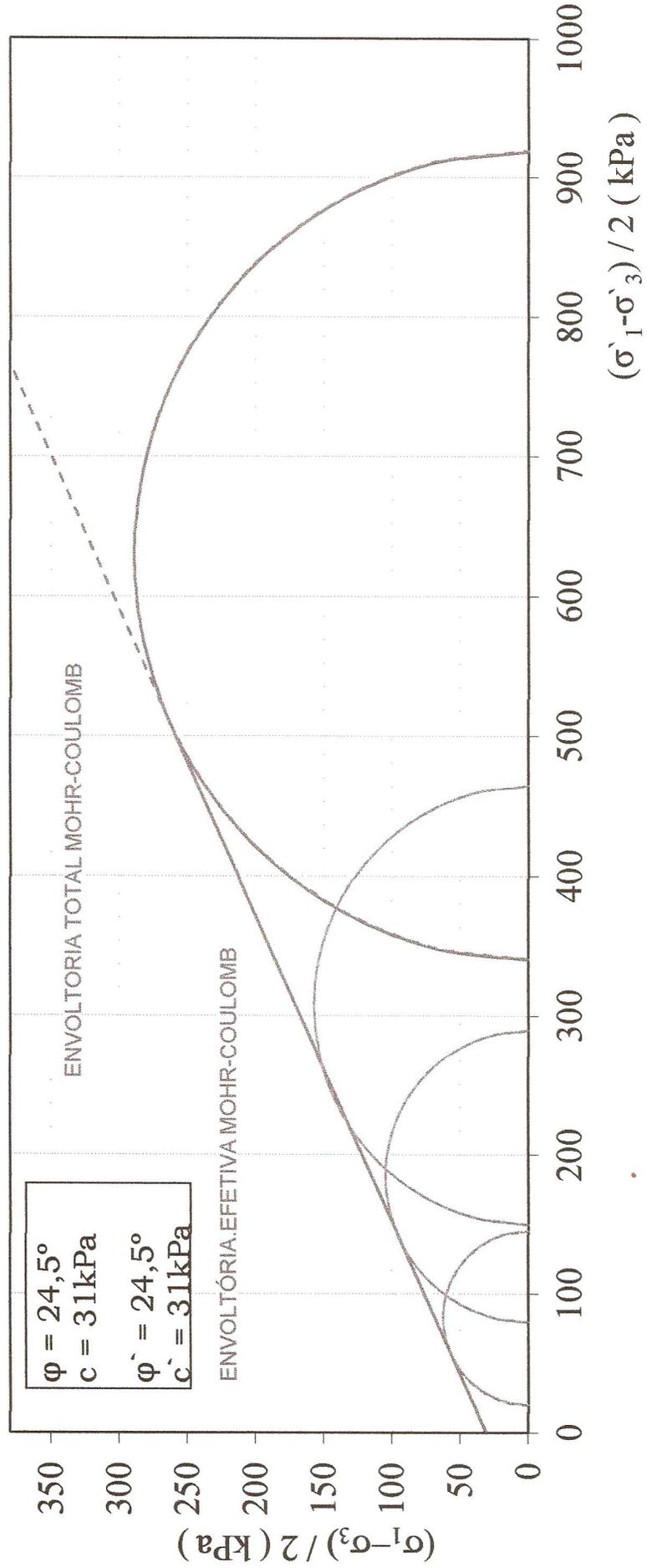
ENSAIO TRIAXIAL

Solo: Solo residual silto arenoso
Local: Santo Amaro da Imperatriz
Obra: Pesquisa Fábio / Cesar

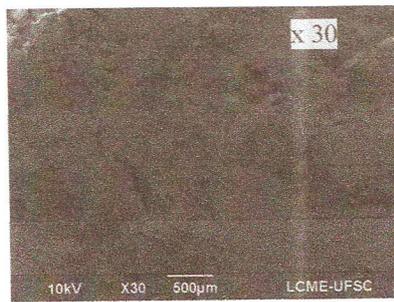
Profundidade: 0,5
Interessado: Cesar / Fábio

Responsável: R. Higashi, M. Maccarini
Laboratorista: Murilo / Cesar
Data: 01/02/2013

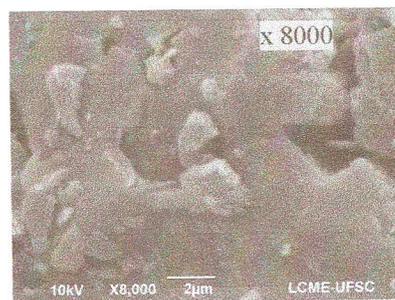
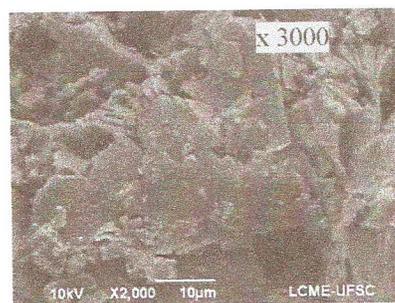
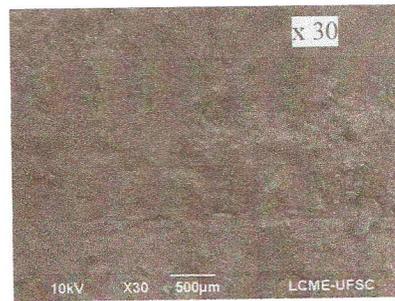
ENSAIO CID (Consolidado / Drenado)
ENVOLTÓRIA DE RUPTURA - TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS



Amostra Natural

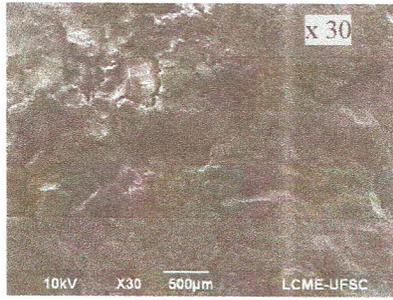


Após o cisalhamento

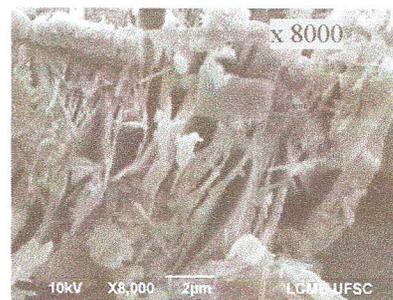
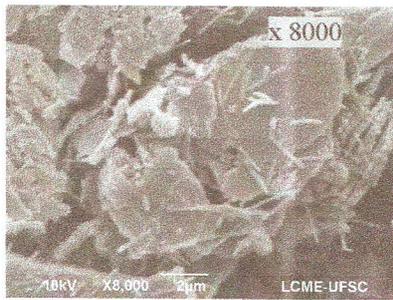
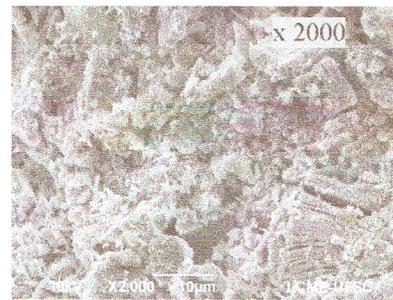
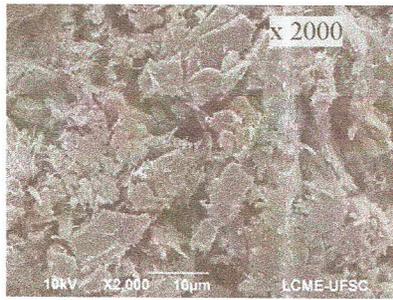
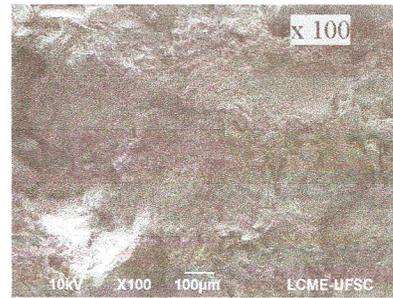
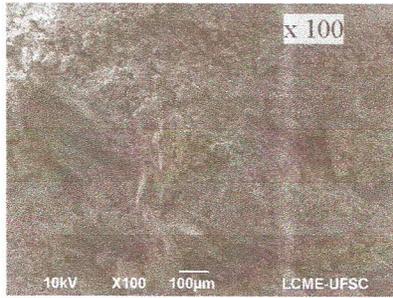


IMAGENS MEV – TALUDE 4

Amostra Natural

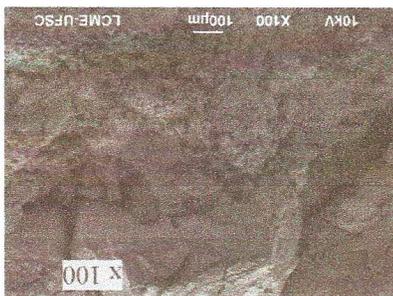
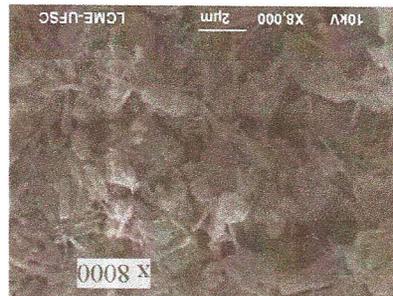


Após o cisalhamento



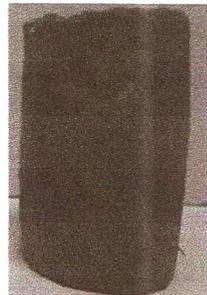
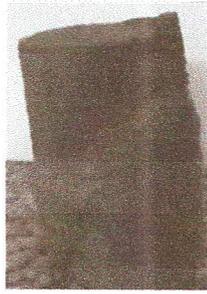
IMAGENS MEV – POÇO DE INSPEÇÃO 1M

IMAGENS MEV - POÇO DE INSPEÇÃO 3M

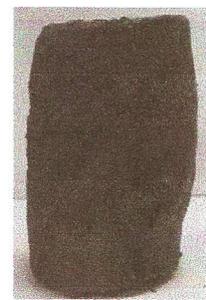


Após o cisalhamento

Amostra Natural



AMOSTRAS APÓS RUPTURAS TRIAXIAS DO TALUDE 2



AMOSTRAS APÓS RUPTURAS TRIAXIAS DO POÇO DE INSPEÇÃO 3M



CLIENTE:
Universidade Federal de Santa Catarina

LOCAL:
Rua Mansur Elias, s/n° - Aprox. 697,43 m da BR 282.

DATA: 10/01/12 **N° SONDAAGEM:** **COTA:** 0 **ESCALA:** 1:100 **FOLHA:** 01 **FURO:**

Rua Ottokar Doerffel, 1723, bairro Anita Garibaldi - Joinville/SC - CEP: 89203-307
55 (47): 3028-1881 / 3028-9929 - zenite@zeniteeng.com - www.zeniteeng.com

SP-01

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA												
	1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" QUEDA DE 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg																
					10 20 30 40																		
1	-	-	-			1,00					SILTE ARENOSO, MARROM												
2	10/15	12/15	16/15	22	28										SILTE ARENOSO, MARROM, COMPACTO								
3	8/15	11/15	14/15	19	25																		
4	6/15	10/15	14/15	16	24																		
5	5/15	10/15	18/15	15	28	4,45													SILTE ARENOSO, MARROM, MUITO COMPACTO				
6	7/15	16/15	28/15	23	44	5,45																	
7	6/15	14/15	18/15	20	32	6,45																	
8	7/15	18/15	23/15	25	41	7,45																	
9	11/15	16/15	21/15	27	37																		SILTE ARENOSO, MARROM CLARO, COMPACTO
10	10/15	17/15	15/15	27	32																		
11	10/15	17/15	14/15	27	31	10,45																	
12	8/15	12/15	17/15	20	29	11,45																	
						12,04																	
13	50/4	-	-	50/4																			
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: NE em 10/01/2012 FINAL: NE em 11/01/2012 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 2,00	ZÊNITE TOPOGRAFIA, ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE CREA/SC - 082.060-0 CNPJ: 08.709.956/0001-79	LAVAGEM POR TEMPO	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>TEMPO</th> <th>DE</th> <th>PARA</th> </tr> <tr> <td>10 min</td> <td>12,04</td> <td>12,08</td> </tr> <tr> <td>10 min</td> <td>12,08</td> <td>12,10</td> </tr> <tr> <td>10 min</td> <td>12,10</td> <td>12,11</td> </tr> </table>	TEMPO	DE	PARA	10 min	12,04	12,08	10 min	12,08	12,10	10 min	12,10	12,11
TEMPO	DE	PARA													
10 min	12,04	12,08													
10 min	12,08	12,10													
10 min	12,10	12,11													



CLIENTE:
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

LOCAL:
Rua Mansur Elias, s/n° - Aprox. 697,43 m da BR 282.

DATA: 11/01/12 Nº SONDAGEM: COTA: 0 ESCALA: 1:100 FOLHA: 01 FURO: **SP-02**

Rua Ottokar Doerffel, 1723, bairro Anita Garibaldi - Joinville/SC - CEP: 89203-307
55 (47): 3028-1881 / 3028-9929 - zenite@zeniteeng.com - www.zeniteeng.com

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" Queda de 75cm PESO DE 65 kg				
							10	20	30	40	
1	-	-	-			1.00					SILTE ARENOSO, MARROM
2	4/15	5/15	7/15	9	12						SILTE ARENOSO, MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO
3	5/15	5/15	7/15	10	12						
4	5/15	7/15	8/15	12	15						
5	5/15	7/15	9/15	12	16						
6	4/15	6/15	7/15	10	13						
7	4/15	6/15	8/15	10	14	6.45					
8	9/15	16/15	28/15	25	44						SILTE ARENOSO, MARROM, MUITO COMPACTO
9	10/15	18/15	33/15	28	51						
10	15/15	22/15	28/9	37	50/24	9.39					FURO TERMINADO COM 9,39m Impenetrável ao amostrador
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA		ZÊNITE TOPOGRAFIA, ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE CREA/SC - 082.060-0 CNPJ: 08.709.956/0001-79	LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
INICIAL:	NE em 11/01/2012			10 min	9,39	9,42
FINAL:	NE em 12/01/2012			10 min	9,42	9,45
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 2,00				10 min	9,45	9,46



CLIENTE:
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

LOCAL:
Rua Mansur Elias, s/n° - Aprox. 697,43 m da BR 282.

DATA: 12/01/12 Nº SONDAGEM: COTA: 0 ESCALA: 1:100 FOLHA: 01 FURO: SP-03

Rua Ottokar Doerffel, 1723, bairro Anita Garibaldi - Joinville/SC - CEP: 89203-307
55 (47): 3028-1881 / 3028-9929 - zenite@zeniteeng.com - www.zeniteeng.com

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg				
							10	20	30	40	
1	-	-	-			1,00					ARGILA ARENOSA, MARROM, COM MAT. ORGÂNICA
2	3/15	3/15	4/15	6	7						ARGILA ARENOSA, MARROM, MÉDIA
3	3/15	3/15	4/15	6	7	2,45					ARGILA ARENOSA, MARROM, RIJA
4	6/15	6/15	8/15	12	14	3,45					ARGILA ARENOSA, MARROM, RIJA, COM PEDREGULHO
5	6/15	7/15	8/15	13	15	4,45					SILTE ARENOSO, MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO
6	6/15	7/15	10/15	13	17						SILTE ARENOSO, MARROM, COMPACTO
7	6/15	8/15	10/15	14	18	6,45					SILTE ARENOSO, MARROM, COMPACTO
8	6/15	8/15	11/15	14	19	7,45					SILTE ARENOSO, MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO
9	6/15	8/15	10/15	14	18	8,45					SILTE ARENOSO, MARROM, COMPACTO, COM PEDREGULHO
10	6/15	8/15	11/15	14	19	9,45					ARGILA ARENOSA, MARROM, RIJA, COM PEDREGULHO
11	6/15	10/15	13/15	16	23	10,45					SILTE, MARROM, COMPACTO
12	7/15	10/15	13/15	17	23	11,45					SILTE, MARROM, COMPACTO, COM MICA
13	8/15	10/15	13/15	18	23						SILTE ARENOSO, MARROM, MUITO COMPACTO, COM MICA
14	9/15	10/15	14/15	19	24	13,45					SILTE ARENOSO, MARROM CLARO, MUITO COMPACTO
15	10/15	11/15	18/15	21	29	14,45					FURO TERMINADO COM 16,42m Impenetrável ao amostrador
16	10/15	19/15	22/15	29	41						
17	11/15	21/15	29/12	32	50	16,42					
18					27						
19											
20											

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA

INICIAL: NE em 12/01/2012
FINAL: NE em 13/01/2012

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 2,00

ZÊNITE

TOPOGRAFIA, ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE
CREA/SC - 082.060-0
CNPJ: 08.709.956/0001-79

LAVAGEM POR TEMPO

TEMPO	DE	PARA
10 min	16,42	16,44
10 min	16,44	16,47
10 min	16,47	16,49



CREA/SC - 082.060-0

CLIENTE:

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

LOCAL:

Rua Mansur Elias, s/n° - Aprox. 697,43 m da BR 282.

DATA:

13/01/12

N° SONDAAGEM:

COTA:

ESCALA:

FOLHA:

FURO:

0

1:100

01

SP-04

Rua Ottokar Doerffel, 1723, bairro Anita Garibaldi - Joinville/SC - CEP: 89203-307
55 (47): 3028-1881 / 3028-9929 - zenite@zeniteeng.com - www.zeniteeng.com

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg				
				10	20		30	40			
1	-	-	-			1.00					ARGILA ARENOSA, MARROM
2	5/15	5/15	6/15	10	11						SILTE ARENOSO, MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO
3	8/15	13/15	18/15	21	31						
4	5/15	7/15	8/15	12	15	3.45					SILTE ARENOSO, MARROM, COMPACTO
5	6/15	8/15	14/15	14	22						
6	11/15	15/15	18/15	26	33						SILTE ARENOSO, MARROM, MUITO COMPACTO
7	11/15	15/15	21/15	26	36	6.45					
8	14/15	19/15	31/11	33	50/26	7.41					FURO TERMINADO COM 7,41m Impenetrável ao amostrador
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA

INICIAL: NE em 13/01/2012

FINAL: NE em 14/01/2012

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 2,00

ZÊNITE

TOPOGRAFIA, ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE
CREA/SC - 082.060-0
CNPJ: 08.709.956/0001-79

LAVAGEM POR TEMPO

TEMPO	DE	PARA
10 min	7,41	7,45
10 min	7,45	7,47
10 min	7,47	7,50



Cliente: **UFSC**

Endereço: **Rua Mansur Elias - Santo Amaro da Imperatriz**

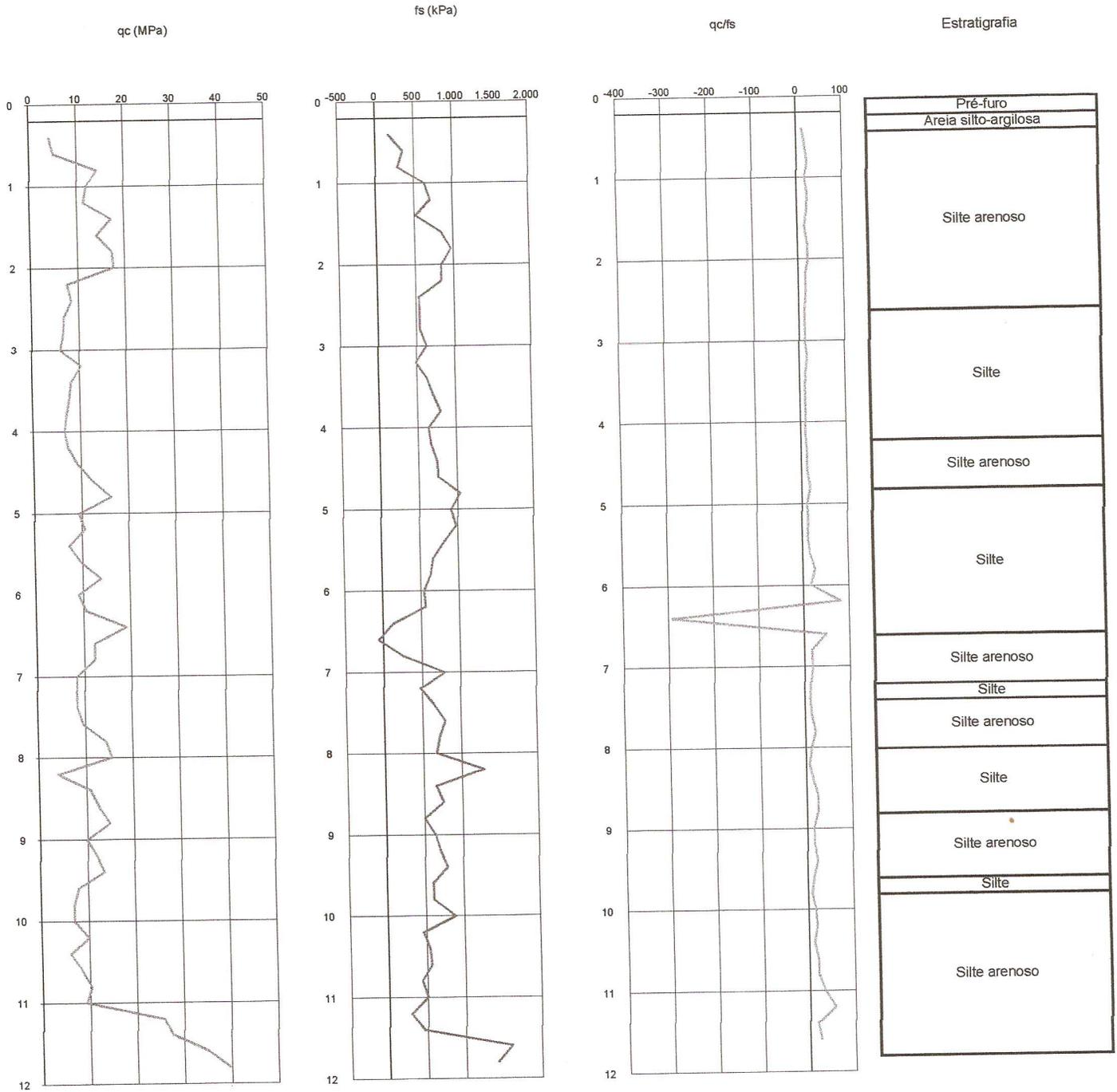
Furo: **CPT 01**

Data: **03/02/12**

Cota do furo¹: - m da p.c.

Nº Sondagem: **ZEN - UFSC**

Cota do terreno: 46,41 m





Cliente: **UFSC**

Endereço: **Rua Mansur Elias - Santo Amaro da Imperatriz**

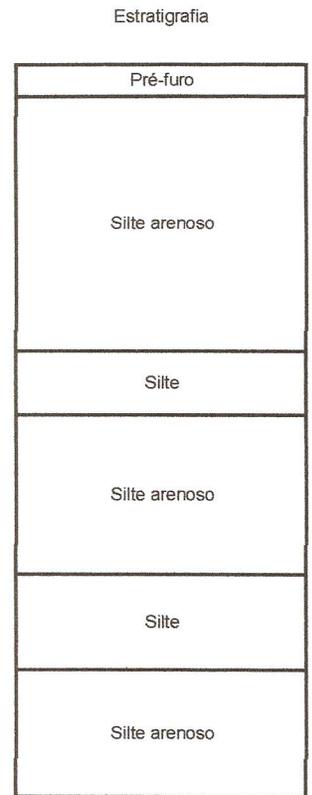
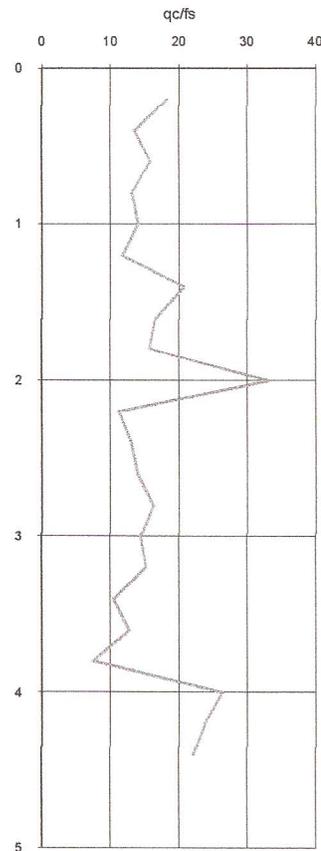
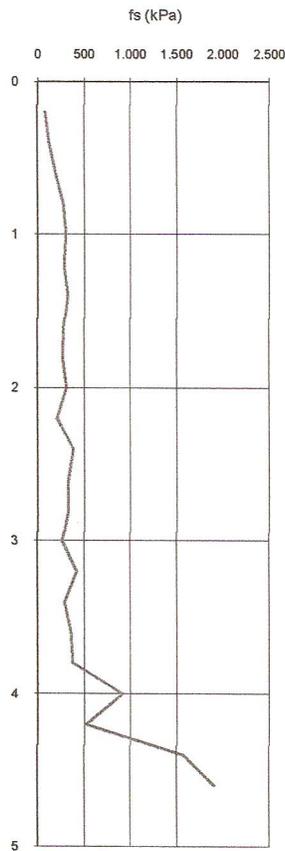
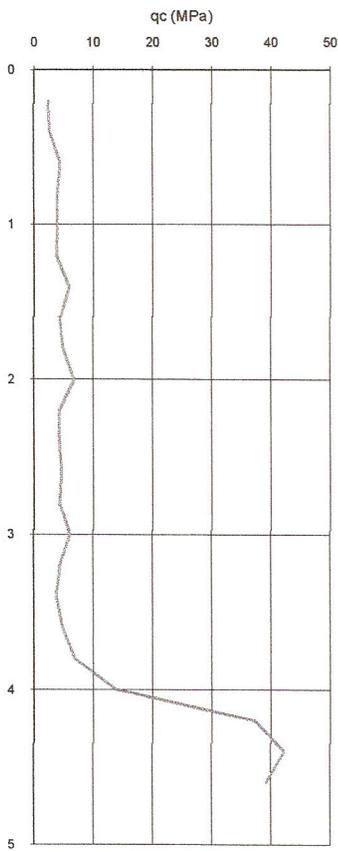
Furo: **CPT 02**

Data: **04/02/12**

Cota do furo¹: - **m da p.c.**

Nº Sondagem: **ZEN - UFSC**

Cota do terreno: **55,77 m**





Cliente: **UFSC**

Endereço: **Rua Mansur Elias - Santo Amaro da Imperatriz**

Furo: **CPT 03**

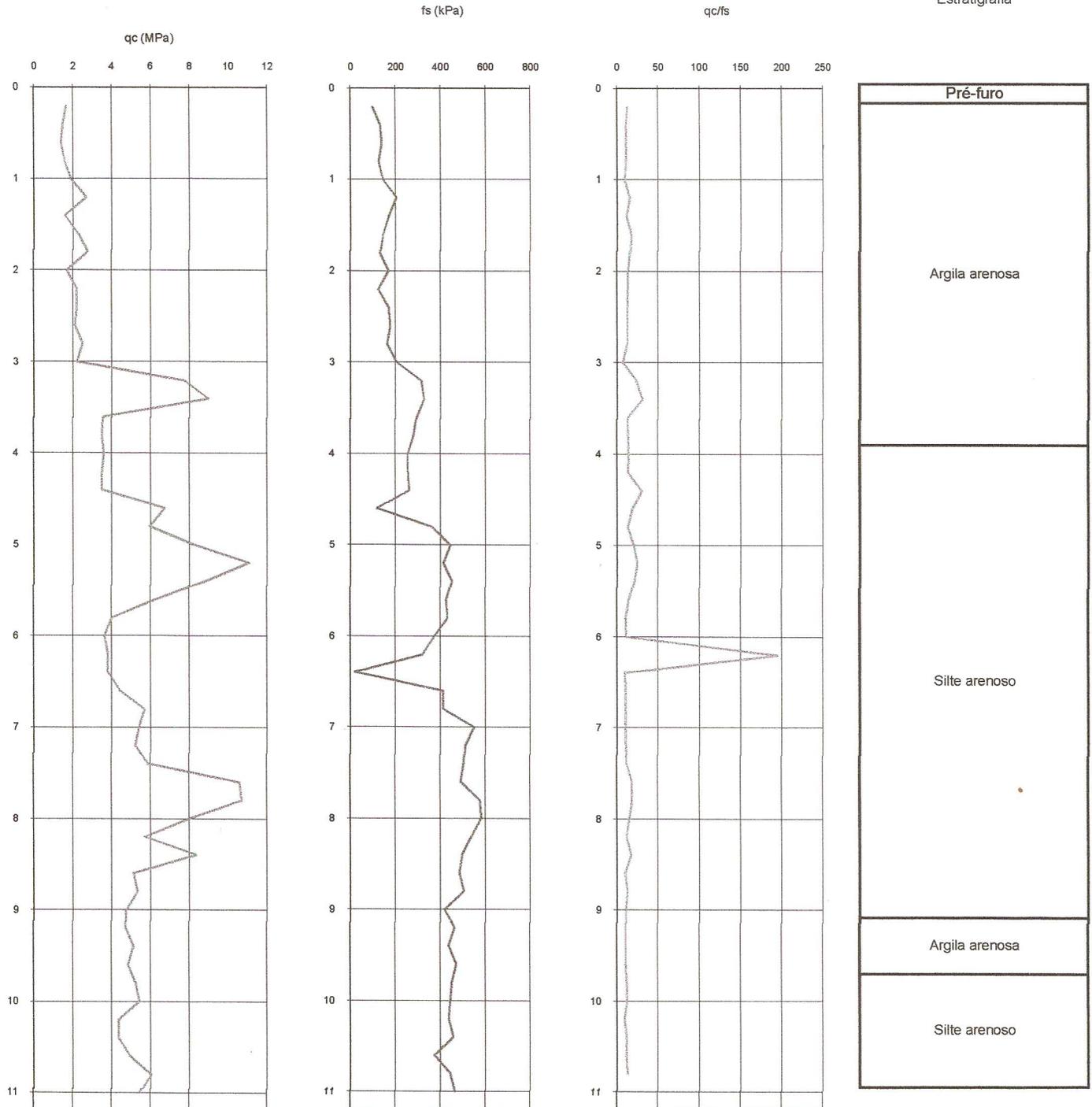
Data: **03/02/12**

Cota do furo¹: - **m da p.c.**

Nº Sondagem: **ZEN - UFSC**

Cota do terreno: 0 **m**

Estratigrafia





Cliente: **UFSC**

Endereço: **Rua Mansur Elias - Santo Amaro da Imperatriz**

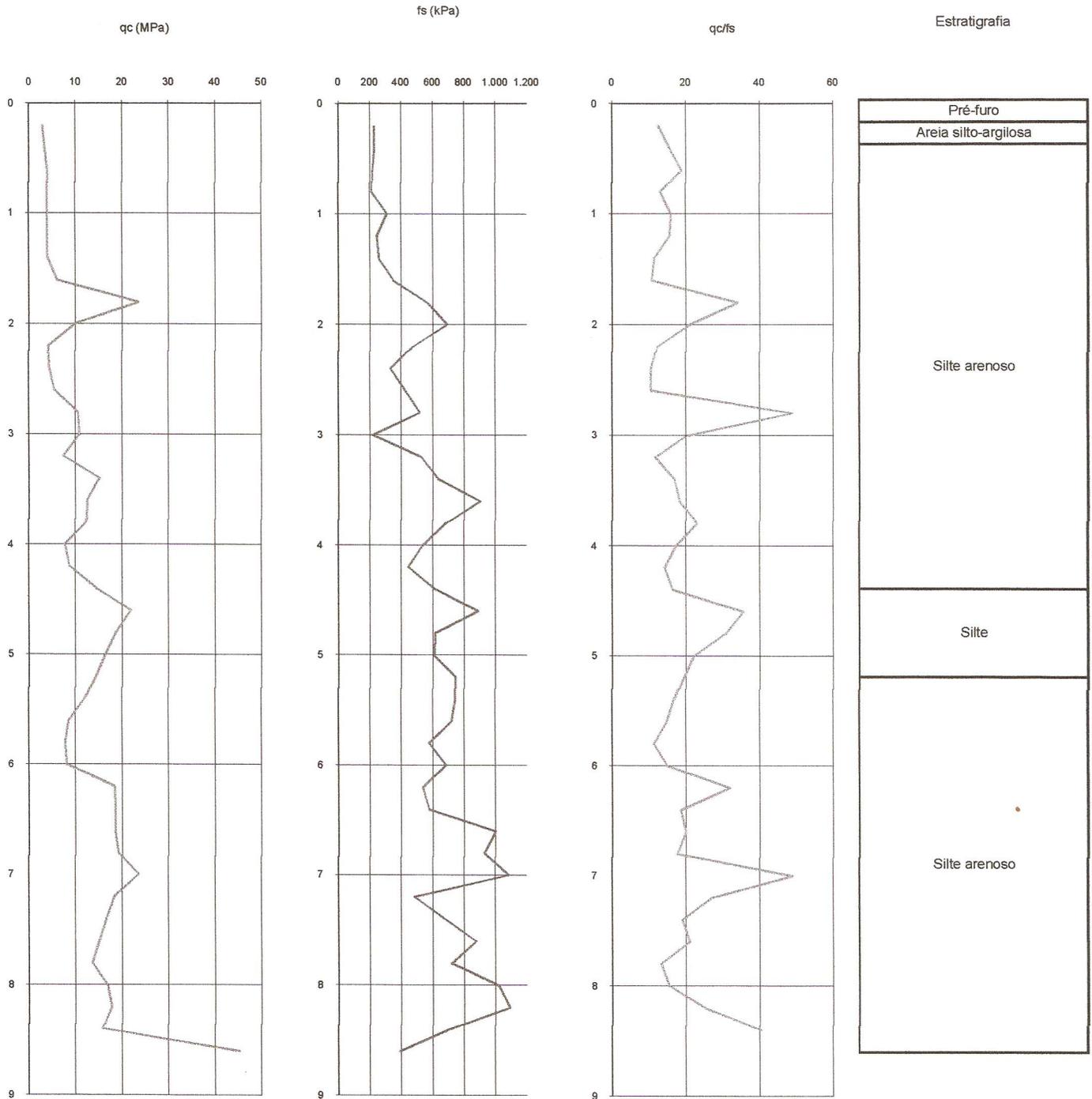
Furo: **CPT 04**

Data: **04/02/12**

Cota do furo: - **m da p.c.**

Nº Sondagem: **ZEN - UFSC**

Cota do terreno: **m**



UFSC
TESE

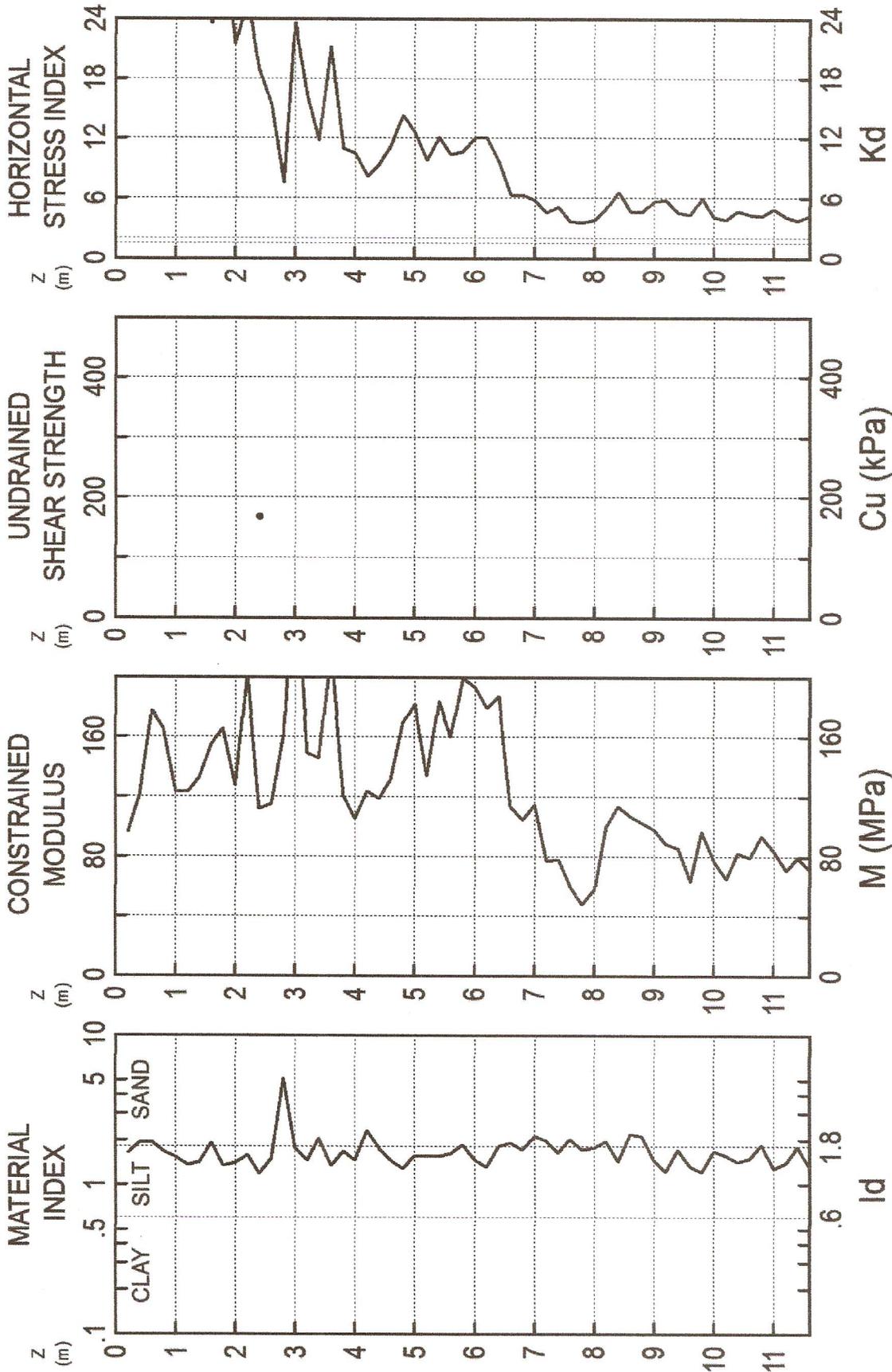
F.KRUEGER
STO. AMARO

TEST
DMT 01

INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS

04 FEV 2012

DILATOMETER TEST (DMT)



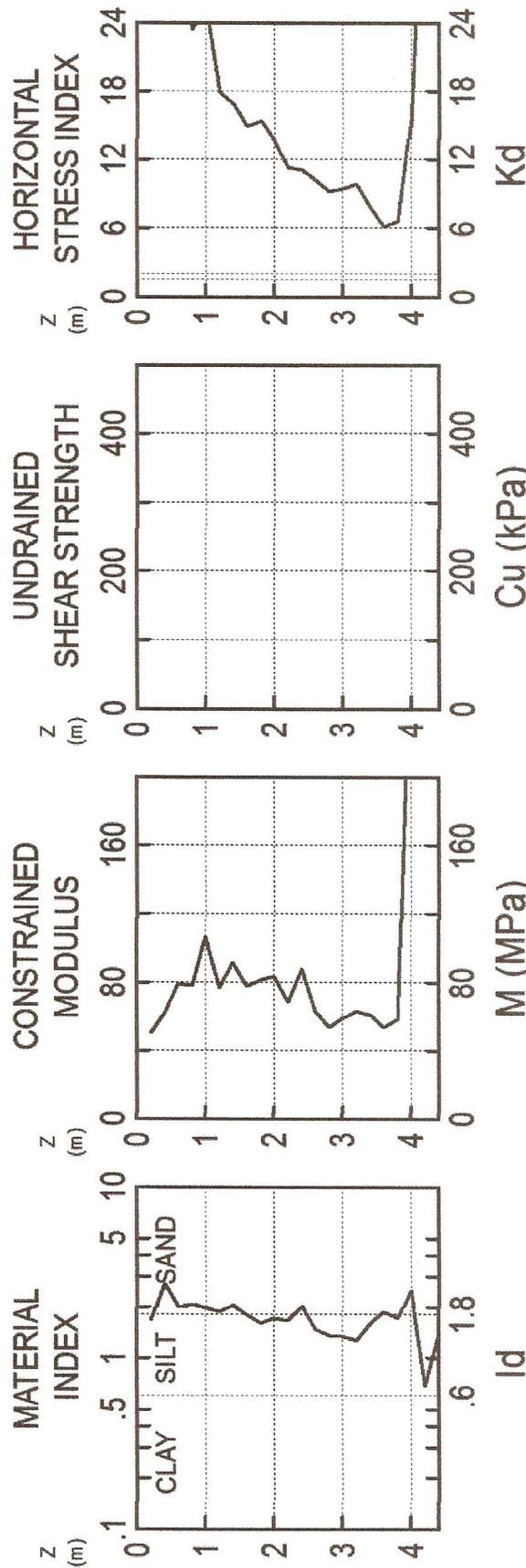
UFSC
TESE

F.KRUEGER
STO. AMARO

TEST
DMT 02

INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS

04 FEV 2012



UFSC
TESE

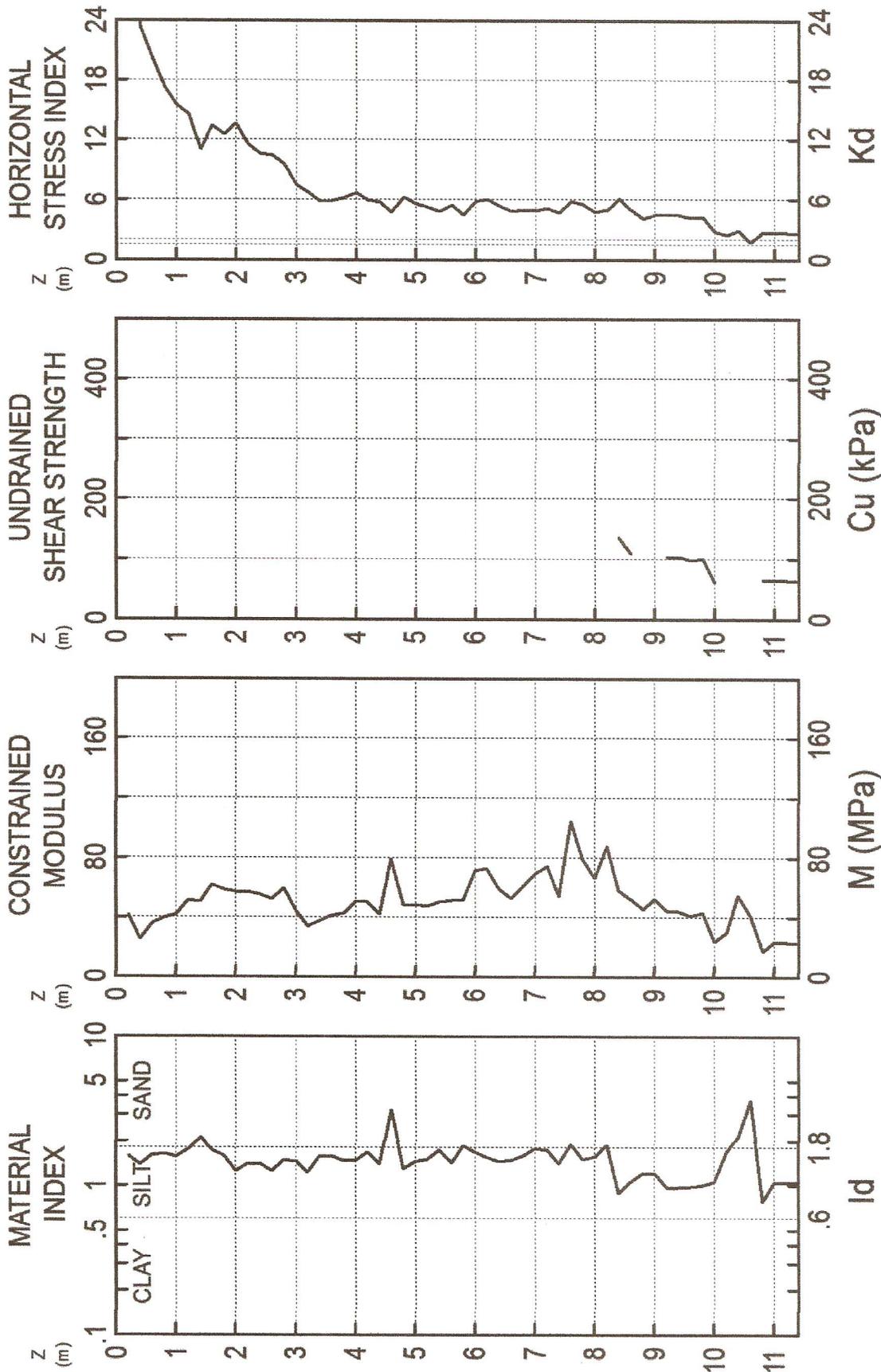
F.KRUEGER
STO. AMARO

TEST
DMT 03

INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS

05 FEV 2012

DILATOMETER TEST (D M T)



UFSC
TESE

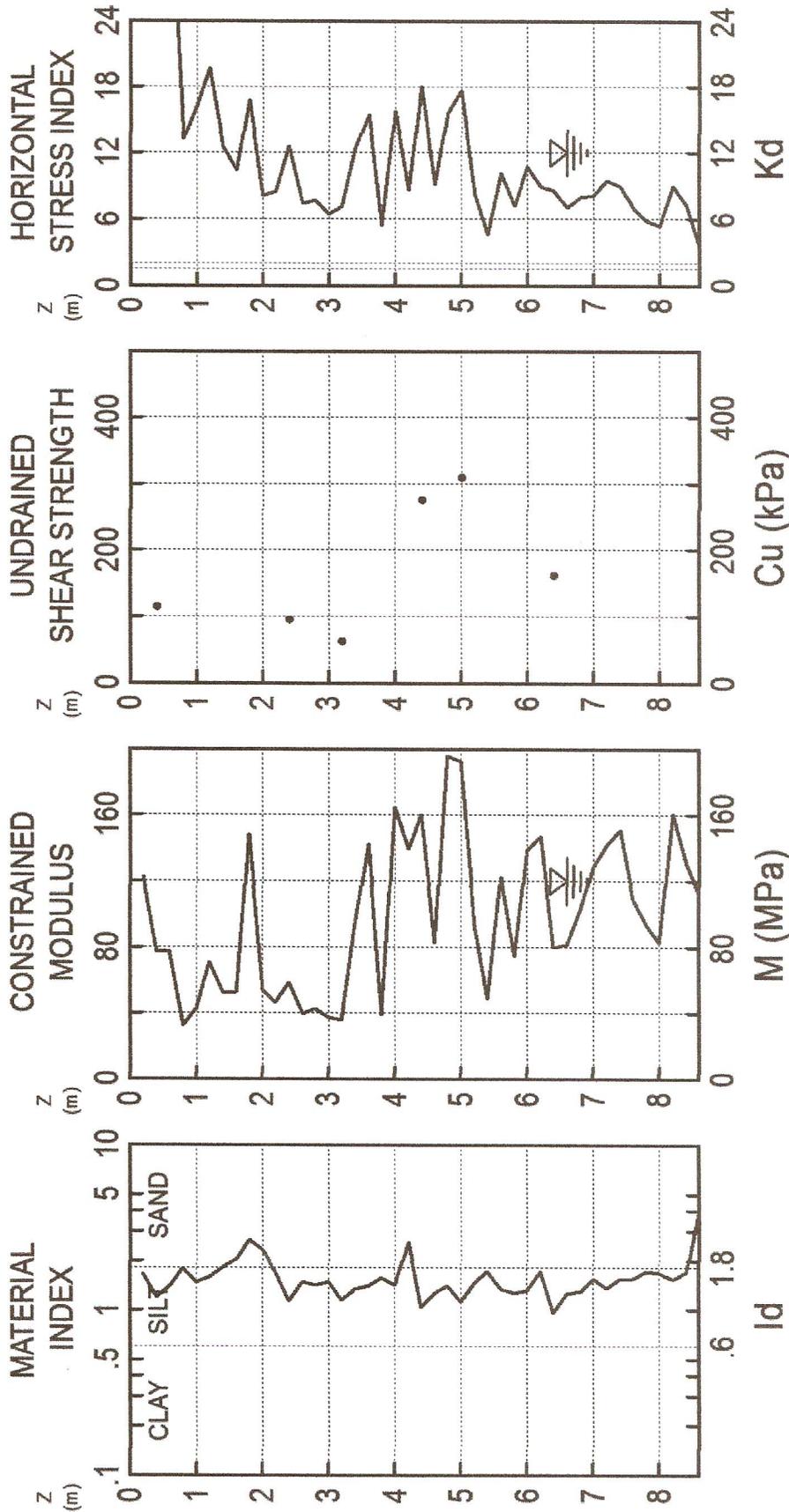
F.KRUEGER
STO. AMARO

TEST
DMT 04

INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS

04 FEV 2012

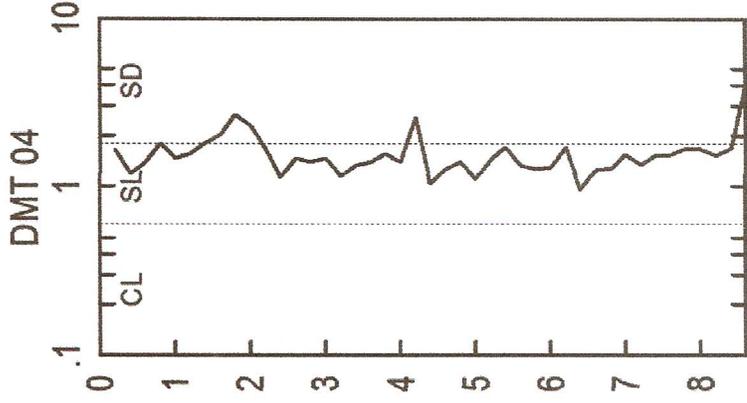
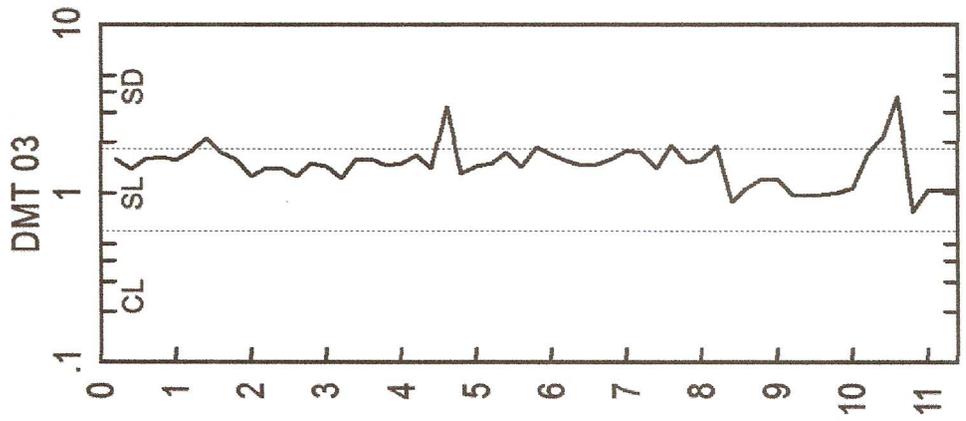
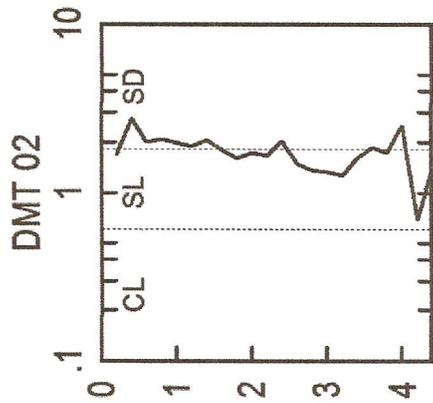
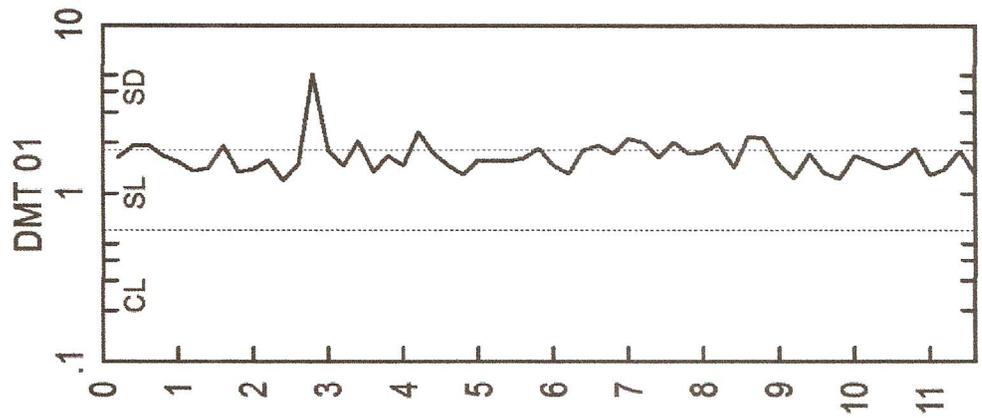
DILATOMETER TEST (D.M.T)



UFSC
TESE

F.KRUEGER
STO. AMARO

CROSS SECTION OF MATERIAL INDEX Id



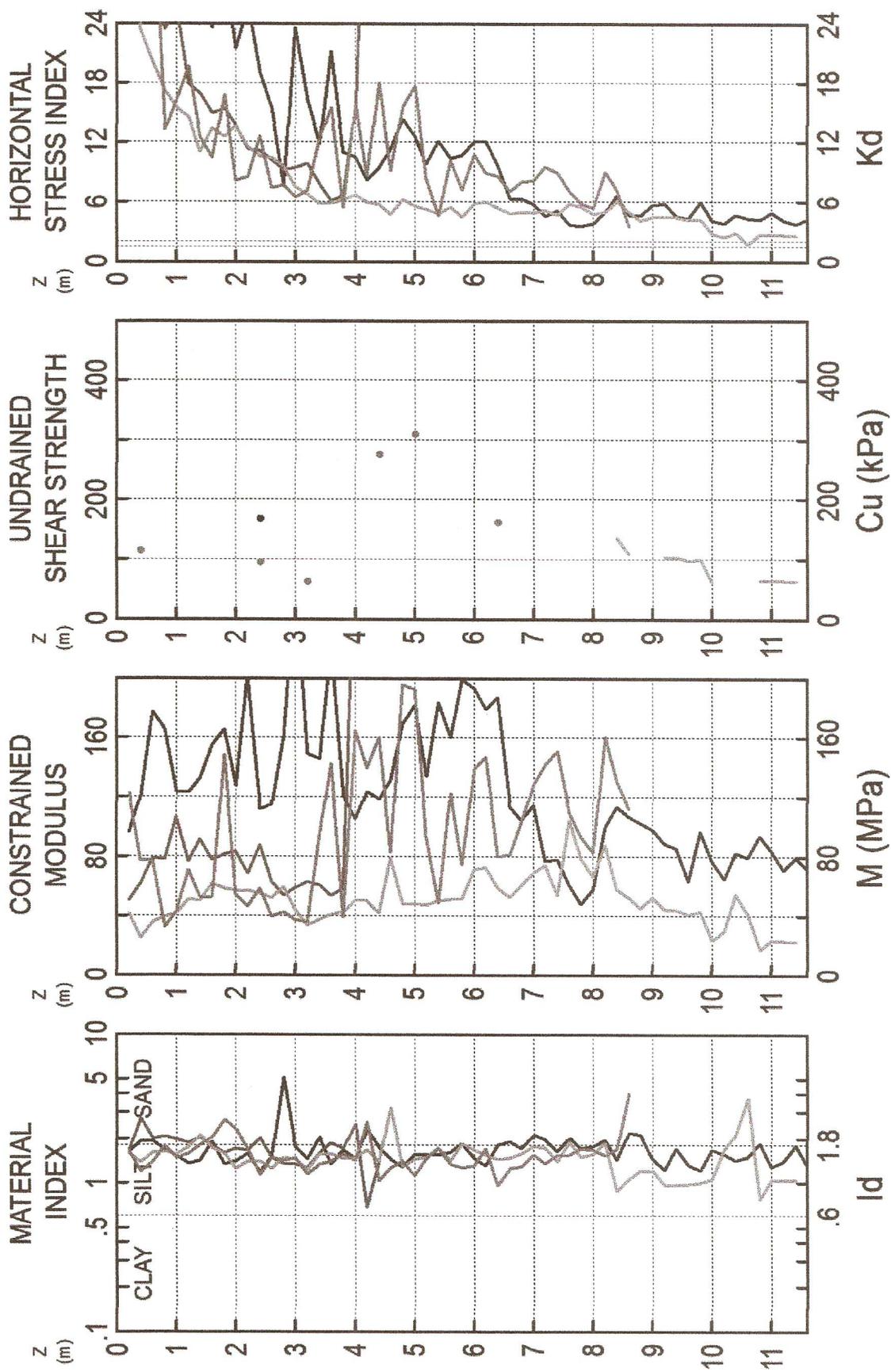
UFSC

F. KRUEGER

TESE

STO. AMARO

SUPERIMPOSED TEST RESULTS



— DMT 01

- - - DMT 02

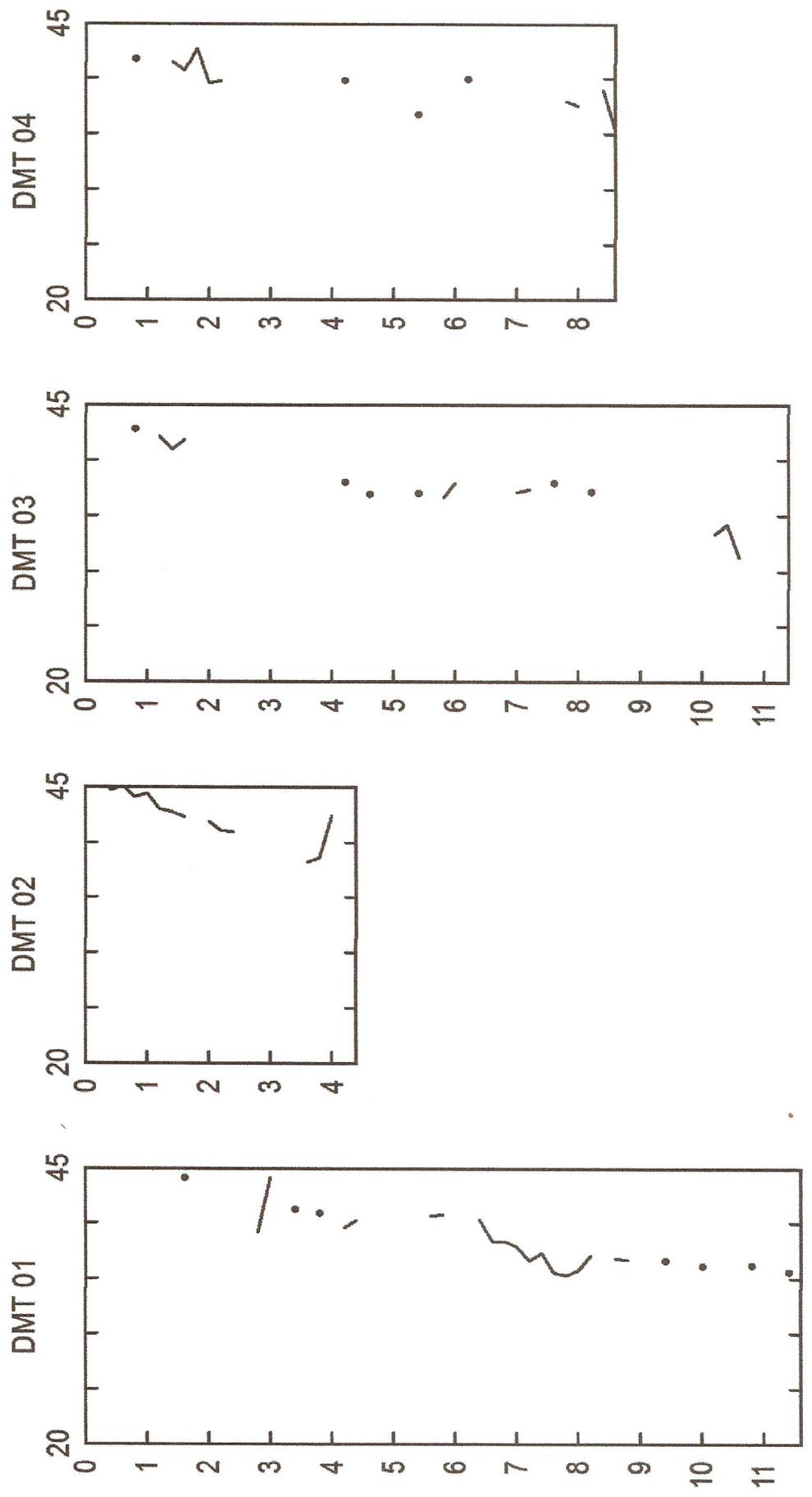
..... DMT 03

- · - · DMT 04

UFSC
TESE

F.KRUEGER
STO. AMARO

CROSS SECTION OF FRICTION ANGLE (cohesionless) Phi (deg)



DMT 01	
04 FEB 2012	
UFSC	
F. KRUEGER	
TESE	
SIT. AMARO	

LEGEND	
Z	= Depth Below Ground Level
Po, P1, P2	= Corrected A, B, C readings
Id	= Material Index
Ed	= Dilatometer Modulus
Ud	= Pore Press. Index = (P2-Uo) / (Po-Uo)
Gamma	= Bulk unit weight
Sigma'	= Effective overb. stress
Uo	= Pore pressure

INTERPRETED PARAMETERS	
Phi	= Safe floor value of Friction Angle
Ko	= In situ earth press. coeff.
M	= Constrained modulus (at Sigma')
Cu	= Undrained shear strength
Ocr	= Overconsolidation ratio
(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable factor)	

GENERAL PARAMETERS	
Deltaa	= 21 kPa
Deltab	= 45 kPa
GammaTop	= 17.5 kN/m ³
FactorEd	= 34.7
Zm	= 0.0 kPa
Zabs	= 0.0 m
Zw	> Zfinal

Water Level below end of sounding
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TC16 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 01 DESCRIPTION
0.2	370	1000		363	955		17.7	4	0	1.63	>99.9	20.5					96.2		SANDY SILT
0.4	450	1300		432	1255		18.6	7	0	1.91	61.4	28.6				47	120.5		SILTY SAND
0.6	670	1900		633	1855		19.6	11	0	1.93	58.8	42.4				47	177.2		SILTY SAND
0.8	750	1950		714	1905		19.1	15	0	1.67	48.6	41.3				47	165.2		SANDY SILT
1.0	660	1650		635	1605		19.1	19	0	1.53	34.3	33.7					123.4		SANDY SILT
1.2	750	1750		724	1705		19.1	22	0	1.35	32.4	34.0					123.0		SANDY SILT
1.4	800	1900		769	1855		19.1	26	0	1.41	29.4	37.7				44	132.7		SANDY SILT
1.6	750	2100		707	2055		19.6	30	0	1.91	23.6	46.8					154.9		SILTY SAND
1.8	1050	2400		1007	2355		20.6	34	0	1.34	29.7	46.8					165.2		SANDY SILT
2.0	850	2000		817	1955		19.1	38	0	1.39	21.5	39.5					127.3		SANDY SILT
2.2	1150	2850		1089	2805		20.6	42	0	1.58	26.0	59.5					202.7		SANDY SILT
2.4	900	1950		872	1905		19.1	46	0	1.19	19.0	35.9		2.7	33.5		111.3	168	SILT
2.6	800	1950		767	1905		19.1	50	0	1.48	15.4	39.5					114.9		SANDY SILT
2.8	480	2500		403	2455		19.6	54	0	5.09	7.5	71.2				39	160.4		SAND
3.0	1450	3800		1357	3755		20.6	58	0	1.77	23.6	83.2				44	275.6		SANDY SILT
3.2	1050	2500		1002	2455		20.6	62	0	1.45	16.2	50.4					149.2		SANDY SILT
3.4	830	2400		776	2355		19.6	66	0	2.04	11.8	54.8				41	145.5		SILTY SAND
3.6	1550	3500		1477	3455		20.6	70	0	1.34	21.2	68.6				41	220.4		SANDY SILT
3.8	850	2200		807	2155		19.1	74	0	1.67	10.9	46.8					120.9		SANDY SILT
4.0	850	2050		814	2005		19.1	78	0	1.46	10.5	41.3					105.1		SANDY SILT
4.2	720	2250		668	2205		19.6	81	0	2.30	8.2	53.3				40	123.6		SILTY SAND
4.4	850	2250		804	2205		19.1	85	0	1.74	9.4	48.6				40	118.7		SANDY SILT
4.6	1050	2500		1002	2455		20.6	89	0	1.45	11.2	50.4					131.6		SANDY SILT
4.8	1400	3100		1339	3055		20.6	93	0	1.28	14.3	59.5					169.2		SANDY SILT
5.0	1300	3200		1229	3155		20.6	97	0	1.57	12.6	66.8					181.7		SANDY SILT
5.2	1050	2600		997	2555		20.6	102	0	1.56	9.8	54.1					134.2		SANDY SILT
5.4	1350	3300		1277	3255		20.6	106	0	1.55	12.1	68.6					183.9		SANDY SILT
5.6	1200	3000		1134	2955		20.6	110	0	1.61	10.3	63.2				41	159.9		SANDY SILT
5.8	1300	3500		1214	3455		21.1	114	0	1.85	10.7	77.8				41	199.1		SILTY SAND
6.0	1500	3550		1422	3505		20.6	118	0	1.47	12.0	72.3					193.4		SANDY SILT
6.2	1550	3450		1479	3405		20.6	122	0	1.30	12.1	66.8					179.1		SANDY SILT
6.4	1300	3450		1217	3405		20.6	126	0	1.80	9.6	75.9				40	187.1		SANDY SILT
6.6	880	2450		826	2405		19.6	131	0	1.91	6.3	54.8				38	113.4		SILTY SAND
6.8	900	2350		852	2305		19.1	134	0	1.71	6.3	50.4				38	104.1		SANDY SILT
7.0	850	2500		792	2455		19.6	138	0	2.10	5.7	57.7				38	114.4		SILTY SAND
7.2	680	1950		641	1905		19.6	142	0	1.97	4.5	43.9				37	77.0		SILTY SAND
7.4	780	2000		743	1955		19.1	146	0	1.63	5.1	42.0				37	77.9		SANDY SILT
7.6	580	1700		548	1655		19.6	150	0	2.02	3.7	38.4				36	60.0		SILTY SAND
7.8	560	1500		537	1455		19.1	154	0	1.71	3.5	31.8				35	47.7		SANDY SILT
8.0	630	1700		601	1655		19.1	158	0	1.75	3.8	36.6				36	57.9		SANDY SILT
8.2	850	2400		797	2355		19.6	162	0	1.96	4.9	54.1				37	99.4		SILTY SAND
8.4	1150	2700		1097	2655		20.6	165	0	1.42	6.6	54.1					113.6		SANDY SILT
8.6	850	2550		789	2505		19.6	170	0	2.17	4.7	59.5				37	106.8		SILTY SAND

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 01 DESCRIPTION
8.8	850	2500		792	2455		19.6	174	0	2.10	4.6	57.7				37	102.3		SILTY SAND
9.0	1050	2500		1002	2455		20.6	177	0	1.45	5.6	50.4					98.1		SANDY SILT
9.2	1100	2400		1059	2355		20.6	182	0	1.22	5.8	45.0					88.6		SANDY SILT
9.4	880	2300		833	2255		19.1	186	0	1.71	4.5	49.3				37	85.7		SANDY SILT
9.6	850	1950		819	1905		19.1	189	0	1.33	4.3	37.7					63.3		SANDY SILT
9.8	1200	2600		1154	2555		20.6	193	0	1.21	6.0	48.6					96.8		SANDY SILT
10.0	850	2200		807	2155		19.1	197	0	1.67	4.1	46.8				36	77.0		SANDY SILT
10.2	800	2000		764	1955		19.1	201	0	1.56	3.8	41.3					64.8		SANDY SILT
10.4	1000	2350		957	2305		20.6	205	0	1.41	4.7	46.8					82.3		SANDY SILT
10.6	950	2300		907	2255		19.1	209	0	1.49	4.3	46.8					79.1		SANDY SILT
10.8	940	2350		884	2505		21.1	213	0	1.83	4.1	56.3				36	93.9		SILTY SAND
11.0	1100	2450		1057	2405		20.6	217	0	1.28	4.9	46.8					83.9		SANDY SILT
11.2	940	2200		901	2155		19.1	221	0	1.39	4.1	43.5					70.7		SANDY SILT
11.4	880	2350		831	2305		19.1	225	0	1.77	3.7	51.2					79.5		SANDY SILT
11.6	1000	2250		962	2205		19.1	229	0	1.29	4.2	43.1					71.2		SANDY SILT

DMT 02	
<p>04 FEB 2012</p> <p>UFSC</p> <p>F. KRUEGER</p> <p>TESE</p> <p>SIT0. AMARO</p>	<p>LEGEND</p> <p>Z = Depth Below Ground Level</p> <p>Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings</p> <p>Id = Material Index</p> <p>Ed = Dilatometer Modulus</p> <p>Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo) / (Po-Uo)</p> <p>Gamma = Bulk unit weight</p> <p>Sigma' = Effective overb. stress</p> <p>Uo = Pore pressure</p>
<p>INTERPRETED PARAMETERS</p> <p>Phi = Safe floor value of Friction Angle</p> <p>Ko = In situ earth press. coeff.</p> <p>M = Constrained modulus (at Sigma')</p> <p>Cu = Undrained shear strength</p> <p>OCR = Overconsolidation ratio</p> <p>(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable factor)</p>	
<p>GENERAL PARAMETERS</p> <p>Deltaa = 22 kPa</p> <p>Deltab = 41 kPa</p> <p>GammaTop = 17.5 kN/m³</p> <p>FactorEd = 34.7</p> <p>Zm = 0.0 kPa</p> <p>Zabs = 0.0 m</p> <p>Zw > Zfinal</p>	

Water Level below end of sounding
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TC16 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	OCR	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 02 DESCRIPTION
0.2	200	590		206	549		16.7	4	0	1.67	58.8	11.9				47	49.8		SANDY SILT
0.4	190	740		188	699		17.7	7	0	2.73	27.5	17.7				45	61.3		SILTY SAND
0.6	330	1000		322	959		18.6	10	0	1.98	31.0	22.1				45	79.0		SILTY SAND
0.8	340	1050		330	1009		18.6	14	0	2.06	23.4	23.6				44	77.9		SILTY SAND
1.0	480	1400		459	1359		19.6	18	0	1.96	25.8	31.2				44	106.0		SILTY SAND
1.2	400	1150		388	1109		18.6	22	0	1.86	17.8	25.0				43	76.3		SILTY SAND
1.4	450	1350		430	1309		18.6	25	0	2.04	16.9	30.5				43	91.4		SILTY SAND
1.6	450	1250		435	1209		17.7	29	0	1.78	14.9	26.9				42	77.3		SANDY SILT
1.8	520	1350		504	1309		19.1	33	0	1.60	15.4	27.9				42	81.3		SANDY SILT
2.0	520	1400		501	1359		19.1	37	0	1.71	13.7	29.8				42	83.3		SANDY SILT
2.2	470	1250		456	1209		17.7	40	0	1.65	11.3	26.1				41	68.3		SANDY SILT
2.4	510	1500		486	1459		19.6	44	0	2.00	11.1	33.8				41	87.7		SILTY SAND
2.6	500	1250		488	1209		17.7	48	0	1.48	10.2	25.0					63.0		SANDY SILT
2.8	480	1150		472	1109		17.7	51	0	1.35	9.2	22.1					53.4		SANDY SILT
3.0	530	1250		519	1209		19.1	55	0	1.33	9.5	23.9					58.5		SANDY SILT
3.2	590	1350		577	1309		19.1	59	0	1.27	9.8	25.4					63.1		SANDY SILT
3.4	500	1300		485	1259		19.1	63	0	1.60	7.8	26.9					60.6		SANDY SILT
3.6	420	1200		406	1159		18.6	66	0	1.85	6.1	26.1				38	53.2		SILTY SAND
3.8	480	1300		464	1259		17.7	70	0	1.71	6.6	27.6				39	58.1		SANDY SILT
4.0	1250	4000		1138	3959		21.1	74	0	2.48	15.4	97.9				42	285.1		SILTY SAND
4.2	3200	5300		3120	5259		20.6	78	0	0.69	40.1	74.2		4.1	>99.9		283.1	726	CLAYEY SILT
4.4	2200	5000		2085	4959		20.6	82	0	1.38	25.4	99.7					337.4		SANDY SILT

DMT 03	
<p>05 FEB 2012</p> <p>UFSC</p> <p>F. KRUEGER</p> <p>TESE</p> <p>STO. AVARO</p>	<p>LEGEND</p> <p>Z = Depth Below Ground Level</p> <p>Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings</p> <p>Id = Material Index</p> <p>Ed = Dilatometer Modulus</p> <p>Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)</p> <p>Gamma = Bulk unit weight</p> <p>Sigma' = Effective overb. stress</p> <p>Uo = Pore pressure</p>
INTERPRETED PARAMETERS	
<p>Phi = Safe floor value of Friction Angle</p> <p>Ko = In situ earth press. coeff.</p> <p>M = Constrained modulus (at Sigma')</p> <p>Cu = Undrained shear strength</p> <p>Ocr = Overconsolidation ratio (OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable factor)</p>	
GENERAL PARAMETERS	
<p>Deltaa = 20 kPa</p> <p>DeltaB = 41 kPa</p> <p>GammaTop = 17.5 kN/m³</p> <p>FactorEd = 34.7</p> <p>Zm = 0.0 kPa</p> <p>Zabs = 0.0 m</p> <p>Zw > Zfinal</p>	

Water Level below end of sounding
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TCl6 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 03 DESCRIPTION
0.2	180	520		186	479		16.7	4	0	1.57	53.2	10.2							SANDY SILT
0.4	150	420		160	379		16.7	7	0	1.38	23.3	7.6							SANDY SILT
0.6	200	570		205	529		16.7	10	0	1.59	20.1	11.3							SANDY SILT
0.8	230	650		232	609		16.7	14	0	1.62	17.2	13.1				43			SANDY SILT
1.0	260	710		261	669		17.7	17	0	1.57	15.5	14.2							SANDY SILT
1.2	300	850		296	809		17.7	20	0	1.74	14.5	17.8							SANDY SILT
1.4	270	860		264	819		18.6	24	0	2.11	11.0	19.3							SILTY SAND
1.6	380	1050		370	1009		17.7	28	0	1.73	13.4	22.2							SANDY SILT
1.8	400	1050		391	1009		17.7	31	0	1.58	12.5	21.5							SANDY SILT
2.0	480	1100		472	1059		17.7	35	0	1.24	13.6	20.4							SANDY SILT
2.2	450	1100		441	1059		17.7	38	0	1.40	11.5	21.5							SANDY SILT
2.4	450	1100		441	1059		17.7	42	0	1.40	10.5	21.5							SANDY SILT
2.6	480	1100		472	1059		17.7	45	0	1.24	10.4	20.4							SANDY SILT
2.8	480	1200		467	1159		17.7	49	0	1.48	9.6	24.0							SANDY SILT
3.0	400	1000		393	959		17.7	52	0	1.44	7.5	19.6							SANDY SILT
3.2	380	880		378	839		17.7	56	0	1.22	6.8	16.0							SANDY SILT
3.4	350	930		344	889		17.7	59	0	1.58	5.8	18.9							SANDY SILT
3.6	380	1000		372	959		17.7	63	0	1.58	5.9	20.4							SANDY SILT
3.8	420	1050		412	1009		17.7	66	0	1.45	6.2	20.7							SANDY SILT
4.0	480	1200		467	1159		17.7	70	0	1.48	6.7	24.0							SANDY SILT
4.2	450	1200		436	1159		17.7	74	0	1.66	5.9	25.1				38			SANDY SILT
4.4	450	1100		441	1059		17.7	77	0	1.40	5.7	21.5							SANDY SILT
4.6	420	1650		382	1609		19.6	81	0	3.22	4.7	42.6				37			SILTY SAND
4.8	540	1250		528	1209		19.1	85	0	1.29	6.2	23.6							SANDY SILT
5.0	510	1250		496	1209		19.1	88	0	1.44	5.6	24.7							SANDY SILT
5.2	500	1250		486	1209		17.7	92	0	1.49	5.3	25.1							SANDY SILT
5.4	480	1300		462	1259		17.7	96	0	1.72	4.8	27.7				37			SANDY SILT
5.6	560	1350		544	1309		19.1	99	0	1.41	5.5	26.6							SANDY SILT
5.8	480	1350		460	1309		19.6	103	0	1.85	4.5	29.5							SILTY SAND
6.0	650	1700		621	1659		19.1	107	0	1.67	5.8	36.0							SANDY SILT
6.2	700	1750		671	1709		19.1	111	0	1.55	6.1	36.0							SANDY SILT
6.4	640	1550		618	1509		19.1	115	0	1.44	5.4	30.9							SANDY SILT
6.6	590	1450		570	1409		19.1	118	0	1.47	4.8	29.1							SANDY SILT
6.8	630	1600		605	1559		19.1	122	0	1.58	4.9	33.1							SANDY SILT
7.0	650	1750		618	1709		19.1	126	0	1.77	4.9	37.9				37			SANDY SILT
7.2	700	1850		666	1809		19.1	130	0	1.72	5.1	39.7							SANDY SILT
7.4	650	1550		628	1509		19.1	134	0	1.40	4.7	30.6							SANDY SILT
7.6	850	2350		798	2309		19.6	138	0	1.89	5.8	52.4				38			SILTY SAND
7.8	820	2000		784	1959		19.1	142	0	1.50	5.5	40.8							SANDY SILT
8.0	720	1800		689	1759		19.1	145	0	1.55	4.7	37.1							SANDY SILT
8.2	780	2150		735	2109		19.6	149	0	1.87	4.9	47.7							SILTY SAND
8.4	950	1800		931	1759		19.1	153	0	0.89	6.1	28.7		1.3		37			SILTY SAND
8.6	800	1650		781	1609		19.1	157	0	1.06	5.0	28.7		1.2		5.7			SILT
																4.2			SILT

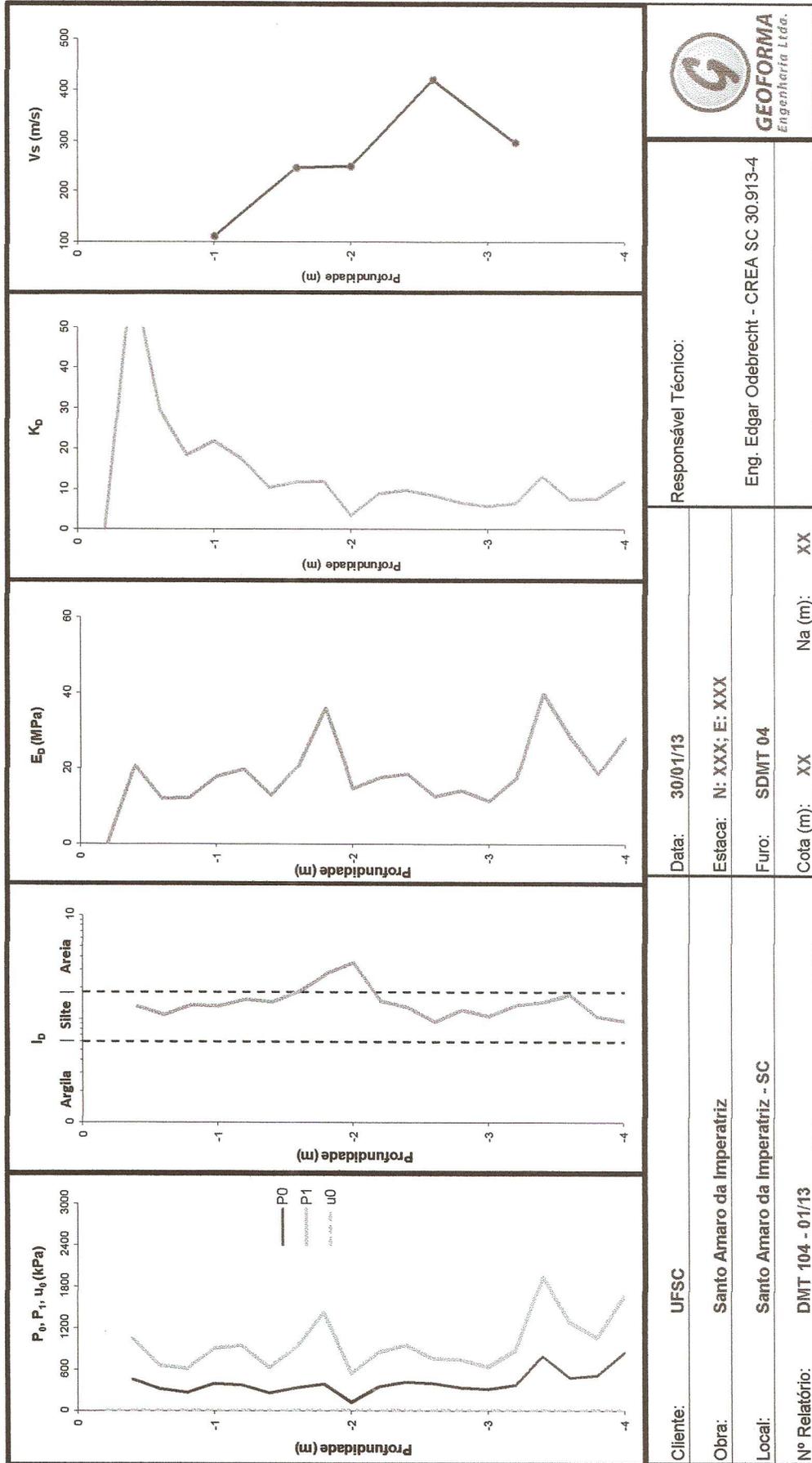
Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 03 DESCRIPTION
8.8	680	1500		662	1459		19.1	161	0	1.20	4.1	27.7					45.0		SANDY SILT
9.0	750	1650		728	1609		19.1	165	0	1.21	4.4	30.6					51.9		SANDY SILT
9.2	780	1550		765	1509		19.1	168	0	0.97	4.5	25.8		1.1	3.6		44.2	103	SILT
9.4	780	1550		765	1509		19.1	172	0	0.97	4.4	25.8		1.1	3.5		43.6	103	SILT
9.6	750	1500		736	1459		19.1	176	0	0.98	4.2	25.1		1.0	3.2		40.9	97	SILT
9.8	770	1550		754	1509		19.1	180	0	1.00	4.2	26.2		0.74	1.7		42.7	100	SILT
10.0	520	1100		514	1059		17.7	184	0	1.06	2.8	18.9				33	30.0	61	SILT
10.2	470	1250		454	1209		17.7	187	0	1.66	2.4	26.2					30.0		SANDY SILT
10.4	580	1750		545	1709		19.6	191	0	2.14	2.9	40.4				34	54.2		SILTY SAND
10.6	370	1600		332	1559		18.6	195	0	3.70	1.7	42.6				31	41.0		SAND
10.8	540	1000		540	959		17.7	198	0	0.78	2.7	14.5		0.72	1.6		17.2	64	CLAYEY SILT
11.0	550	1150		543	1109		17.7	202	0	1.04	2.7	19.6		0.71	1.6		23.4	64	SILT
11.2	550	1150		543	1109		17.7	205	0	1.04	2.6	19.6		0.70	1.5		23.1	64	SILT
11.4	550	1150		543	1109		17.7	209	0	1.04	2.6	19.6		0.69	1.5		22.7	64	SILT

DMT 04		LEGEND		INTERPRETED PARAMETERS		GENERAL PARAMETERS	
04 FEB 2012		Z = Depth Below Ground Level		Phi = Safe floor value of Friction Angle		DeltaA = 23 kPa	
UFSC		Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings		Ko = In situ earth press. coeff.		DeltaB = 39 kPa	
F. KRUEGER		Id = Material Index		M = Constrained modulus (at Sigma')		Gamma/Top = 17.5 kN/m ³	
TEISE		Ed = Dilatometer Modulus		Cu = Undrained shear strength		FactorEd = 34.7	
SIT. AMARO		Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo) / (Po-Uo)		OCR = Overconsolidation ratio		Zm = 0.0 kPa	
		Gamma = Bulk unit weight		(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable factor)		Zabs = 0.0 m	
		Sigma' = Effective overb. stress				Zw = 6.6 m	
		Uo = Pore pressure					

WaterTable at 6.60 m
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Frii according to TC16 ISSMEE, 2001

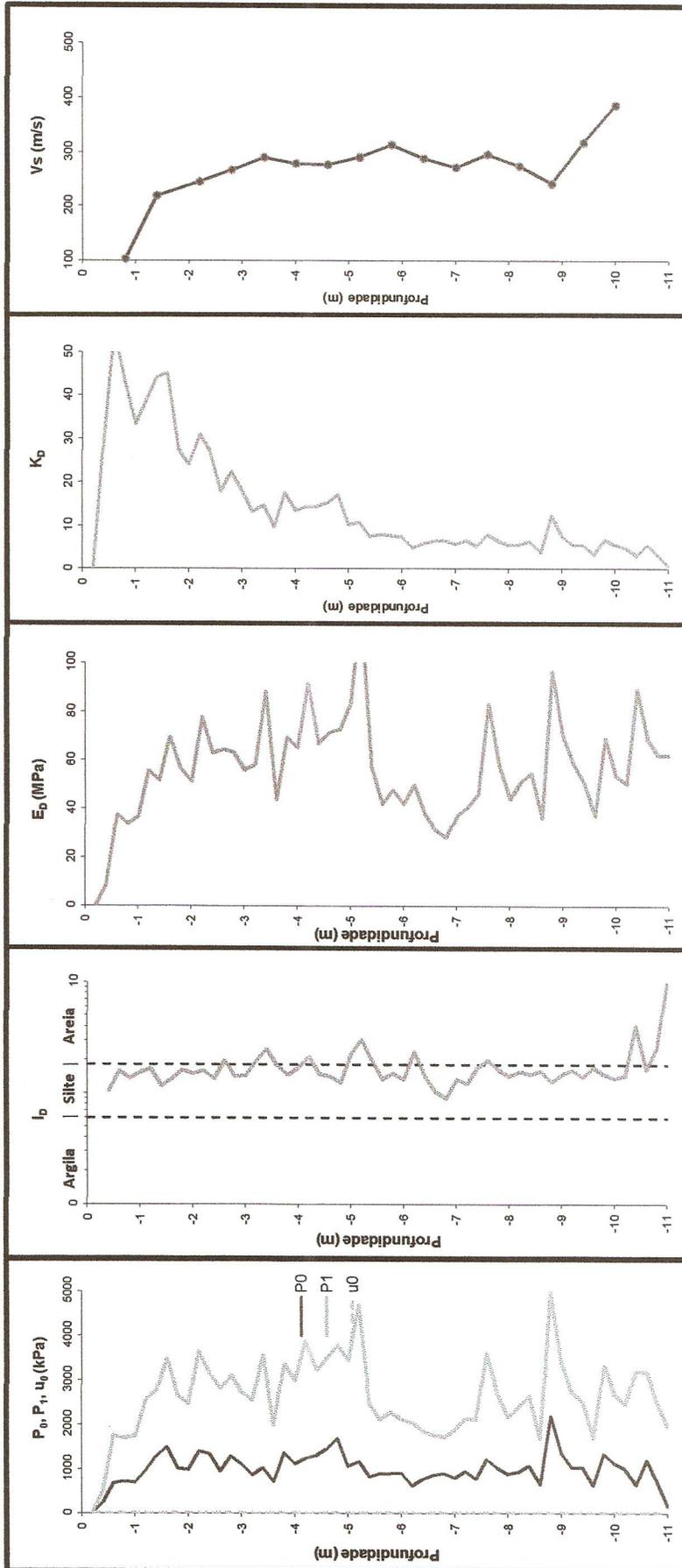
Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	OCR	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 04 DESCRIPTION
0.2	470	1250		457	1211		17.7	4	0	1.65	>99.9	26.2				122.4		114	SANDY SILT
0.4	440	1000		438	961		17.7	7	0	1.19	62.3	18.1				76.8			SILT
0.6	430	1050		425	1011		17.7	11	0	1.38	40.2	20.3				77.6			SANDY SILT
0.8	180	560		187	521		16.7	14	0	1.78	13.3	11.6				32.1			SANDY SILT
1.0	280	740		283	701		17.7	17	0	1.48	16.2	14.5				42.9			SANDY SILT
1.2	420	1100		412	1061		17.7	21	0	1.57	19.7	22.5				70.7			SANDY SILT
1.4	310	900		307	861		18.6	24	0	1.81	12.5	19.2				52.2			SILTY SAND
1.6	300	930		295	891		18.6	28	0	2.02	10.4	20.7				41			SILTY SAND
1.8	580	2000		535	1961		18.6	32	0	2.66	16.7	49.5				43			SILTY SAND
2.0	300	1000		291	961		18.6	36	0	2.30	8.1	23.2				40			SILTY SAND
2.2	340	940		336	901		17.7	40	0	1.68	8.5	19.6				40			SANDY SILT
2.4	550	1200		544	1161		19.1	43	0	1.14	12.6	21.4		2.1	17.7	58.3		95	SILT
2.6	350	900		349	861		17.7	47	0	1.47	7.4	17.8				39.3			SANDY SILT
2.8	390	970		387	931		17.7	50	0	1.41	7.7	18.9				42.3			SANDY SILT
3.0	350	900		349	861		17.7	54	0	1.47	6.5	17.8				36.9			SANDY SILT
3.2	410	920		411	881		17.7	58	0	1.15	7.1	16.3				35.4		62	SILT
3.4	780	1800		755	1761		19.1	61	0	1.33	12.4	34.9				94.3			SANDY SILT
3.6	1050	2450		1006	2411		20.6	65	0	1.40	15.5	48.8				142.1			SANDY SILT
3.8	380	1000		375	961		17.7	69	0	1.56	5.4	20.3				38.9			SANDY SILT
4.0	1200	2800		1146	2761		20.6	73	0	1.41	15.8	56.0				164.3			SANDY SILT
4.2	720	2400		662	2361		19.6	77	0	2.57	8.6	59.0				139.6			SANDY SILT
4.4	1500	3000		1451	2961		20.6	81	0	1.04	18.0	52.4				160.1		276	SILT
4.6	800	1800		776	1761		19.1	85	0	1.27	9.2	34.2				82.5			SANDY SILT
4.8	1450	3350		1381	3311		20.6	89	0	1.40	15.6	67.0				195.6			SANDY SILT
5.0	1700	3500		1636	3461		20.6	93	0	1.12	17.7	63.3				192.4		310	SILT
5.2	830	2000		798	1961		19.1	97	0	1.46	8.2	40.4				93.4			SANDY SILT
5.4	480	1300		465	1261		17.7	101	0	1.71	4.6	27.6				48.7			SANDY SILT
5.6	1100	2500		1056	2461		20.6	104	0	1.33	10.1	48.8				122.5			SANDY SILT
5.8	800	1800		776	1761		19.1	108	0	1.27	7.2	34.2				74.3			SANDY SILT
6.0	1250	2800		1199	2761		20.6	112	0	1.30	10.7	54.2				139.0			SANDY SILT
6.2	1100	2850		1039	2811		20.6	116	0	1.71	8.9	61.5				147.2			SANDY SILT
6.4	1050	2050		1026	2011		19.1	120	0	0.96	8.5	34.2				80.0		162	SILT
6.6	900	2000		871	1961		19.1	124	0	1.25	7.0	37.8				81.4			SANDY SILT
6.8	1080	2350		1011	2311		20.6	126	2	1.29	8.0	45.1				102.9			SANDY SILT
7.0	1100	2700		1046	2661		20.6	128	4	1.55	8.1	56.0				128.9			SANDY SILT
7.2	1300	2950		1244	2911		20.6	130	6	1.35	9.5	57.9				141.7			SANDY SILT
7.4	1280	3050		1186	3011		20.6	133	8	1.55	8.9	63.3				151.2			SANDY SILT
7.6	1000	2450		954	2411		20.6	135	10	1.54	7.0	50.6				109.1			SANDY SILT
7.8	850	2200		809	2161		19.1	137	12	1.70	5.8	46.9				93.1			SANDY SILT
8.0	800	2050		764	2011		19.1	139	14	1.66	5.4	43.3				82.8			SANDY SILT
8.2	1300	3250		1281	3211		20.6	141	16	1.53	9.0	67.0				160.6			SANDY SILT
8.4	1100	2800		1041	2761		20.6	143	18	1.68	7.2	59.7				130.3			SANDY SILT
8.6	600	2600		526	2561		19.6	145	20	4.02	3.5	70.6				112.1			SAND

BOLETIM DE ENSAIO D.M.T. - Conforme ASTM D6635 (2007)



GEOFORMA
Engenharia Ltda.

BOLETIM DE ENSAIO D.M.T. - Conforme ASTM D6635 (2007)



Ciente: UFSC	Data: 30/01/13	Responsável Técnico:
Obra: Santo Amaro da Imperatriz	Estaca: N: XXX; E: XXX	Eng. Edgar Odebrecht - CREA SC 30.913-4
Local: Santo Amaro da Imperatriz - SC	Furo: SDMT 01	
Nº Relatório: DMT 104 - 01/13	Cota (m): XX	Na (m): XX

Coordenadas e cotas fornecidas pelo cliente.