UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA, ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UM SOLO TROPICAL A PARTIR DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA DE CONE COM ENERGIA VARIÁVEL (PANDA)

FRANCIELLE DIEMER

D0092G14
GOIÂNIA
2014

sistema de bibliotecas ufg

UFG

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: **[X] Dissertação** **[ ] Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor (a):	FRANCIELLE DIEMER				
CPF:	002.372.290-80				
E-mail:	francielledіemer@gmail.com				
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? [x] Sim [ ] Não					
Vínculo empregatício do autor:	Nenhum				
Agência de fomento: Campanha Nacional de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior				Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF: Go	CNPJ:		
Título:	Caracterização da resistência de um solo tropical a partir do ensaio de penetração dinâmica de cone com energia variável (panda)				
Palavras-chave:	Ensaio de penetração dinâmica. Resistência à penetração. Penetrômetros.				
Título em outra língua:	Resistance characteristics of a tropical soil from a dynamic cone penetration test with variable power (panda)				
Palavras-chave em outra língua:	Dynamic Penetration Test. Resistance to Penetration. Penetrometers.				
Área de concentração:	Geotecnia				
Data defesa: (dd/mm/aaaa)	08/08/2014				
Programa de Pós-Graduação:	Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil				
Orientador (a):	Gilson de F. N. Gitirana Jr.				
E-mail:	gilsongitirana@gmail.com				
Co-orientador (a):	Carlos Alberto Lauro Vargas				
E-mail:	carloslauro@hotmail.com				

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização?[1] [x] total [ ] parcial

Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:
[ ] Capítulos. Especifique: _____
[ ] Outras restrições: _____

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.

_____ Data: 08 / 12 / 2014
Assinatura do (a) autor (a)

[1] Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.

FRANCIELLE DIEMER

CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UM SOLO TROPICAL A PARTIR DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA COM ENERGIA VARIÁVEL (PANDA)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Gilson de F. N. Gitirana Jr.

Coorientador: Carlos Alberto Lauro Vargas

D0092G14
GOIÂNIA
2014

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação na (CIP)
GPT/BC/UFG

Diemer, Francielle.
Caracterização da resistência de um solo tropical a partir do ensaio de penetração dinâmica com energia variável (PANDA) [manuscrito] / Francielle Diemer. - 2014.
xv, 223 f. : il., figs, tabs.

Orientador: Profº. Dr. Gilson de F. N. Gitirana Jr; Co-orientador: Carlos Alberto Lauro Vargas
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2014.
Bibliografia.
Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas.
Apêndices.

1. Ensaio de penetração dinâmica 2. Resistência à penetração 3. Penetrômetros I. Título.

Autorizamos a reprodução total ou parcial deste trabalho, para fins de estudo e pesquisa.
Goiânia, 08/12/2014

e-mail: francielledlemer@gmail.com

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Caracterização da Resistência de um Solo Tropical a partir do Ensaio de Penetração Dinâmica

Francielle Diemer

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:

Prof. Dr. Gilson Gitirana Junior (GECON/UFG)

Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG)

Prof. Dr. Luis Fernando Martins Ribeiro (UnB)

Goiânia, 08 de agosto de 2014

DEDICATÓRIA

A melhor maneira de nos prepararmos para o futuro é concentrar toda a imaginação e entusiasmo na execução perfeita do trabalho hoje. (Dale Carnegie)

Dedico este trabalho aos meus pais Paulo e Carla, à minha irmã Mariana, e ao meu esposo Alexandro que me apoiaram durante toda esta jornada. Ao grupo de professores do GECON que acreditaram na minha capacidade e por despertar em mim ainda mais a paixão pela geotecnia.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por mais esta vitória, que sempre esteve ao meu lado me dando força, me zelando; minha gratidão por ter me dado o dom da vida e me permitido completar mais uma etapa. Obrigada meu Deus!

Aos meus pais Paulo e Carla, pelo amor que sempre me fizeram seguir em frente, pela excelente educação, pelo exemplo de dignidade e honestidade que tanto me orgulham, por ter mantido a firmeza diante de dificuldades impensáveis, e principalmente, por me apoiar, sempre. Vocês me ensinaram a ser “rocha” para enfrentar as intempéries da vida. Tudo que conquistei até hoje eu devo à vocês, super mãe e super pai! Amo vocês muito!

À minha irmã linda, que é uma flor no nosso jardim, que por vezes deixei de regar e cuidar, mas mesmo assim não deixou de estar do meu lado nestes dois anos de estudos me apoiando e me ajudando sempre que precisei.

Agradeço em especial ao meu marido Alexandro que sempre esteve ao meu lado, me apoiando, dando conforto, carinho e atenção. Obrigada pela sua paciência e cumplicidade e por me fazer acreditar que eu posso cada vez mais.

Aos meus orientadores Carlos Lauro e Gilson Gitirana Jr, agradeço pelos ensinamentos transmitidos em aulas e durante todo o tempo da pesquisa, por sacrificar momentos com a família, muitos finais de semana e noites para fazer as correções dessa dissertação. Só o tempo demonstrarão minha gratidão, respeito e amizade. Obrigada pela confiança em mim depositada.

Aos professores Mauricio, Lilian, Marcia, Renato, Patricia por todos os conhecimentos repassados durante estes dois anos de Mestrado.

Aos técnicos do laboratório Luciano, Elias e João Junior por todo auxílio nos ensaios.

Ao meu amigo e professor de Línguas Marcus pela paciência que teve em me receber as inúmeras vezes que cheguei desesperada com *papers*, dissertações e teses em inglês e francês para ler.

À Banca examinadora: Prof. Dr. Maurício Martines Sales na função de examinador interno e Prof. Dr. Luís Fernando Martins Ribeiro na função de examinador externo, por aceitarem o convite e contribuir com esta pesquisa

Aos colegas do mestrado, Glacielle, Monica, Mauro, Vinicius, Valdemar, Jorge, Angélica, Melina, Carolina, Adriana, Sofia, Juliana, Talita, Cintia pela grande amizade, pelas boas conversas, e conhecimentos repassados.

À Universidade Federal de Goiás pela oportunidade de cursar o mestrado, à Petrobras e à CAPES pelo auxílio financeiro durante todo o desenvolvimento da pesquisa.

Muito Obrigada!

Francielle Diemer

RESUMO

Obter a resistência do solo é fundamental para elaborar qualquer projeto geotécnico com confiança, sendo assim, ensaios de laboratório são usados para determinar a resistência e deformabilidade do solo, em pontos discretos no volume da massa de solo envolvido. Devido a heterogeneidade da formação do solo é que são necessários ensaios de campo para complementar essa determinação e enriquecer o banco de informações. Os ensaios de campo são capazes de identificar e estimar os parâmetros mecânicos do solo, para uma adequada previsão do comportamento de estruturas de contenção, escavações, fundações, dimensionamento de pavimentos, entre outros, além de determinar as características do perfil do solo, e têm sido utilizados para estimar parâmetros de resistência do maciço de solo envolvido. Nesse sentido uma nova ferramenta para caracterização do perfil do solo a partir de penetração dinâmica de um cone metálico com energia varíavel (PANDA) foi estudado para encontrar uma relação com os parâmetros de resistência de um solo tropical obtido em um talude vertical de aproximadamente 4,0 m de altura, localizado em Alexânia – GO, com características tatil visuais arenosas. Para tanto foram realizados ensaios de PANDA até 4,0 metros e determinação do perfil de umidade através de uma sondagem à trado até 3,70 metros e em laboratório foram realizados ensaios de caracterização, determinação dos parâmetros de resistência na condição de umidade natural e inundado, parâmetros de deformação e determinação da curva característica solo água (CCSA). Foram comparados os resultados do PANDA com os ensaios de laboratório para este solo e encontrou-se uma faixa de variação entre eles sempre considerando os ensaios da condição de umidade natural. Com os resultados encontrados foi possível ver a influência da sucção no ensaio PANDA. Em relação aos parâmetros de resistência foi possível encontrar uma relação do ângulo de atrito com a energia de penetração (q_d) para este solo. No geral os parâmetros de resistência apresentaram a mesma tendência que os valores de q_d obtidos pelo PANDA quando comparados em relação a profundidade. Por fim, com os resultados encontrados recomenda-se realizar mais ensaios com diferentes tipos de solo em diferentes condições de umidade para melhorar as relações encontradas e aumentar o banco de dados.

Palavras-chave: Ensaio de penetração dinâmica. Resistência à penetração. Penetrômetros.

ABSTRACT

Get soil resistance is critical to making any geotechnical design with confidence, thus, laboratory tests are used to determine the strength and deformability of the ground in discrete points involved in the volume of soil mass. Due to heterogeneity of soil formation is that field trials are needed to supplement this determination and enrich the bank information. Field trials were able to identify and estimate the mechanical parameters of the soil, an adequate prediction of the behavior of retaining structures, excavation, foundation, floor sizing, etc., and determine the characteristics of the soil profile, and have was used to estimate the mass of strength parameters involved ground. In this sense a new tool for the characterization of the soil profile from dynamic penetration of a metal cone with variable energy (PANDA) has been studied to find a relationship with the strength parameters of a tropical soil obtained in a vertical slope of about 4, 0 m high, located in Alexânia - GO with sandy visual tactile characteristics. Therefore, we performed PANDA tests up to 4.0 meters and determining the moisture profile through a survey to auger up to 3.70 meters and laboratory characterization tests were performed, determining the strength parameters in natural moisture condition and flooded , deformation parameters and determination of soil water characteristic curve (CCSA). PANDA the results were compared with the laboratory tests for this ground and found a range of variation between them always considering the trials of natural moisture condition. With the results it was possible to see the influence of suction in the PANDA test. In terms of resistance parameters was possible to find a friction angle of the relationship with the penetration of energy (qd) for this soil. Overall the strength parameters showed the same trend as the qd values obtained by PANDA compared with respect to depth. Finally, with the results it is recommended to carry out further testing on different soil types in different humidity conditions to improve relations found and increase the database.

Key words: Dynamic Penetration Test. Resistance to Penetration. Penetrometers.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 26

1.1. JUSTIFICATIVA 27

1.2. OBJETIVOS 28

1.3. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO 28

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 30

2.1 ENSAIO DE PENETRAÇÃO EM CAMPO 31

2.1.1. Ensaio de Penetração Padrão ou Sondagem de simples reconhecimento (SPT) 332

2.1.2. Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone (DCPT) 34

2.1.3. Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone com Energia Variável (PANDA) 36

2.1.4. Ensaio de Penetração Estático de Cone (CPT) e com pressão neutra (CPTU) 41

2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS 43

2.3. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA) 46

2.3.1. Equação de ajuste de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) 47

2.3.1.1. Curva unimodal com um ponto de curvatura 47

2.3.1.2. Equação unimodal com dois pontos de curvatura 48

2.3.1.3. Equação bimodal 49

2.4. TEORIAS DE EXPANSÃO DE CAVIDADE 51

2.5. RESISTÊNCIA À CRAVAÇÃO DOS SOLOS – FÓRMULAS DINÂMICAS 58

2.5.1. Fórmulas Dinâmicas: a Conservação de Energia 58

2.5.2. Alguns exemplos de Fórmulas Dinâmicas 60

2.5.3. A cravação como um fenômeno de propagação de ondas de tensão 64

2.5.4. Aplicação à cravação de estacas – o modelo de Smith 64

2.6. MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS AO CPT 67

CAPÍTULO 3 MATERIAIS E MÉTODOS 72

3.1. ÁREA DE ESTUDO 72

3.2. ENSAIOS DE CAMPO 74

3.2.1. Amostragem em Campo e Ensaios PANDA 74

3.2.2. Perfil de Umidade 76
3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO 76
3.3.1. Peso específico dos sólidos 77
3.3.2. Análise Granulométrica 77
3.3.3. Índices de Consistência 80
3.4. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO 81
3.4.1. Ensaio de cisalhamento direto 81
3.4.2. Ensaio de compressão simples 84
3.5. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA) 87
3.5.1. Medição da sucção pela técnica do Papel Filtro 88
3.5.2. Medição da sucção com o WP4C (Dewpoint PotenciaMeter) 94
3.5.3. Medição da sucção com Placas de Pressão (Tempe Cell) 96
3.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL 98
3.7. APLICAÇÃO PRÁTICA DOS RESULTADOS ENCONTRADOS 102
CAPÍTULO 4 RESULTADOS 105
4.1. ENSAIOS DE CAMPO 105
4.1.1. Ensaio Panda 105
4.1.2. Perfil de Umidade 112
4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO 115
4.2.1. Peso Específico dos Sólidos 115
4.2.2. Análise granulométrica 116
4.2.3. Índices de consistência 119
4.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 120
4.3.1. Cota 0,0 à 0,50 m 121
4.3.2. Cota 0,5 à 1,0 m 123
4.3.3. Cota 1,0 à 1,5 m 125
4.3.4. Cota 1,5 à 2,0 m 127
4.3.5. Cota 2,0 à 2,5 m 129
4.4. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES 133
4.5. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA) 137
4.5.1. Técnica do Papel Filtro 137
4.5.2. WP4C 142

4.5.3. Tempe Cell 148

4.5.4. Construção da CCSA..... 150

4.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL..... 154

4.6.1. Cálculo do parâmetro ϕ^b 159

4.7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO 160

4.8. APLICAÇÃO PRATICA DOS RESULTADOS 167

CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 173

5.1. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES FEITAS A PARTIR DOS ENSAIOS DE CAMPO..... 137

5.2. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES FEITAS A PARTIR DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO 1373

5.3. PESQUISAS FUTURAS 137

REFERÊNCIAS..... 176

APÊNDICE A RESULTADO DOS ENSAIOS DE PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO..... 180

APÊNDICE B LIMITES DE CONSISTÊNCIA..... 185

APÊNDICE C RESULTADO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO NATURAL E RESULTADO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO 190

APÊNDICE D RESULTADOS OBTIDOS PELA TÉCNICA DO PAPEL FILTRO ... 200

APÊNDICE E RESULTADOS OBTIDOS PELO WP4C 206

APÊNDICE F RESULTADOS OBTIDOS PELO TEMPE CELL 210

APÊNDICE G VALORES DE SUCÇÃO OBTIDOS PARA O PERFIL DE SOLO UTILIZANDO TRÊS MÉTODOS (PAPEL FILTRO, WP4C E TEMPE CELL)..... 214

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Equipamento de sondagem SPT (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). 32

Figura 2.2 – Esquema do amostrador padrão (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) 33

Figura 2.3 – Esquema do DCPT (modificado de HEYN, 1986) 35

Figura 2.4 – Penetrômetro Dinâmico – PANDA. a) Detalhe do equipamento. b) Realização do ensaio 37

Figura 2.5 – Esquema do equipamento PANDA (modificado de GUERIN, 2011) 38

Figura 2.6 – Geometria típica do equipamento (DAMASCO PENNA, 2013) 42

Figura 2.7 – Elemento de solo não saturado com uma fase de ar contínua (modificado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993). 44

Figura 2.8 – Envoltória de ruptura estendida de Morh-Coulomb para solos não saturados (modificado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993). 45

Figura 2.9 – Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção (modificado de FREDLUND E RAHARDJO, 1993). 46

Figura 2.10 – Parâmetros de uma CCSA unimodal com um ponto de inflexão (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004). 47

Figura 2.11 – Parâmetros de uma curva unimodal com dois pontos de inflexão (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004). 48

Figura 2.12 – Parâmetros de uma curva bimodal (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004). 50

Figura 2.13 - Definição do problema (modificado de VAZIRI e WANG, 1993) 52

Figura 2.14 – Geometria e condições de contorno usadas na análise de elementos finitos (VAZIRI e WANG, 1993) 54

Figura 2.15 – Tensão *versus* distância radial (modificado de VAZIRI e WANG, 1993) 55

Figura 2.16- Zonas devidas à expansão de cavidade em ensaios de cone em câmara de calibração (SALGADO *et al*., 1997) 56

Figura 2.17 – Modelo de ruptura admitido sob a ponta da estaca (modificado de VELLOSO e LOPES, 2010)..... 57

Figura 2.18 – Padrões de ruptura (Vésic, 1972 *apud* Branco, 2006)..... 57

Figura 2.19 – Hipótese adotada na fórmula de Sanders (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004) 60

Figura 2.20 – Hipótese adotada na fórmula de *Engineering News Record* (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)..... 61

Figura 2.21 –Representação da estaca e do sistema de cravação (discretizado arbitrariamente em 12 elementos), segundo Smith (1960) (VELLOSO E LOPES, 2010) 65

Figura 2.22 – Parcela estática de reação do solo (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)..... 66

Figura 2.23 – Parcela dinâmica de reação do solo (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004) .. 66

Figura 2.24 - Fator Nkt para a região metropolitana de Porto Alegre, RS (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) 68

Figura 2.25– Malha de elementos finitos utilizada nas análises (elementos triangulares de 6 nós) (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012) 69

Figura 2.26– Resistência de cone calculada (FP-FEM) e comparada com soluções existentes (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012) 70

Figura 2.27– Comparação da Equação 36 com a solução de Teh e Houlsby (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012)..... 71

Figura 3.1 – Mapa de Localização da área de estudo 72

Figura 3.2 – Imagem do local selecionado para a pesquisa – coordenadas X= 776497 e Y = 8221080..... 72

Figura 3.3 – Imagem do talude (coordenadas X = 776497 e Y = 8221080)..... 72

Figura 3.4 – Esquema dos ensaios de campo. (a) planta baixa; (b) detalhe planta baixa; (c) corte. 75

Figura 3.5 - Esquema representativo da sedimentação - PINTO (2002) 78

Figura 3.6 - Ensaio de granulometria por sedimentação..... 79

Figura 3.7 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto (HEAD, 1981) 81

Figura 3.8 - Acessórios do equipamento de cisalhamento direto 82

Figura 3.9 - Equipamentos de cisalhamento direto (a) ensaios realizados na condição natural; (b) Ensaios realizados na condição inundada 83

Figura 3.10 - Procedimento de moldagem do corpo de prova. (a) Retirada de bloco com dimensões maiores que as requeridas; (b) Amostra levada ao torno para redução do seu tamanho; (c) Amostra em fase de acabamento; (d) Amostra no diâmetro requerido. 85

Figura 3.11 - Corpo de prova preparado para ensaio no equipamento 86

Figura 3.12 - Metodologias para obtenção da CCSA (ROCHA, 2013)..... 88

Figura 3.13 - Anéis de PVC utilizados para moldagem dos corpos de prova 89

Figura 3.14 – Moldagem dos corpos de provas: (a) regularização da amostra e início da cravação do molde; (b) processo de cravação do molde; (c) rasamento do molde; (d) molde rasado; (e) amostra embalada. 90

Figura 3.15 – Preparação das amostras; (a) saturação por fluxo ascendente; (b) secagem 91

Figura 3.16 – Preparação das amostras; (a) saturação por fluxo ascendente; (b) molhagem .. 92

Figura 3.17 – Montagem dos CP's para determinação da sucção total e matricial (ROCHA, 2013) 92

Figura 3.18 – Preparação dos CP's para a medida da sucção matricial e sucção total: (a) e (b) colocação do papel filtro de proteção e logo em seguida o papel Whatman; (c) colocação do calço de PVC perfurado para medição da sucção total (d) colocação da amostra (e) e (f) colocação do papel filtro de proteção, papel Whatman (medição da sucção matricial) e mais um papel filtro de proteção (g) CP sendo envolvido no plástico filme com todos os papéis filtros; (h) CP envolvido no papel alumínio pronto para ser colocado para entrar em equilíbrio 93

Figura 3.19 - Sequência do ensaio WP4C: (a) amostra na cápsula; (b) amostras em processo de resfriamento; (c) equipamento pronto para receber a amostra; (d) painel da indicação da leitura 95

Figura 3.20 – Confirguração original do equipamento Tempe Cell (modificado de FREDLUND E RAHARDJO,..... 96

Figura 3.21 – Moldagem dos corpos de prova 96

Figura 3.22 – Amostras em processo de saturação por capilaridade 97

Figura 3.23 – Saturação das cerâmicas de AVEA 97

Figura 3.24 – Imagem geral do equipamento Tempe cell 98

Figura 3.25 - Sequência executiva do ensaio de compressão diametral: (a) base metálica utilizada no ensaio de compressão diametral; (b) CP colocado na base metálica com os dois frisos apoiados; (c) conjunto base metálica mais CP disposto sobre o equipamento pronto para o ensaio; (d) visualização geral da prensa utlizada na ruptura; (e) CP rompido; (f) análise visual da ruptura da amostra. 100

Figura 3.26 - Determinação da coesão total (modificado de ROCHA, 2013) 101

Figura 3.27- Representação da geometria do talude desenhada no programa SLOPE/W. 102

Figura 3.28 - Representação do desenho para definição das linhas da superfície de deslize e grade de centros de rotação no programa SLOPE/W. 103

Figura 3.29 - Representação da demonstração do resultado no programa SLOPE/W CONTOUR. 104

Figura 4.1 – Gráfico do ensaio P2 106

Figura 4.2 – Gráfico do ensaio P3 106

Figura 4.3– Gráfico do ensaio P4 107

Figura 4.4– Gráfico do ensaio P5 107

Figura 4.5 – Representação conjunta dos penetrogramas obtidos 109

Figura 4.6– Representação de penetrograma médio para cada ensaio realizado. (a) valores médios de qd para P2; (b) valores médios de qd para P3; (c) valores médios de qd para P4; (d) valores médios de qd para P5. 110

Figura 4.7 – Representação conjunta dos penetrogramas médios obtidos 111

Figura 4.8 - Perfil de umidade 113

Figura 4.9 - Perfil de umidade em termos de grau de saturação 114

Figura 4.10- Curva granulométrica cota 0,0 à 0,5 m 116

Figura 4.11 - Curva granulométrica cota 0,5 à 1,0 m 116

Figura 4.12 - Curva granulométrica cota 1,0 à 1,5 m 117

Figura 4.13 - Curva granulométrica cota 1,5 à 2,0 m 117

Figura 4.14 - Curva granulométrica cota 2,0 à 2,5 m 118

Figura 4.15 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,0 à 0,5 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 121

Figura 4.16 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,0 à 0,5 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 122

Figura 4.17 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 123

Figura 4.18 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 124

Figura 4.19 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 125

Figura 4.20 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,0 à 1,5 m – condição inundado – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 126

Figura 4.21 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,5 à 2,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 127

Figura 4.22 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,5 à 2,0 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 128

Figura 4.23 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 2,0 à 2,5 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 129

Figura 4.24 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 2,0 à 2,5 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal 130

Figura 4.25 – Envoltórias de resistência do perfil de solo 132

Figura 4.26 – Tensão *versus* deformação (cota 0,0 a 0,5 m)..... 133

Figura 4.27 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 0,0 a 0,5 m) 134

Figura 4.28 – Tensão *versus* deformação (cota 1,5 a 2,0 m)..... 134

Figura 4.29 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 1,5 a 2,0 m) 135

Figura 4.30 – Tensão *versus* deformação (cota 2,0 a 2,5 m)..... 135

Figura 4.31 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 2,0 a 2,5 m) 136

Figura 4.32 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 0,0 a 0,5 m) 137

Figura 4.33 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 0,0 a 0,5 m) 137

Figura 4.34 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,0 a 0,5 m) 138

Figura 4.35 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,0 a 0,5 m) 138

Figura 4.36 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 2,0 a 2,5 m) 139

Figura 4.37 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 2,0 a 2,5 m) 139

Figura 4.38 – Trajetória de secagem e molhagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 2,0 a 2,5 m) 140

Figura 4.39 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 2,0 a 2,5 m) 140

Figura 4.40 – Corpo de prova com a superfície alisada..... 141

Figura 4.41 – Trajetória de secagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (superfície alisada) 142

Figura 4.42 – Trajetória de secagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (superfície alisada) 142

Figura 4.43 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 0,0 a 0,5 m)..... 143

Figura 4.44 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 0,0 a 0,5 m)..... 143

Figura 4.45 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 0,0 a 0,5 m)..... 144

Figura 4.46 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 0,0 a 0,5 m)..... 144

Figura 4.47 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 1,0 a 1,5 m)..... 145

Figura 4.48– Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 1,0 a 1,5 m)..... 145

Figura 4.49 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)..... 146

Figura 4.50 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)..... 146

Figura 4.51 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 2,0 a 2,5 m)..... 147

Figura 4.52 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 2,0 a 2,5 m)..... 147

Figura 4.53 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 2,0 a 2,5 m)..... 148

Figura 4.54 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 2,0 a 2,5 m)..... 148

Figura 4.55 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,0 a 0,5 m)..... 149

Figura 4.56 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,0 a 0,5 m)..... 149

Figura 4.57 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 0,0 a 0,5 m (Bloco I)..... 151

Figura 4.58 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 0,5 a 1,0 m (Bloco II) 151

Figura 4.59 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 1,0 a 1,5 m (Bloco III) 152

Figura 4.60 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 1,5 a 2,0 m (Bloco IV) 152

Figura 4.61 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 2,0 a 2,5 m (Bloco V) 153

Figura 4.62 – Ajuste das 5 CCSA..... 154

Figura 4.63 – Comportamento tensão *versus* deslocamento para obtenção dos valores de ruptura para cada cota ensaiada. 155

Figura 4.64 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 0,0 a 0,5 m..... 155

Figura 4.65 - Coesão *versus* umidade - cota 0,0 a 0,5 m 156

Figura 4.66 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 0,5 a 1,0 m..... 156

Figura 4.67 - Coesão *versus* umidade - cota 0,5 a 1,0 m 156

Figura 4.68 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 1,0 a 1,5 m 157

Figura 4.69 - Coesão *versus* umidade - cota 1,0 a 1,5 m 157

Figura 4.70 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 1,5 a 2,0 m 157

Figura 4.71 - Coesão *versus* umidade - cota 1,5 a 2,0 m 158

Figura 4.72 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 2,0 a 2,5 m 158

Figura 4.73 - Coesão *versus* umidade - cota 2,0 a 2,5 m 158

Figura 4.74 - Coesão *versus* sucção – todos os pontos 159

Figura 4.75 - Correlação entre resistência à penetração estática de cone e ângulo de atrito (modificado de ROBERTSON E CAMPANELLA, 1983)..... 162

Figura 4.76- Correlação entre resistência à penetração do PANDA e ângulo de atrito..... 163

Figura 4.77 – Resultados do ensaio: (a) q_d e (b) ensaio de cisalhamento direto (ângulo de atrito) 165

Figura 4.78 – Relação para encontrar valores de ângulo de atrito a partir de resultados de resultados de q_d..... 166

Figura 4.79 – Resultados encontrados. (a) Resultado obtido no ensaio PANDA - q_d; (b) Resultados encontrados para o ângulo de atrito *versus* profundidade 167

Figura 4.80 – Resultado do FS para a condição de umidade natural..... 169

Figura 4.81 – Resultado do FS para a condição inundada 169

Figura 4.82 – Resultado do FS para a condição de umidade natural – Parâmetros máximos 170

Figura 4.83 – Resultado do FS para a condição inundada – Parâmetros máximos..... 170

Figura 4.84 – Resultado do FS para a condição de umidade natural – Parâmetros mínimos 171

Figura 4.85 – Resultado do FS para a condição inundada – Parâmetros mínimos..... 171

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1–Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) 31

Tabela 2.2 – FC para cada formulação apresentada. 63

Tabela 3.1 – Resumo da amostragem.....75

Tabela 3.2 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto.....84

Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios de compressão simples.....87

Tabela 3.4 – Resumo dos ensaios Papel Filtro.....89

Tabela 3.5 – Período de equilíbrio adotado.....94

Tabela 4.1 - Peso específico dos grãos do solo do perfil estudado.....115

Tabela 4.2 - Resumo da análise granulométrica.....118

Tabela 4.3 – Índices de consistência – Limites de Atterberg 119

Tabela 4.4 – Índices de consistência – Classificação do solo.....120

Tabela 4.5 – Tensão cisalhante máxima do perfil estudado para cada condição e tensão normal..... 131

Tabela 4.6 – Valores de ângulo de atrito e coesão do perfil de solo.....133

Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros encontrados no ensaio de compressão simples.....136

Tabela 4.8 – Resumo dos índices físicos das amostras ensaiadas.....141

Tabela 4.9 – Resumo dos índices físicos das amostras do Tempe Cell.....150

Tabela 4.10 –Parâmetros de ajuste para o modelo Gitirana Jr. e Fredlund (2004).....153

Tabela 4.11 –Parâmetros medidos e calculados para cálculo do parâmetro ϕ^b.....160

Tabela 4.12 – Resultados de Nd e tangente de ϕ 163

Tabela 4.13 – Resumo da umidade do perfil e dos ensaios de cisalhamento direto.....141

Tabela 4.14 – Parâmetros estimados a partir do q_d para este solo.....166

Tabela 4.15 - Parâmetros de laboratório adotados nas simulações com o SLOPE/W.....168

Tabela 4.16 – Parâmetros adotados nas simulações com o SLOPE/W.....183

LISTA DE SIMBOLOS, SIGLAS E ABREVIAÇÕES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AVEA	Alto valor de Entrada de Ar
A-5	Solos siltosos
A-6	Solos argilosos
CCSA	Curva característica solo água
CV	Coeficiente de variação
CL – ML	Argila siltosa
CL	Argila de baixa compressibilidade
c	Intercepto coesivo
c’	Coesão efetiva do solo
CP’s	Corpos de prova
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
et al	E outros
FS	Fator de Segurança
GO	Goiás
IP	Índice de plasticidade
kPa	Kilo pascal
MPa	Mega pascal
ML	Silte se baixa compressibilidade
ML – CL	Silte argiloso de baixa compressibilidade
N.A.	Nível do lençol freático
PANDA	*Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur*
PF	Papel Filtro
PPG GECON	Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Construção Civil e Estruturas
S	Grau de saturação

S_{res}	Grau de saturação residual
S_{res1}	Primeiro grau de saturação residual (macroporos)
S_{res2}	Segundo grau de saturação residual (microporos)
Ts	Temperatura da amostra
Tb	Temperatura do bloco da câmara
UFG	Universidade Federal de Goiás
u_a	Poropressão de ar
u_w	Poropressão de água
VEA	Valor de entrada de ar
(u_a-u_w)	Sucção matricial
w	Umidade gravimétrica
w_{PF}	Umidade do papel filtro
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
WP4C	Dewpoint PotenciaMeter
γ	Peso específico do solo
γ_s	Peso específico dos sólidos
σ	Tensão normal
τ	Tensão cisalhante máxima
τ_{ff}	Tensão de cisalhamento no plano de ruptura
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ^b	Ângulo que indica a razão do aumento da resistência ao cisalhamento relativo a sucção matricial
ψ	Sucção
ψ_{vea}	Sucção correspondente ao valor de entrada de ar
ψ_b	Sucção correspondente ao valor de entrada de ar
ψ_{b1}	Primeiro valor de entrada de ar (macroporos)
ψ_{b2}	Segundo valor de entrada de ar (microporos)
ψ_{res1}	Primeiro valor de sucção residual (macroporos)
ψ_{res2}	Segundo valor de sucção residual (microporos)
α, m, n, a	Parâmetros de ajuste da curva característica solo água

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A obtenção da resistência do solo é fundamental para elaborar qualquer projeto geotécnico. Ensaios de laboratório são usados para determinar a resistência e a deformabilidade, em pontos discretos no volume da massa de solo envolvida no projeto e devido a heterogeneidade da formação do solo é que são necessários ensaios de campo para apoiar essa determinação e enriquecer o banco de informações.

Os ensaios de campo além de determinar as características do perfil do solo também têm sido utilizados para estimar parâmetros de resistência do maciço de solo envolvido.

O desconhecimento das propriedades do solo pode causar problemas envolvendo a infraestrutura, comprometendo assim a utilização ou o desempenho do empreendimento, além de trazer grandes prejuízos financeiros, e restringir o uso e ocupação do solo, com consequente redução do valor imobiliário do local e seu entorno, até o comprometimento dos ecossistemas locais.

Neste contexto, um dos parâmetros de importância a ser estudado é a resistência ao cisalhamento do solo, que é decorrente da ação integrada de dois parâmetros, denominados de atrito e coesão. O ângulo de atrito (ϕ) do solo está associado ao efeito de entrosamento entre as suas partículas, enquanto a coesão (c) está associada à natureza das partículas e/ou a presença de cimentação.

Segundo Pinto (2000), o fenômeno de cisalhamento é, basicamente, um fenômeno de atrito e a resistência ao cisalhamento dos solos depende predominantemente da tensão efetiva normal ao plano de cisalhamento.

No Brasil, a engenharia geotécnica vem evoluindo nos últimos anos e, com isso surgem novas técnicas referentes a equipamentos de laboratório e de campo adequados à realização de ensaios para determinar a resistência do solo com precisão, rapidez e confiabilidade.

Um dos equipamentos de campo é o penetrômetro PANDA (*Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur*), que está sendo introduzido no Brasil e surge como uma boa opção para o controle de compactação em campo, pois apresenta uma série de vantagens como, por exemplo: são leves, portáteis e de fácil execução, além de registrar as características do perfil do solo a cada milímetro. É uma ferramenta que veio a somar com as outras ferramentas de investigação e que se tratada como um ensaio de resistência a penetração no solo pode ter relação com a resistência ao cisalhamento do solo, e com isso estimar parâmetros iniciais para um projeto preliminar de estabilidade de talude e/ou de estrutura de contenção.

1.1. JUSTIFICATIVA

Os ensaios de campo são pré-requisitos para a concepção de qualquer projeto geotécnico seguro e econômico, pois são capazes de identificar as camadas e estimar a resistência a penetração do solo.

Os ensaios de campo e de laboratório, bem como a retroanálise de casos reais, foram desenvolvidos para obter uma investigação mais precisa e confiável do perfil do terreno e assim atender as exigências de novas tecnologias construtivas. Gradativamente o engenheiro geotécnico dispõem de instrumentos cada vez mais confiáveis para obtenção de perfis detalhados e representativos do solo, incluindo a descrição das condições do lençol freático e o estado de tensão do solo.

Vale ressaltar que de uma forma geral os ensaios de campo, além de serem de mais rápida execução quando comparados aos de laboratório, guardam a vantagem de possibilitar a análise do maciço nas condições reais em que se encontra, considerando fatores intrínsecos, como tensões confinantes, umidade natural, saturação, densidade, sucção, poro-pressão de água e fluxo d'água, e outros extrínsecos, como temperatura, carregamento e sobrecargas.

Nos últimos anos introduziram-se novos e modernos equipamentos de investigação na prática de engenharia visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições do subsolo. O avanço da eletrônica somado a rápida evolução da informática, têm proporcionado equipamentos mais apropriados, menores, mais robustos e mais dispendiosos. Dentre eles pode-se destacar o ensaio de penetração dinâmica com energia variável (PANDA) de origem

francesa, que no Brasil está sendo introduzido a fim de auxiliar a engenharia geotécnica, permitindo um tratamento mais refinado dos parâmetros obtidos em investigação de campo, com robusta formulação teórica e resposta simultânea de energia e profundidade de penetração.

Para tanto, a elaboração de um banco de dados com os resultados desses ensaios de campo, inclusive com equipamentos mais sofisticados como o PANDA que está sendo introduzido no Brasil, é imprescindível.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo desta pesquisa é medir a resistência à penetração dinâmica de um solo tropical em campo e a partir de ensaios de resistência em laboratório procurar uma relação entre o resultado de campo e de laboratório. Como objetivos específicos têm-se:

- Obter parâmetros de deformabilidade e resistência do perfil de solo estudado em laboratório;
- Obter a resistência a penetração dinâmica do perfil de solo estudado;
- Comparar os resultados de resistência a penetração dinâmica obtido em campo e de resistência ao cisalhamento do solo obtido em laboratório;
- Propor uma relação entre os parâmetros de resistência do solo encontrados em laboratório com os resultados de campo considerando a sucção do solo.

1.3. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é constituído por cinco capítulos, da seguinte forma:

- O presente capítulo exibe a relevância da pesquisa, principais objetivos e a importância da dissertação;
- No Capítulo 2 é apresentado uma revisão bibliográfica sobre recomendações de diversos autores que contribuíram para o conhecimento de investigação de campo, teorias de expansão de cavidade, resistência a cravação dos solos e fórmulas dinâmicas;

- No Capítulo 3 é apresentada toda metodologia utilizada na realização dos ensaios de caracterização, cisalhamento direto, compressão simples, curva característica solo água (CCSA), compressão diametral, bem como as características do local onde foi realizado o programa experimental.

- No Capítulo 4 são apresentados os resultados e discussões dos ensaios realizados, bem como a análise realizada no programa SLOPE/W;

- No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas com a pesquisas e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item são abordados conceitos e definições, metodologias e recomendações de diversos autores que contribuíram para o conhecimento de investigação de campo, teorias de expansão de cavidade, resistência a cravação dos solos e fórmulas dinâmicas.

2.1 ENSAIO DE PENETRAÇÃO EM CAMPO

O uso e aplicação de ensaios *in situ* para caracterização de solos continuou a expandir ao longo das últimas décadas, especialmente em materiais que são difíceis de amostrar e testar usando métodos convencionais.

Parâmetros típicos que podem ser obtidos quer diretamente ou indiretamente a partir de ensaios *in situ* são descritos na Tabela 2.1.

A simples observação das informações contidas na Tabela 2.1 indica que a escolha do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas.

Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que na prática de engenharia, existe voz corrente sobre as questões relativas a “ensaios bem ou malfeitos”. Diversos são os fatores que influenciam os resultados de ensaios realizados segundo normas e recomendações e da boa prática de engenharia. A maioria está ligada diretamente, por exemplo, a técnica de escavação, o equipamento e o procedimento de ensaios empregados. Estes fatores explicam por que, no mesmo local, duas sondagens realizadas segundo a técnica recomendada podem resultar em valores desiguais.

Nos ensaios de penetração dinâmica, a energia necessária à penetração do conjunto haste-ponta é obtida a partir da queda livre de uma massa sobre um elemento solidário à haste. Os ensaios de penetração dinâmica que serão descritos são: Ensaio de Penetração Padrão ou Sondagem de simples reconhecimento com SPT (*Standart Penetration Test* - SPT), Ensaio de Penetração

Dinâmica de Cone (*Dynamic Cone Penetrometer Test* - DCPT) e Ensaio de Penetração de Cone Dinâmico com Energia Variável (*Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur* - PANDA).

Tabela 2.1 -Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)

				Parâmetros										
Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	u	□	S_u	Dr	Mv	C_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ-Є
Penetrô-metro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiô-metro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A= alta; B = moderada; C= Baixa; -=inexistente

Definição de parâmetros: u= poropressão *in situ*; ϕ'= ângulo de atrito efetivo; S_u= resistência ao cisalhamento não drenada; Dr= Densidade relativa; Mv= módulo de variação volumétrica; C_v= coeficiente de consolidação; K_0= coeficiente de empuxo no repouso; G_0= módulo cisalhamento a pequenas deformações; σ_h =tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ-Є = relação tensão-deformação.

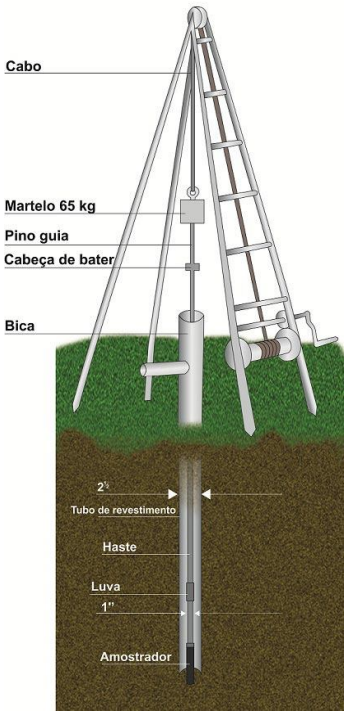
Nos ensaios de penetração estática, a energia necessária à penetração do conjunto haste-ponta é obtida a partir de sistemas, tais como os macacos hidráulicos. Os ensaios que serão descritos são denominados de Ensaio de Penetração de Cone Estático (*Cone Penetration Test* – CPT) e com medida de pressão neutra o Piezocone (CPTU).

2.1.1. Ensaio de Penetração Padrão ou Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

A sondagem de simples reconhecimento com SPT, mundialmente conhecida como ensaio SPT, originalmente desenvolvido no final da década de 20 nos Estados Unidos da América, é um ensaio popular, rotineiro e uma econômica ferramenta de investigação geotécnica agora usada em praticamente todo o mundo. No Brasil este ensaio é padronizado pela Norma Brasileira NBR 6484 - "Solo: Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio" (ABNT, 2001) e na América do Norte pela ASTM D1586 – "*Standard Test Method for Standard Penetration Test* (SPT)" (ASTM, 1967).

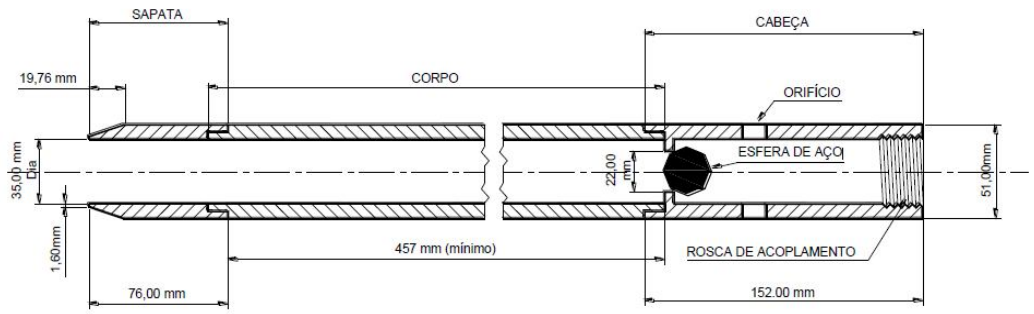
O ensaio SPT objetiva a medida de resistência dinâmica "N-SPT" oferecida pelo solo à cravação do amostrador, aliada a uma sondagem de simples reconhecimento. O furo é executado a cada metro e a sua perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A cada metro perfurado são coletadas amostras por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. A Figura 2.1 ilustra os equipamentos que compõem um sistema de sondagem SPT.

Figura 2.1 – Equipamento de sondagem SPT (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).



O amostrador padrão é composto de três diferentes partes distintas: sapata cortante, corpo e cabeça. O corpo do amostrador deve ser confeccionado de aço duro e as superfícies, tanto interna quanto externa, devem ser lisas. O diâmetro externo deve possuir dimensão de 51 mm (± 1 mm) e o interno de 35 mm (± 1 mm). Seu comprimento deve ser de no mínimo 457 mm. A Figura 2.2 apresenta um esquema do amostrador padrão.

Figura 2.2 – Esquema do amostrador padrão (modificado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)



A resistência dinâmica N-SPT é obtida pela cravação de um barrilete amostrador no solo através dos impactos sucessivos de um martelo de 65 kg ± 0,5 kg de massa caindo em queda livre de uma altura nominal de 0,75 m. São aplicados golpes tanto quantos necessários à cravação de 45 cm do amostrador. Anota-se, separadamente, o número de golpes necessários para a cravação de cada uma das três partes em que se divide essa porção de 45 cm (ou seja, número de golpes para cada cravação de 15 cm). O valor da resistência à penetração (número) consiste na soma do número de golpes necessários à cravação das duas últimas partes finais do amostrador (30 cm). Anota-se, também, a profundidade em que o nível d'água (NA) foi registrado e eventualmente a sua variação com 24 h, 48 h e 72 h.

A partir da superfície, a cada metro de perfuração, são colhidas amostras por meio do barrilete amostrador. Essas amostras são devidamente acondicionadas e transportadas ao laboratório para as classificações geológico-geotécnicas. Dessa análise, são indicadas as características dos materiais prospectados, origem e gênese dos solos, presença de microestruturas e outras observações que subsidiarão os projetos geotécnicos de fundações, estabilidade de taludes, cortes, aterros entre outros. Essas sondagens, além de fornecerem as resistências à penetração do solo e espessuras das camadas do subsolo, extraem, portanto materiais dos furos que

permitem a determinação de importantes características geotécnicas do solo atravessado, sobre tudo a identificação tátil visual.

2.1.2. Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone (DCPT)

O Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone (*Dynamic Cone Penetrometer Test* - DCPT) é um equipamento que fornece a taxa de penetração realizado em solos indeformados ou materiais compactados. Tal ensaio surgiu com o objetivo de se produzir um equipamento simples e versátil para estudos sobre as propriedades mecânicas *in situ* de solos do subleito.

O ensaio foi normalizado em 2003 pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM D 6951-03: "*Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*").

O DCPT é considerado um equipamento que emprega uma técnica de baixo custo, executado de forma rápida e eficaz e que fornece parâmetros geotécnicos que permitem a avaliação das propriedades do solo *in situ*, conservando mais fielmente as condições dos solos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O equipamento DCPT (Figura 2.3) consiste basicamente de uma haste de aço de 16 mm de diâmetro, contendo em sua extremidade uma ponta cônica de aço temperado com 60º de ângulo de inclinação. A geometria do cone (ângulo de inclinação mais a altura do cone) o torna com o diâmetro ligeiramente maior que o das hastes para assegurar que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone (Figura 2.3). O conjunto é cravado para dentro do solo pelo impacto de um martelo corrediço de 8 kg de massa, guiado pela haste, que cai de uma altura de 575 mm. A penetração do cone, em termos de profundidade, é medida por meio de uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste de sustentação do equipamento (Figura 2.3).

O DCPT é uma ferramenta extremamente versátil, principalmente, devido a sua simplicidade e praticidade. Algumas de suas principais vantagens são:

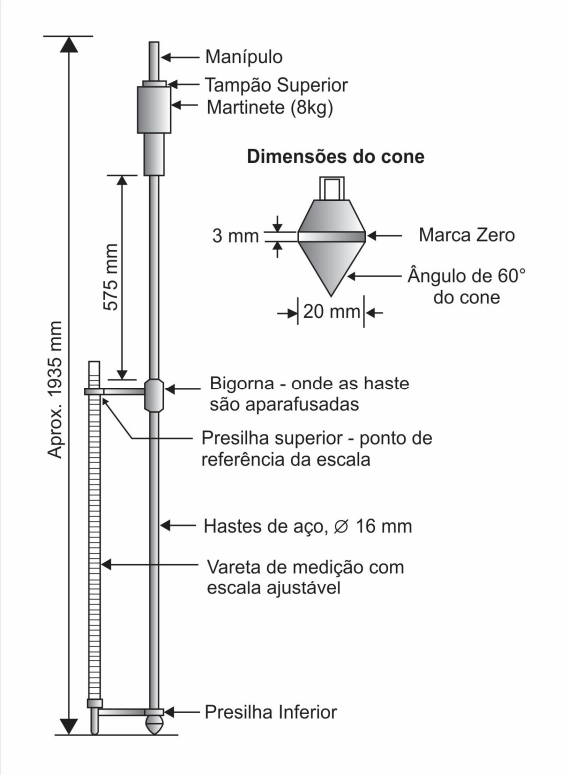
- É um equipamento portátil, de fácil manuseio e transporte;

- Para a execução do ensaio não é necessário realizar grande movimentação de terra, caracterizando-o como um equipamento econômico que permite um ensaio praticamente não-destrutivo;

- A execução do ensaio é relativamente simples, podendo ser realizado por apenas dois operadores;

- O ensaio com o DCPT e os resultados analisados, pode ser conduzido por pessoal com treinamento relativamente simples;

Figura 2.3 – Esquema do DCPT (modificado de HEYN, 1986)



Como mencionado anteriormente, para operar o equipamento são necessárias apenas duas pessoas: uma para segurar o equipamento e manusear o martelo e a outra para realizar a leitura e anotar os dados da penetração do cone pela régua graduada em um formulário próprio para este fim. Segundo Heyn (1986), o instrumento tem massa total de aproximadamente 12 kg e mede cerca de 2,0 m.

Na execução do ensaio com o DCPT não é possível alcançar uma velocidade constante de penetração no solo, bem como não é necessário a aplicação de forças contínuas. É fornecida uma quantidade conhecida de energia cinética, que faz com que ocorra a penetração, a certa profundidade, através do solo, a qual depende da energia aplicada, da geometria da ponta e da resistência à penetração do solo (SILVA JÚNIOR, 2005).

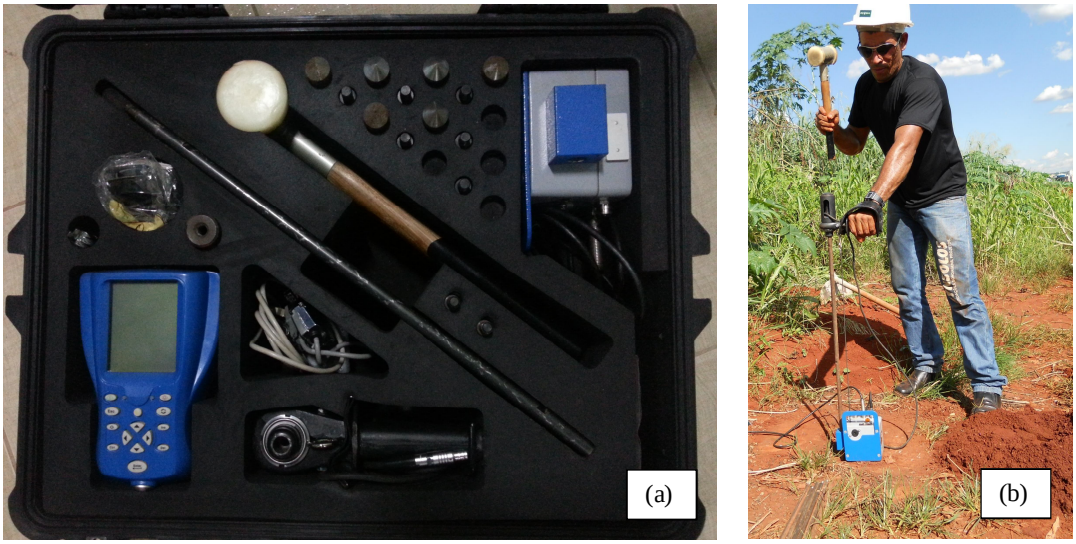
Algumas limitações do DCPT são:

- Variabilidade nos resultados, principalmente com materiais granulares;
- O uso em materiais com diâmetro nominal das partículas superior a 2 polegadas é questionável (SILVA JUNIOR, 2005);
- Algumas das relações existentes de resistência, não são consideradas aplicáveis a todos os tipos de materiais (SILVA JUNIOR, 2005);
- Dificuldade de manter a verticalidade do equipamento durante o ensaio.

2.1.3. Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone com Energia Variável (PANDA)

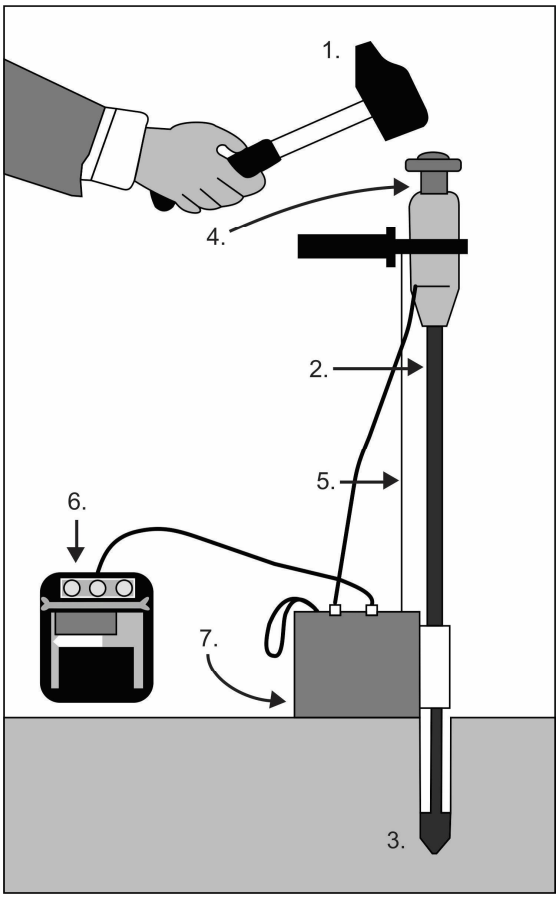
Dentre os penetrômetros dinâmicos portáteis utilizados atualmente para análises geotécnicas, destaca-se o equipamento *Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur* (PANDA) desenvolvido pela empresa francesa *Sol Solution* em conjunto com o laboratório de engenharia civil, LERMES/CUST, da Universidade de *Blaise Pascal* de Clermont – Ferrand (SOL SOLUTION2007). Este equipamento apresenta peculiaridades que o distingue dos penetrômetros dinâmicos convencionais. Segundo Camapum de Carvalho, *et al.* (2006), o penetrômetro PANDA é um equipamento leve, portátil e prático, com aquisição automática da energia dinâmica e profundidade de cravação, informações estas facilmente transportadas para o computador, sem necessidade de tratamentos adicionais de sinal. A análise é feita por software específico (PANDAWin) após o reconhecimento e identificação do solo. O equipamento completo pesa em média 20 kg (Figura 2.4).

Figura 2.4 – PANDA. a) Detalhe do equipamento. b) Realização do ensaio (DIEMER, 2013)



O penetrômetro PANDA compõe-se por um martelo manual de 2 kg, hastes de 50 cm de comprimento e 14 mm de diâmetro e pontas cônicas de 2, 4 e 10 cm² de superfície de base do cone e ângulo de ponta de 90º (interno) e sensor de penetração com central microcomputadorizada para armazenar os dados (GOURVÈS; BARJOT, 1995). A escolha da ponta acontece em função da resistência dinâmica do material penetrado. As hastes devem sempre apresentar o seu diâmetro externo inferior ou igual ao diâmetro das pontas, o que garante a minimização do atrito lateral das hastes com o solo sob análise (Figura 2.5). A profundidade mínima necessária por cada golpe é fixada em 1 milímetro e adota-se uma variação adequada de 2 mm e 20 mm. Conforme apresentado por Oliveira (2007), busca-se limitar a penetração de 2 a 20 mm por golpe com o intuito de evitar ou limitar o repique elástico e a geração de pressão neutra no caso de solos saturados ou quase saturados como é o caso de solos compactados acima da umidade ótima. Assim, obtêm-se, em média, um ponto de leitura a cada 5 mm, o que permite acompanhar de modo relativamente contínuo o comportamento do solo ao longo da profundidade de cravação, detectando-se eventuais gradientes de comportamento, e portanto, de peso específico ou teor de umidade, bem como a passagem de uma camada para outra. A Figura 2.5 apresenta um esquema do equipamento.

Figura 2.5– Esquema do equipamento PANDA (modificado de GUERIN, 2011)



Onde:

1. Martelo
2. Hastes metálicas com 14 mm de diâmetro e comprimento de 50 cm, rosqueáveis;
3. Pontas cônicas de 2, 4 e 10 cm²
4. Sensor de medida de impacto (energia exercida pelo martelo);
5. Corrêa (fita retrátil com comprimento monitorado) que mede a variação da penetração da ponta;
6. Microprocessador (armazena a energia de impacto e a profundidade de penetração da ponta em cada martelada);
7. Receptor e guia.

A escolha do tamanho da ponta que vai ser utilizada depende da finalidade do ensaio. As pontas cônicas de 4 e 10 cm², por possuírem um diâmetro maior que os das hastes, reduzem consideravelmente o atrito lateral nas barras. Essas pontas são usadas principalmente em reconhecimento de solos. Já as pontas de 2 cm², por possuírem o mesmo diâmetro das hastes, sofrem a influência do atrito lateral, então servem para ensaios de compactação, já que nestes casos as camadas são menores e o material é mais fino.

A norma Francesa utilizada para este ensaio é NF P 94-105 (AFNOR, 2012): *Controle de La qualité Du Compactage – Méthode ao pénétromètre dynamique à énergie variable*. (Controle da Qualidade de Compactação – Método do penetrômetro dinâmico de energia variável... – Traduzido do Francês).

As hastes são unidas uma a outra, de modo a obter uma série contínua e rígida durante a penetração. A altura do golpe do martelo não segue nenhuma regra, pois varia constantemente com o operador, apenas limita-se a energias de impacto registradas no microprocessador a profundidade de cravação da haste. O atrito lateral entre as hastes e o solo é aceitável se a cada adição de haste, com profundidades acima de 2 m, o conjunto de hastes for rotacionado manualmente em 360º, caso contrário a fricção lateral majora os resultados.

No ensaio, a velocidade do martelo é medida logo em seguida ao impacto do martelo pelo sensor de deformação situado no capacete que é colocado sobre o conjunto de hastes e recebe diretamente os golpes (Figura 2.5). Uma correia ligando este capacete á peça guia é dotado de um sistema de controle de altura que onde a cada impacto do martelo a profundidade de cravação é registrada em um microprocessador que por sua vez calcula a resistência de ponta "qd". Os valores registrados pelo microprocessador durante o ensaio podem ser transferidos para um computador onde os dados são tratados utilizando-se o software PANDA.

A resistência dinâmica de ponta é calculada através de fórmulas dinâmicas, que se baseiam na igualdade entre a energia de queda do martelo e o trabalho gasto durante a cravação que pode ser escrito da seguinte forma:

$$. h = \quad . \quad + \qquad (2.1)$$

Onde:

P= peso do martelo;

h= altura de queda;

R = resistência oferecida pelo terreno à penetração;

e = penetração ou nega;

Z = perdas de energia durante a cravação.

Para um penetrômetro de energia constante (queda de uma massa de altura constante), o término de energia se refere a uma energia geralmente potencial. Para o PANDA, como a energia é variável, utiliza-se a energia cinética, a qual permite obter diretamente a resistência de ponta do solo (q_d).

Deste modo, igualando as expressões do trabalho resistente Re (onde R é a resultante das forças exercidas pelo solo e ‘e’ a penetração da haste para um golpe de martelo) e da energia cinética $\frac{\quad^2}{\quad}$ com que a haste inicia a penetração (onde ‘M’ é o peso da haste, ‘V’ a velocidade comum dos dois corpos supostos elásticos – martelo e haste - no instante do choque), têm-se:

$$= \frac{\quad^2}{2} \qquad (2.2)$$

Pela teoria do choque entre dois corpos, a velocidade comum entre eles é:

$$= \frac{\quad . \quad + \quad .}{\quad .} \qquad (2.3)$$

Para os corpos martelo e haste têm-se:

$$= - (\quad é \qquad)$$

$$= - (\quad é \qquad h \quad)$$

$$= \sqrt{2 \quad h} \, (h \, é \qquad h \quad) \qquad (2.4)$$

Onde:

= velocidade de queda livre do martelo

h = altura de queda do martelo

= aceleração da gravidade

= velocidade das hastes = 0

Substituindo os termos acima, obtêm-se a equação Holandesa modificada para o cálculo da resistência dinâmica (como é visto no item 2.4.1) conforme a equação 2.5.

$$= \frac{1}{\quad} . \frac{- \quad ^2}{\quad} . \frac{1}{1 + -} \qquad (2.5)$$

Onde:

q_d: resistência de ponta (Pa);

A: área da base do cone (m²);

M: massa do martelo (kg);

V: velocidade de impacto (m/s);

e: profundidade de penetração da haste para uma batida do martelo (m);

P: massa das hastes e ponta (kg).

O resultado de q_d é expresso em Pascal (Pa), porém, para melhor interpretação dos resultados, divide-se por 10^6, sendo assim o resultado é expresso em Mega Pascal (MPa).

Segundo L'Excellent (2005), a aplicação da fórmula holandesa modificada onde a energia potencial (m.g.H) da formulação inicial é substituída pela energia cinética ($1/2MV^2$) e atende aos seguintes pressupostos:

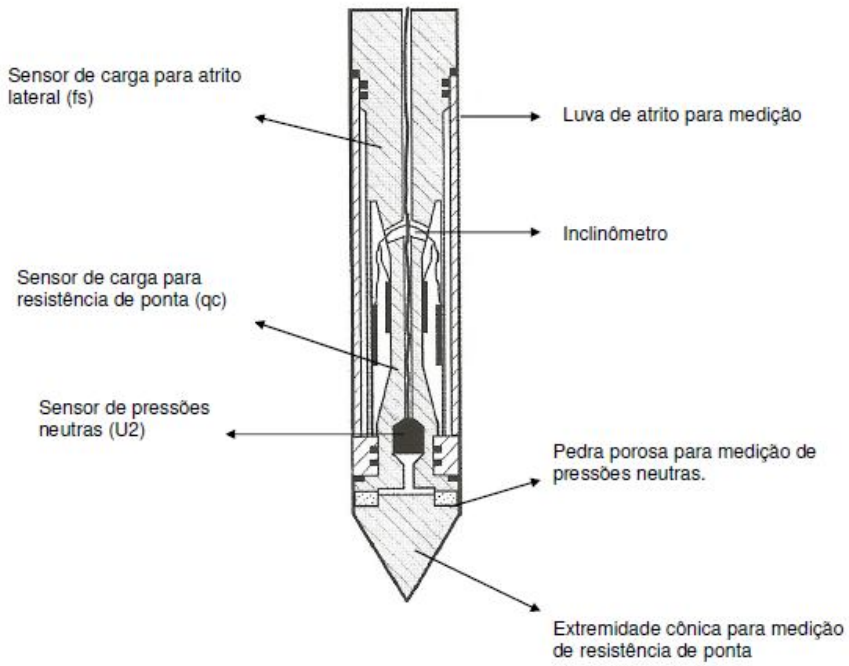
- O solo apresenta um comportamento perfeitamente plástico durante a penetração;
- O atrito lateral nas hastes é desprezível;
- A energia transmitida pelo martelo é inteiramente transmitida à ponta;
- A pressão da água na estrutura do solo é desprezada;
- O equipamento não deve ser utilizado em solo saturados expansivos.

2.1.4. Ensaio de Penetração Estático de Cone (CPT) e com pressão neutra (CPTU)

Os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU) caracterizam-se internacionalmente como uma das ferramentas mais importantes da prospecção geotécnica. Consiste na cravação estática e contínua no solo de uma ponteira cônica (60º de ápice) de aço, sendo todo o processo automatizado, ou seja, ele fornece um registro contínuo da resistência à penetração e uma

descrição detalhada da estratigrafia do subsolo. A penetração é por meio de um sistema hidráulico, a uma velocidade de 20 mm/s ± 5 mm/s a seção transversal do cone é em geral, de 10 cm², podendo atingir 15 cm² ou mais para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga e 5 cm² ou menos para condições especiais.Um exemplo de geometria típica de um cone é mostrado na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Geometria típica do equipamento (DAMASCO PENNA, 2013)



No Brasil, o ensaio vem sendo empregado desde o final da década de 1950, porém limitava-se a projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. Este ensaio foi normalizado no Brasil através da Norma MB 3406/1991: Solo – Ensaio de Penetração de cone *in situ*. (ABNT, 1991).

Os equipamentos podem ser classificados em três categorias:

- Cone mecânico: caracteriza-se pela medida na superfície, onde ocorre transferência mecânica dos esforços necessários para cravar a ponta cônica (q_c) pelas hastes; também é verificado o atrito lateral (f_s).

- Cone elétrico: apresenta células de cargas instrumentadas eletricamente que permitem a medida de (q_c) e (f_s) diretamente na ponta.

- Piezocone: realiza medidas elétricas de (q_c) e (f_s) e ainda permite a contínua monitoração das poropressões (u) geradas durante a cravação.

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Em geral, utilizam-se sistemas hidráulicos para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor a combustão ou elétrico.

O equipamento se torna atrativo devido a capacidade de registrar continuamente a resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e a eliminação da influência do operador nas medidas de ensaio (resistência de ponta (q_c), resistência de atrito lateral (f_s), pressão neutra (u)).

O ensaio de CPT mede a resistência à penetração no terreno, e os resultados podem ser usados para estimar a resistência ao cisalhamento não drenada de solos, pois o ensaio é executado com velocidade constante de cravação em solos argilosos. Porém, o estado de tensões e deformações gerado ao redor de um cone durante a cravação é bastante complexo, e a análise dessas condições de contorno só é possível adotando-se hipóteses simplificadoras ou métodos semiempíricos de interpretação (Schnaid *et al.* 2012). Esta interpretação é comumente baseada em teorias de capacidade de carga, expansão de cavidade e história de tensões, podendo estas mesmas teorias serem aplicadas ao ensaio PANDA, na condição de cravação dinâmica.

2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

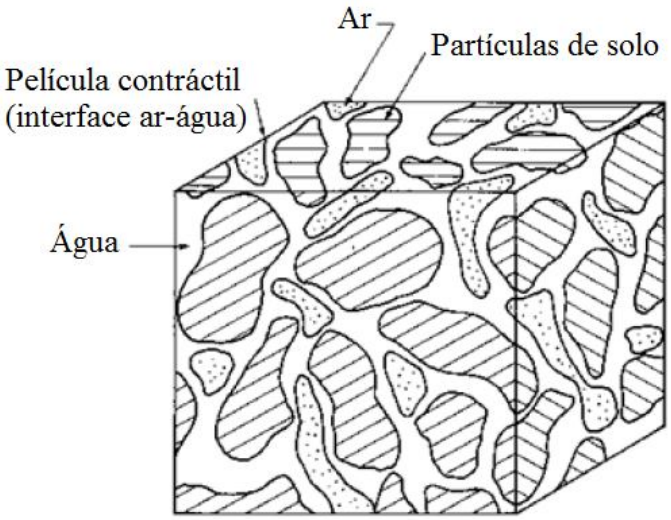
Muitos problemas geotécnicos que ocorrem no Brasil e no mundo são causados principalmente pela água. Em regiões de clima tropical é comum a ocorrência de temperaturas elevadas e intensas pluviosidades. Devido à alternância de períodos de chuva intensa e de menor pluviosidade, ocorrem variações na umidade do solo, com as consequentes variações na sua

resistência ao cisalhamento, o que pode vir a afetar a resistência do solo e consequentemente a estabilidade das obras de engenharia assentes no solo.

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados aumenta com o aumento da sucção de forma não linear, e os acréscimos de resistência aparentam ser cada vez menores à medida que os valores de sucção aumentam (VANAPALLI *et al.*, 1996).

Os solos não saturados são constituídos por quatro fases: líquida, gasosa, sólida e, devido à interface ar-água, admite-se a existência da película contráctil como sendo a quarta fase, conforme representado na Figura 2.7. Quando a fase de ar é contínua, a película contráctil interage com as partículas de solo influenciando o comportamento mecânico do material e a propriedade mais importante dessa quarta fase é sua habilidade de exercer uma tensão de tração, e essa propriedade é conhecida como Tensão Superficial (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Figura 2.7 – Elemento de solo não saturado com uma fase de ar contínua (modificado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993).



Em 1978, Fredlund *et al.* propuseram uma relação para explicar a resistência de solos não saturados em função de duas variáveis de tensão independentes que representa uma extensão do critério de resistência de Mohr-Coulomb para solos não saturados, como mostrado na Equação 2.6 e na Figura 2.8.

$$= \quad + (\quad - \quad) \ . \tan \quad + (\quad - \quad) \ . \tan \qquad (2.6)$$

Onde:

= tensão de cisalhamento no plano de ruptura, na ruptura;

= intercepto coesivo da envoltória estendida de Mohr-Coulomb, onde o eixo da tensão líquida normal e da sucção matricial na ruptura é igual a zero; será sempre referida como coesão efetiva;

(–) = tensão total líquida normal ao plano de ruptura, na ruptura;

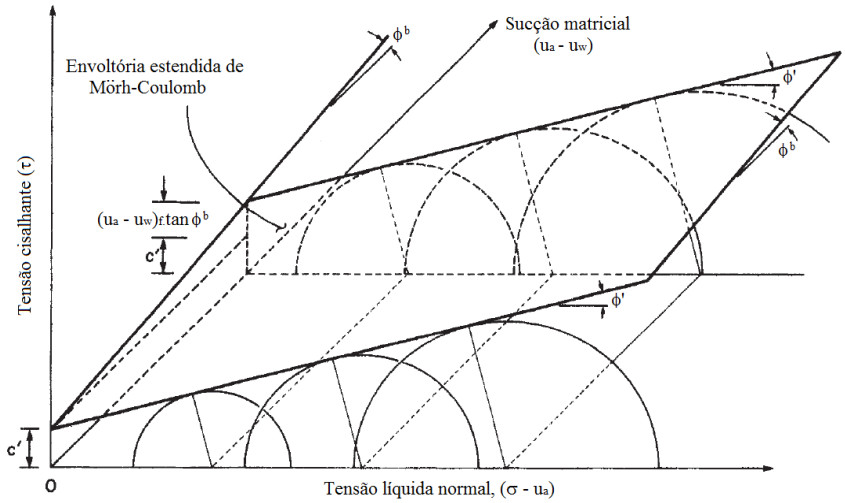
= ângulo de atrito interno associado com a variável de tensão líquida normal;

(–) = sucção matricial na ruptura;

= ângulo que indica a razão do aumento da resistência ao cisalhamento relativo a sucção matricial.

A Figura 2.8 apresenta o diagrama tridimensional com círculos de Mohr.

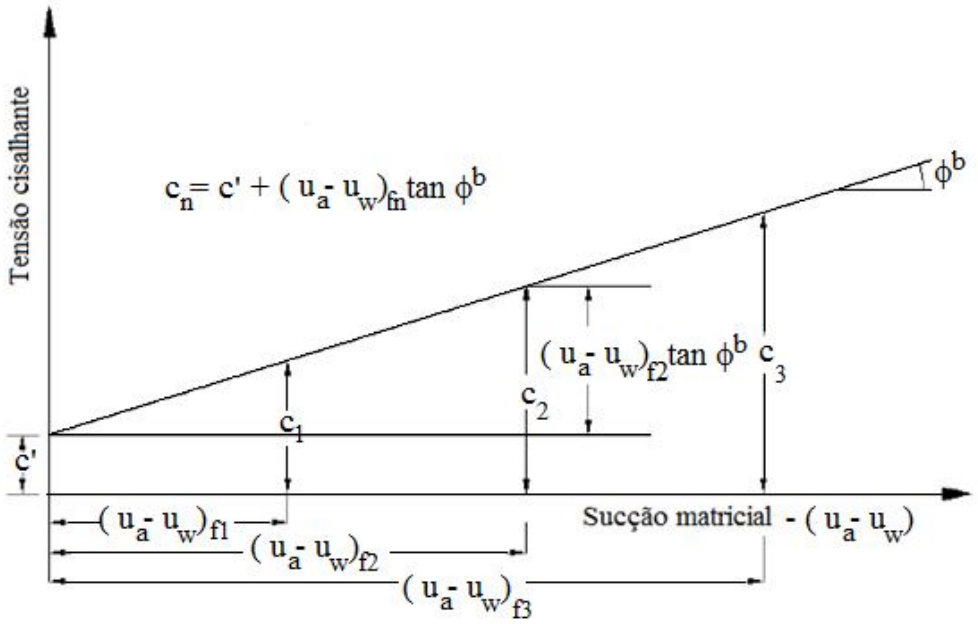
Figura 2.8 – Envoltória de ruptura estendida de Morh-Coulomb para solos não saturados (modificado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993).



O plano frontal representa o solo saturado, onde a sucção matricial é zero e a poropressão de ar torna-se igual à poropressão de água. O aumento na resistência ao cisalhamento devido ao aumento da tensão líquida normal é caracterizado pelo ângulo de atrito, (ϕ'). Por outro lado, o aumento da resistência ao cisalhamento causada por um aumento da sucção matricial é descrito

pelo ângulo (ϕ^b). O valor de ϕ^b é considerado igual ou menor que o valor de ϕ' (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Figura 2.9 – Variação do intercepto coesivo de acordo com o valor de sucção (modificado de FREDLUND E RAHARDJO, 1993).



2.3. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA)

Os dados obtidos para traçar a curva característica do solo são uma série de pares (umidade x sucção. Equações de ajuste para curvas características podem ser utilizadas para representar os dados obtidos a partir de ensaios laboratoriais.

Existem diversas equações de ajuste para a CCSA, como a de Brooks e Corey (1964), Campbell (1974), Van Genuchten (1980), Fredlund e Xing (1994) e Gitirana Jr.e Fredlund (2004). A equação proposta por Gitirana Jr.e Fredlund (2004) é baseada na equação geral hiperbólica representando em termos do grau de saturação (Sr), em escala aritmética e a sucção em escala logarítmica (log (ψ)). A primeira equação é unimodal com um ponto de inflexão; a segunda é unimodal com dois pontos de inflexão e a terceira trata-se de uma bimodal.

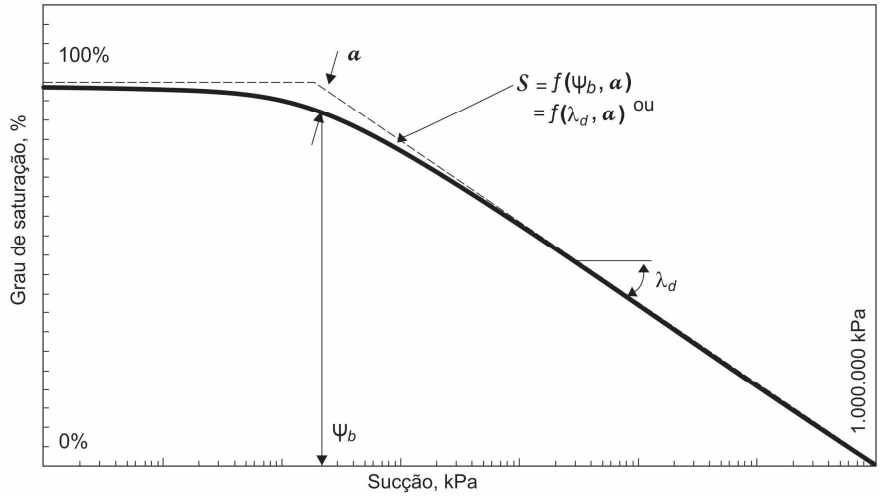
2.3.1. Equação de ajuste de Gitirana Jr. e Fredlund (2004)

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) propuseram três equações para modelar curvas característica do solo. As equações são baseadas na equação geral hiperbólica no sistema de Logaritmo da Sucção (log ψ) com Grau de Saturação (Sr). Os parâmetros da equação são definidos como coordenadas onde a assíntota da hipérbole é satisfeita. Portanto, uma relação geométrica clara e coerente existe entre a forma da curva característica e parâmetros da equação.

2.3.1.1. Curva unimodal com um ponto de curvatura

Os parâmetros que correspondem e que darão o formato típico de uma CCSA unimodal com um ponto de curvatura são: o valor de entrada de ar (ψ_b) e outro que define a transição próxima ao valor de entrada de ar, denominado de "a" conforme representado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Parâmetros de uma CCSA unimodal com um ponto de inflexão (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004).



Uma hipérbole é utilizada para representar este primeiro tipo de curva. As duas linhas retas definidas por (0,1), (ψ_b, 1) e (10^6, 0) são as assíntotas da hipérbole, representada pela equação abaixo segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

$$= \frac{(1+\quad)\ (\ /\ )}{(1-\qquad)} - \frac{(1+\quad^2)}{(1-\ ^2\quad^2)} \qquad \frac{}{} + \frac{(1-\qquad)}{(1+\quad^2)} + 1 \qquad (2.7)$$

Onde:

$\theta = -\lambda/2$ = ângulo de rotação da hipérbole;

$r = \tan(\lambda/2)$ = abertura do ângulo tangente e;

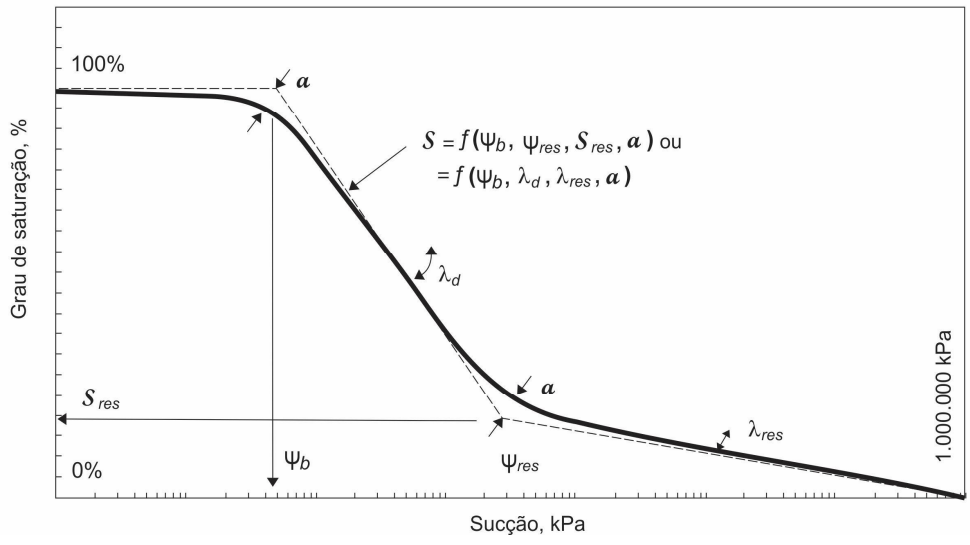
$\lambda = \arctan\{1+[\ln(10^6/\psi_b)]\}$ = declividade de dessaturação.

"a" = ponto que define as transições ao longo de ambos os pontos de curvatura.

2.3.1.2. Equação unimodal com dois pontos de curvatura

Os parâmetros que darão formato típico de uma curva unimodal com dois pontos de inflexão são: o valor de entrada de ar (ψ_b), a sucção residual do solo (ψ_{res}) e o grau de saturação residual (S_{res}). Um quarto parâmetro, denominado de "a", é que define as transições ao longo de ambos os pontos de curvatura, conforme apresentado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Parâmetros de uma curva unimodal com dois pontos de inflexão (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004).



Duas hipérboles são necessárias para definir totalmente a curva. As três linhas retas por (0,1), (ψ_{res}, S_{res}) e (10^6, 0) são as assíntotas da hipérbole. Estas duas hipérboles são formadas através de uma terceira equação, produzindo uma equação contínua segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004) correspondente a:

$$= \frac{}{(\ / \ )} + \qquad (2.8)$$

Onde

$$= \frac{(1 + \ )\ln(\ / \ )}{(1 - \ )}$$

$$+ (-1) \frac{(1 + \ )}{(1 - \ )} \sqrt{\frac{}{} + \frac{^2(1 - \ )}{(1 + \ )}} + \qquad (2.9)$$

Onde:

$= 1{,}2;$

$= - \frac{}{}$ = ângulo de rotação da hipérbole

$= \tan[\frac{}{}]$ = abertura do ângulo tangente;

$= 0 \quad = \arctan\{\frac{}{}\}$ = declividade de dessaturação;

$= 1; \quad = \quad ; \quad = 0; \quad = \quad ; \quad = \quad ; \quad = 10 \quad = 2\exp \frac{}{} =$

Fator de ponderação para que produz uma curva contínua e suave.

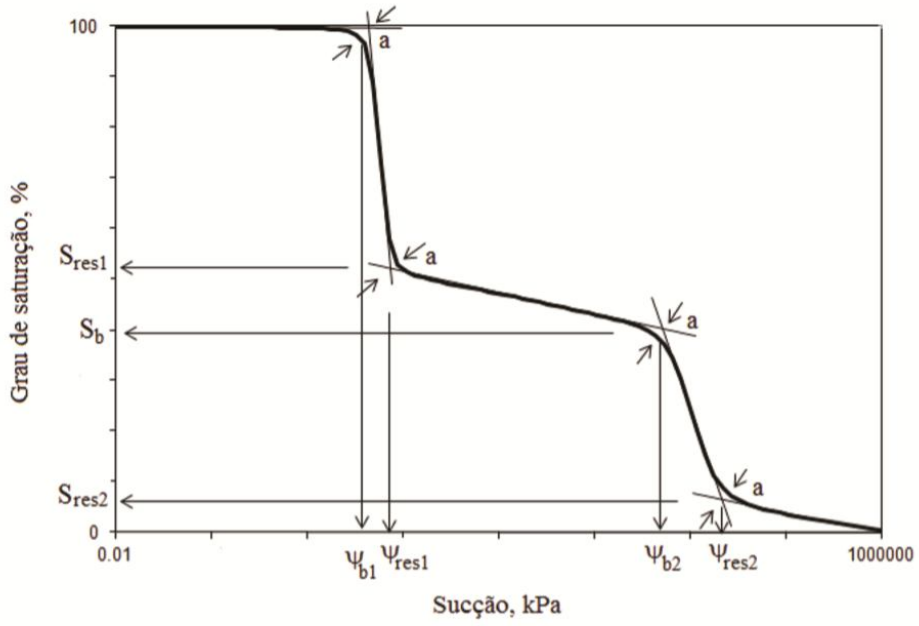
2.3.1.3. Equação bimodal

Dois valores de entrada de ar e dois pontos residuais, ambos distintos, podem ser definidos para curvas características bimodais, resultando em um total de quatro pontos de curvatura. Um parâmetro adicional, a, é novamente utilizado para definir com clareza as transições de ambos os pontos de curvatura. Em resumo, oito parâmetros são necessários para representar curvas bimodais: , , , , , , , .

Quatro hipérboles são necessárias para um modelo de curva característica bimodal delineada pelas cinco assíntotas que são definidas por (0,1), (,1), (,), (,), (,) e (10^6,0) (Figura 2.12). Estas hipérboles são combinadas da seguinte forma:

$$= \frac{-}{1 + (\ / \ )} + \frac{-}{1 + (\ / \ )} + \frac{-}{1 + (\ /\sqrt{\ } \ )} + \qquad (2.10)$$

Figura 2.12 – Parâmetros de uma curva bimodal (modificado de GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004).



Onde:

, , = são definidos da mesma forma que os da equação (2.7)

i – 1, 2, 3, 4;

= 1

=

=

=

= 0

=

=

=

=

= 10

= 2 exp ——— = fator de ponderação, j=1, 2, 3

2.4. TEORIAS DE EXPANSÃO DE CAVIDADE

O estado de tensões e deformações gerado ao redor de um cone durante a cravação é bastante complexo, e a análise dessas condições de contorno só é possível adotando-se hipóteses simplificadoras ou métodos semiempíricos de interpretação. Pensando nisso, problemas práticos da engenharia geotécnica podem ser interpretados e estudados de forma analítica mediante a utilização da Teoria de Expansão de Cavidade, principalmente na interpretação de ensaios de campo, como em ensaios de CPT e pressiométricos, e na determinação da capacidade de suporte de fundações profundas.

A análise de expansão de cavidade consiste em determinar a pressão requerida para expandir uma cavidade em um determinado material. A analogia entre a expansão de cavidade e penetração de cone foi apontado por Bishop *et al.* (1945), depois de observar que a pressão necessária para produzir um furo em um meio elasto-plástico é proporcional ao necessário para expandir a cavidade do mesmo volume sob as mesmas condições.

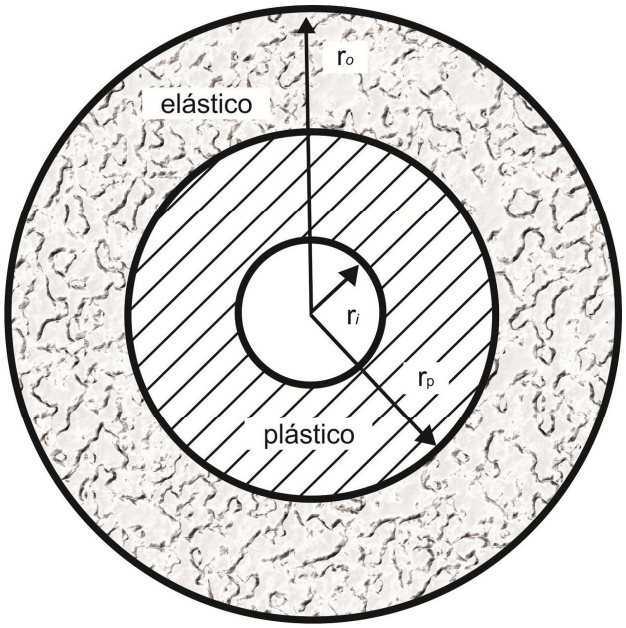
O método é também estabelecido sobre determinadas simplificações considerando o material homogêneo, isotrópico, comportando como perfeitamente plástico em uma região em torno da cavidade e como linear elástico além daquela região.

As teorias de expansão de cavidade, segundo diversos autores, podem considerar expansão cilíndrica ou expansão esférica. A escolha do modelo mais adequado não é consenso entre os pesquisadores (BRANCO, 2006). Porém, quando se pensa na cravação de um cone, pode-se relacionar com a expansão de cavidade esférica. Mais especificamente, a tensão atua na parede expandindo uma cavidade até uma tensão limite de grandes deformações, e esta tensão limitante para uma cavidade esférica é relacionada com a resistência à penetração de cone.

Como definição do problema, considera-se uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito localizada em forma vertical dentro de uma massa de solo infinita, homogênea e isotrópica. Inicialmente, no interior da cavidade cilíndrica de raio (a_0) existe uma pressão (p_0). Um incremento de pressão (Δp) aumenta a pressão na cavidade de (p_0) a (p) (onde: $p=p_0+\Delta p$), causando uma expansão na cavidade de forma tal que uma partícula localizada inicialmente a uma distância r_0, é deslocada um certo valor, ou seja que ($r = r_0 + u$) onde (u) é o deslocamento produzido pela partícula.

A Figura 2.13 ilustra um problema genérico, considerando um estado de deformação plana (2D) onde r_i é o raio da cavidade, r_p o raio da zona plástica e r_0 é o raio externo. A geometria geral é axissimétrica e o plano de deformação, bem como as condições de tensão inicial, é assumido como isotrópica, isto é, $\sigma_{r0} = \sigma_{\theta 0} = P_0$.

Figura 2.13 - Definição do problema (modificado de VAZIRI e WANG, 1993)



A equação de equilíbrio em coordenadas cilíndricas neste caso é:

$$\frac{\quad}{\quad} + \frac{1}{\quad}(\quad - \quad) = 0 \qquad (2.11)$$

E a condição de ruptura de Mohr-Coulomb em coordenadas cilíndricas considerando σ_r com σ_1 (tensão principal maior) e σ_θ com σ_3(tensão principal menor) é:

$$= \quad - 2 \tag{2.12}$$

Onde:

$$= \tan \; 45 - \frac{}{2} \tag{2.13}$$

Em que ϕ é o ângulo de atrito e *c* é o intercepto coesivo.

Para determinar a distribuição de tensões na zona plástica, a equação (2.12) é substituída em (2.11), e a integração do resultado resulta na equação (2.14):

$$\frac{1}{1 -} \quad 1 - \quad + 2 \quad = - \ln \; + \tag{2.14}$$

Onde C é a constante de integração que pode ser determinada usando as condições de contorno relevantes, como segue.

Na superfície interna, $=$; a tensão radial é igual a , onde $= \; + \Delta$, no qual Δ é o incremento de pressão aplicada. Esta condição resulta em:

$$= \quad 1 - \quad + 2 \quad + \; 1 - \quad \ln \tag{2.15}$$

Substituindo a equação 2.15 em 2.14, obtêm-se a expressão para tensões radiais e tangenciais da zona plástica

$$= \frac{1}{1 -} \quad 1 - \quad + 2 \quad - \quad - 2 \tag{2.16}$$

$$= \quad - 2 \tag{2.17}$$

Em seguida, precisa-se determinar uma expressão para determinar o tamanho da zona plástica, . Na interface plástica e elástica as tensões são iguais; esta igualdade será utilizada para obter conforme segue. Na região elástica, têm-se:

$$= \quad + (\quad - \quad) \; — \tag{2.18}$$

$$= \quad - (\quad - \quad) \; — \tag{2.19}$$

Quando se admite o fato de que a soma das tensões elásticas radiais e tangenciais na região elástica são iguais a 2 e que na interface elasto-plástica as tensões elástica e plástica são iguais, podemos escrever:

$$= \frac{1}{1+} \quad 2 \quad + 2 \tag{2.20}$$

Igualando as equações (2.14) e (2.18) e reorganizando têm-se:

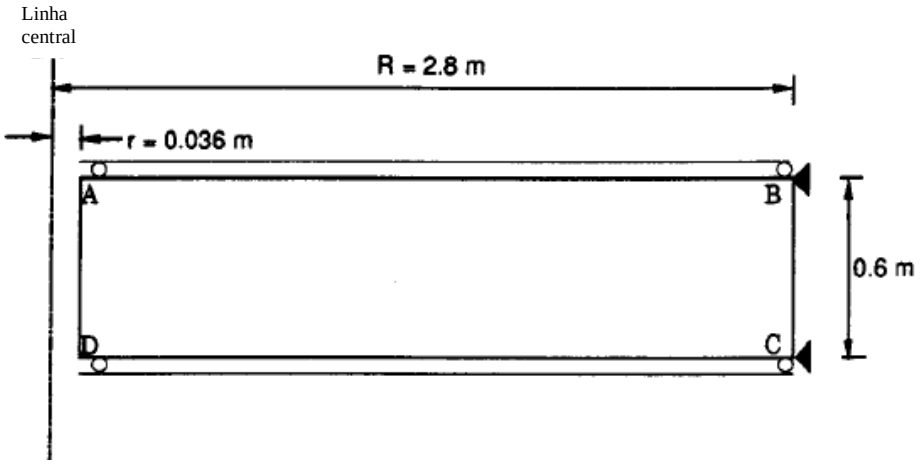
$$= \left[\frac{1 - \quad + 2}{\quad 2 \quad + 2 \quad + 2} \right]^{/(\quad)} \tag{2.21}$$

Finalmente, de uma forma semelhante as outras manipulações, a expressão para a pressão requerida Δ , pode ser obtida através:

$$\Delta \quad = \frac{1}{1+} \quad 1 - \quad + 2 \tag{2.22}$$

Aplicando as soluções derivadas acima para um problema unidimensional axissimétrico conforme ilustrado na Figura 2.14, as condições de contorno são: AB e CD são assumidos como livre na lateral, mas fixado na vertical; o limite BC é completamente fixo e o limite AD é livre e representa a expansão da membrana.

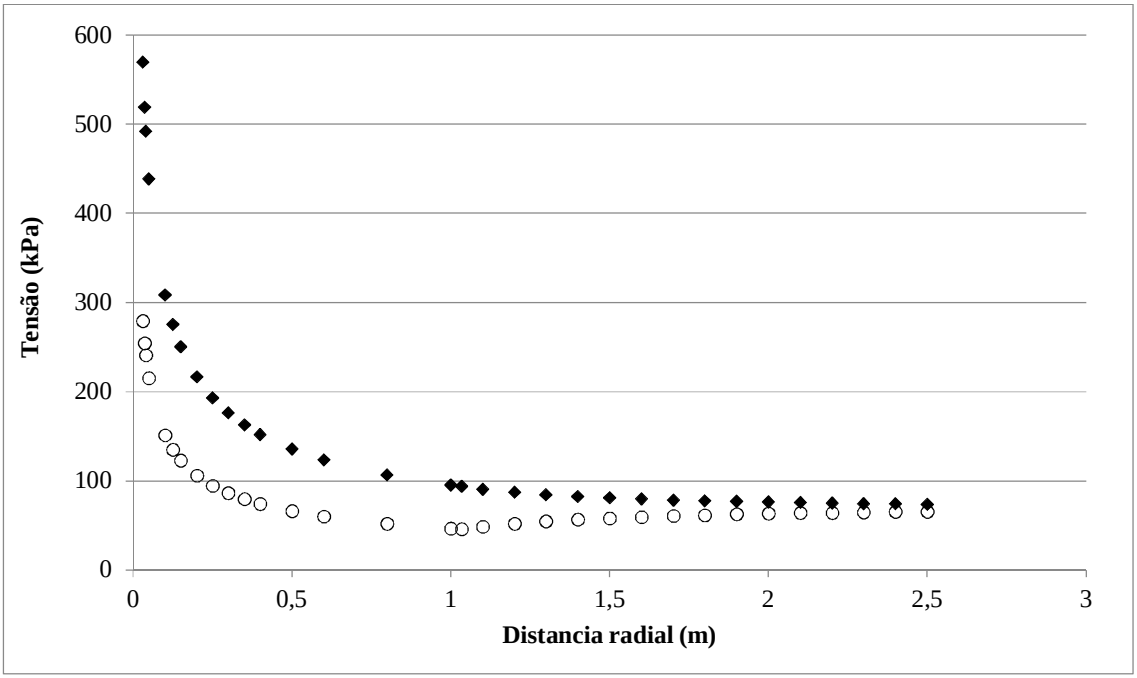
Figura 2.14 – Geometria e condições de contorno usadas na análise de elementos finitos (modificado de VAZIRI e WANG, 1993)



Os parâmetros de resistência são: ϕ'=20º; c'=0. A condição de tensão inicial assumida é como isotrópico, P_0 = 70 kPa e as análises são realizadas com uma pressão aplicada de ΔP=450 kPa.

A Figura 2.15 apresenta o gráfico da tensão *versus* a distância radial, onde observa-se que para estas condições têm-se esta distribuição de pressão, onde na zona plástica a tensão tangencial máxima é 279,78 kPa e a tensão radial é 570,64 kPa.

Figura 2.15 – Tensão *versus* distância radial (modificado de VAZIRI e WANG, 1993)



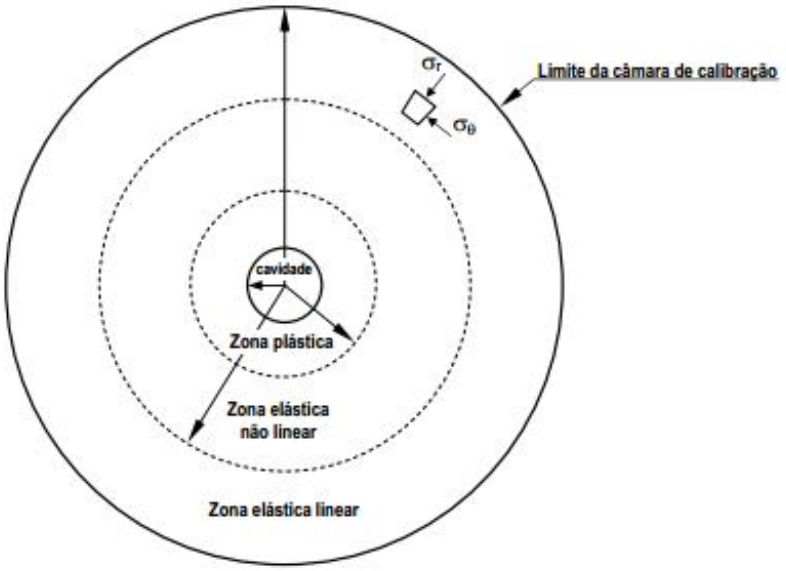
Salgado *et al.* (1997), pesquisando a resistência de penetração de cone em areias com o uso de centrífugas apresentaram um modelo mais detalhado de expansão de cavidade (Figura 2.16).

Existem dois tipos de expansão de cavidade possíveis:

(a) A de uma cavidade pré-existente no solo, com pressão interna equilibrada com o maciço vizinho e que requer acréscimos de pressão para se expandir;

(b) A de uma situação onde inicialmente não existe a cavidade, que deverá ser expandida a partir de um raio igual a zero.

Figura 2.16 - Zonas devidas à expansão de cavidade em ensaios de cone em câmara de calibração (SALGADO *et al*., 1997)



O problema de expansão de cavidade cilíndrica é bem semelhante ao de cavidade esférica só que o tipo de solicitação é axisimétrico ao contrário da simetria esférica.

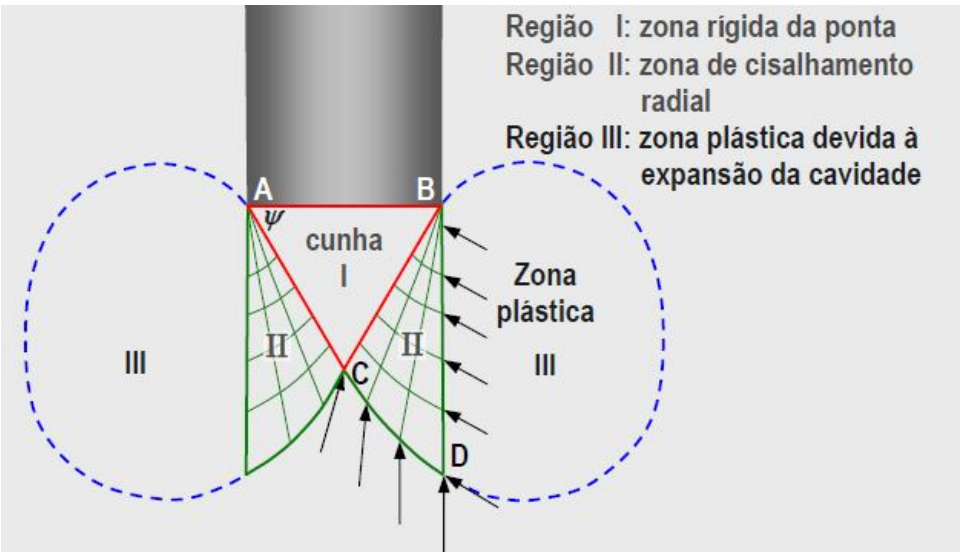
De acordo com Vésic[1] (1972) citado por Velloso e Lopes (2010) sempre existe abaixo da ponta da estaca uma cunha de material muito comprimido (zona I na Figura 2.17). Em solos relativamente fofos esta cunha abre seu caminho através da massa de solo sem produzir outras superfícies de rupturas visíveis. Contudo, em solos relativamente resistentes, a cunha I empurra a zona de cisalhamento radial II lateralmente para zona plastificada III. Assim, o avanço da estaca no solo resistente é possível pela expansão lateral do solo ao longo do anel circular BD, com alguma compressão das zonas I e II, como mostra a Figura 2.17.

Este comportamento se assemelha com o processo de perfuração do cone no ensaio PANDA, onde a região I é a zona rígida da ponta do cone, e a medida que ocorre o avanço do cone no solo, ele expande lateralmente o solo, empurrando a zona de cisalhamento (região II) para dentro da zona plástica (região III).

[1]VÉSIC, A.S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **JSMFD, ASCE**, vol. 98, no. SM3, pp. 265-290, 1972.

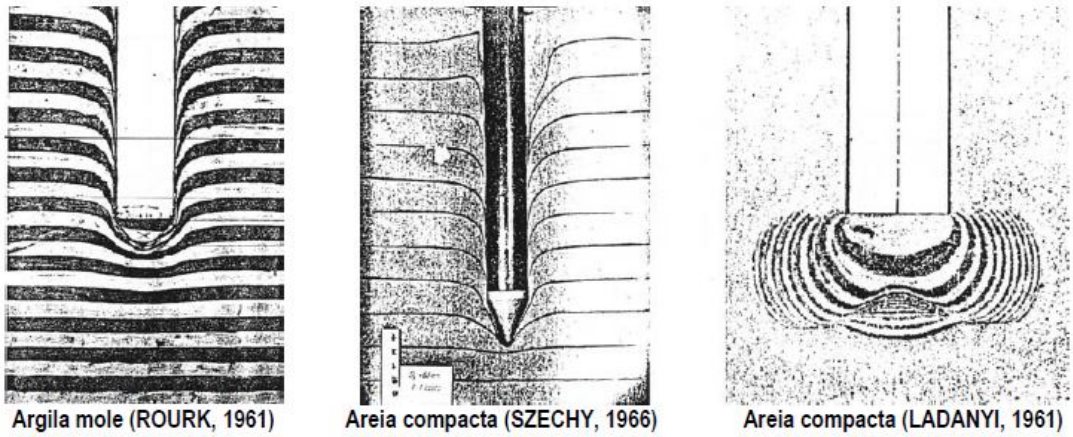
A análise de resultados de provas de carga feita por Vésic mostrou que as deformações ao redor da ponta das estacas podem ser divididas em duas grandes zonas principais. A zona próxima à ponta é caracterizada por grandes deformações plásticas, enquanto que a zona concêntrica seguinte é caracterizada por pequenas deformações elásticas (Figura 2.18).

Figura 2.17 – Modelo de ruptura admitido sob a ponta da estaca (modificado de VELLOSO e LOPES, 2010)



Segundo Velloso e Lopes (2010), Vésic afirma em seus estudos que o fator de capacidade de carga Nσ pode ser determinado aproximadamente, ao igualar-se a tensão normal média ao longo do anel BD à pressão última necessária para expandir uma cavidade esférica em uma massa infinita de solo.

Figura 2.18 – Padrões de ruptura (Vésic, 1972 *apud* Branco, 2006)



2.5. RESISTÊNCIA À CRAVAÇÃO DOS SOLOS – FÓRMULAS DINÂMICAS

Os métodos dinâmicos constituem-se, atualmente, uma importante e usual ferramenta para projeto, controle e garantia de qualidade de fundações profundas constituídas por estacas cravadas. O ensaio de penetração dinâmica com energia variável (PANDA) também é um processo de cravação dos solos e por tal motivo as fórmulas dinâmicas são válidas para este ensaio (considerando as suas particularidades). A seguir serão descritas as fórmulas dinâmicas originais aplicadas à cravação de estacas.

Durante a operação de cravação, a estaca penetra no interior de uma massa de solo sempre que a resistência disponível é superada pelos esforços dinâmicos aplicados. Como o processo de cravação envolve a ruptura do solo, surgiu daí a idéia da utilização dos registros obtidos durante a cravação para a estimativa da capacidade de carga de estacas cravadas (DANZIGER, 1991).

Os métodos dinâmicos são divididos em dois grupos: no primeiro estão as chamadas "Fórmulas Dinâmicas" e, no segundo, as soluções da "Equação da Onda" (equação de propagação de ondas de tensão em barras). As Fórmulas Dinâmicas utilizam leis da Física que governam o comportamento de corpos que se chocam. As soluções da Equação da Onda estudam a estaca como uma barra ao longo da qual se propaga uma onda de tensão (ou força) gerada pelo golpe do martelo, sujeita à atenuação, pela presença do solo que envolve a estaca.

2.5.1. Fórmulas Dinâmicas: a Conservação de Energia

As fórmulas dinâmicas buscam correlacionar a energia de queda do martelo com a resistência à cravação da estaca, através da nega (ou penetração da estaca para os dez últimos golpes de cravação). Estas fórmulas basicamente enfocam a conservação de energia, e algumas delas, incorporam as leis de choque de Newton. A maioria destas fórmulas foi deduzida com base na lei de Newton referente ao impacto entre dois corpos rígidos, e igualam a energia de queda do martelo com a nega multiplicada pela resistência dinâmica à cravação. A mais antiga, a Fórmula de Sanders (de meados do Século XIX) (Equação 2.23), exprime exatamente isto:

$$h = \qquad (2.23)$$

Onde:

W = peso do martelo (kg);

h = altura de queda (m);

R = resistência à cravação (MPa)

s = penetração ou nega (m).

Inicialmente estas fórmulas não levavam em consideração as perdas de energia que pudessem ocorrer durante o processo de cravação; posteriormente, estas perdas foram levadas em consideração e introduzidas nestas fórmulas (VELLOSO e LOPES, 2010).

Segundo Veloso e Lopes (2010), as perdas de energia ocorrem por diferentes motivos, os principais são:

- Atrito do martelo nas guias dos bate-estacas;
- Atrito dos cabos nas roldanas dos bate-estacas;
- Repique (levantamento após o choque) do martelo, devido ao problema de restituição da energia após o choque;
- Deformação elástica do cepo e do coxim;
- Deformação elástica da estaca;
- Deformação elástica do solo.

Baseado nestas perdas de energia pensou-se em incorporar a Equação 2.24 as perdas de energia, que pode ser representada da seguinte maneira:

$$h = \quad + \qquad (2.24)$$

Onde:

n = fator que representa as perdas de energia no bate-estacas (ou no martelo);

X = perdas de energia no choque e nas deformações elásticas.

2.5.2. Alguns exemplos de Fórmulas Dinâmicas

Serão citadas a seguir algumas fórmulas dinâmicas mais conhecidas. Será usada a seguinte simbologia geral na representação das fórmulas:

A = área da seção transversal da estaca

c = encurtamento elástico total (amortecedores + estaca + solo)

h = altura de queda do martelo de cravação

L = comprimento da estaca

P = peso da estaca

W = peso do martelo

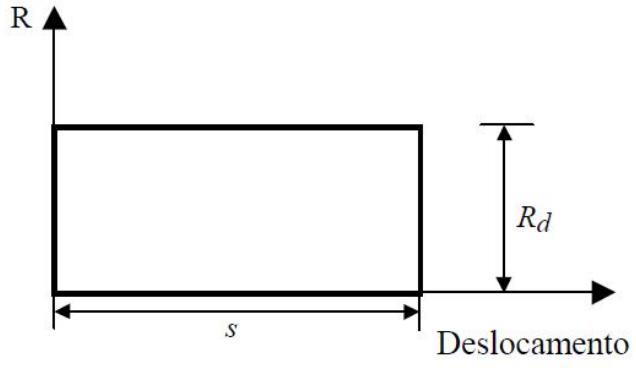
s = penetração ou nega

R= resistência à cravação

n = fator que representa as perdas de energia

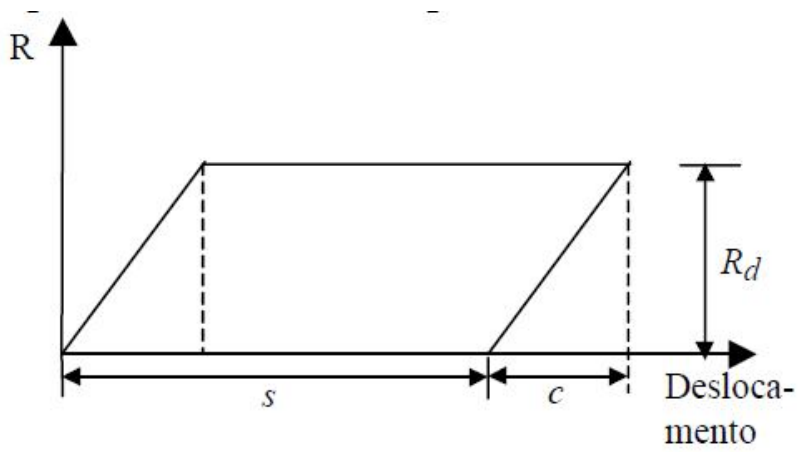
A fórmula de Sanders (Equação 2.23), onde se iguala a energia de queda do martelo com o deslocamento da estaca (nega) multiplicado pela resistência à cravação, desprezando qualquer perda de energia está apresentada na Figura 2.19.

Figura 2.19 – Hipótese adotada na fórmula de Sanders (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)



A fórmula do *Engineering News Record*, proposta por Wellington em 1888, conforme descrito em Alves, Lopes e Danziger (2004), baseia-se numa premissa de que a estaca se encurta elasticamente sob a ação do martelo e depois penetra no solo, encontrando uma dada resistência R, conforme o diagrama da Figura 2.20. Assim, parte do trabalho executado pelo martelo é gasto para provocar o encurtamento elástico da estaca e do solo, "c" (Figura 2.20), e parte para fazer penetrar a estaca de "s" (Figura 2.20). A Equação 2.25 apresenta a fórmula proposta por Wellington.

Figura 2.20 – Hipótese adotada na fórmula de *Engineering News Record* (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)



$$h = \quad + - \tag{2.25}$$

A fórmula dos Holandeses, proposta em 1812 (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004), utiliza a relação entre o peso da estaca e o peso do martelo de cravação, para considerar as perdas de energia no impacto entre os dois corpos, conforme apresentado na Equação 2.26.

$$. h = \quad . \ (1 + —) \tag{2.26}$$

A fórmula de Hiley, de 1925, supõe que haja perdas de energia:

1. No martelo (e_f);
2. No impacto (. . $h. \frac{.(\quad)}{\quad}$), onde *e* é o coeficiente de restituição do choque;
3. Por compressão elástica do capacete $\frac{.}{—}$;

4. Por compressão elástica da estaca $- . \frac{\cdot}{\cdot} = \frac{\cdot}{}$;

5. Por compressão elástica do solo $\frac{\cdot}{}$;

Então:

$$. = . . h - . . h \frac{.(1 -)}{+} - \frac{.}{2} - \frac{.}{2} - \frac{.}{2} \tag{2.27}$$

Combinando os termos, chega-se na fórmula de Hiley (Equação 2.28):

$$= \frac{. . h}{+ - .(+ +)} . \frac{+ ^2.}{+} \tag{2.28}$$

Valores de C_1, C_2 e C_3 são as parcelas de encurtamento elástico e podem ser estimadas antes da obra, com base em:

$$\frac{.}{.} \qquad \frac{.}{2 .} \qquad \cong 5\% \tag{2.29}$$

Onde t, A_c e E_c são a espessura, a área e o módulo de Young dos amortecedores, respectivamente; e L, B, A_p e E_p o comprimento, o diâmetro, a área e o módulo de Young da estaca, respectivamente.

A fórmula de Janbu (Equação 2.30), proposta em 1953, adota constantes empíricas e uma relação entre pesos da estaca e do martelo, bem como perdas de energia por compressão elástica da estaca.

$$= \frac{h}{1 + \sqrt{1 + \frac{\forall}{}}} \tag{2.30}$$

Onde:

$$= 0{,}75 + 0{,}15 \frac{}{} \qquad \forall = \frac{h}{} \tag{2.31}$$

A fórmula dos Dinamarqueses, desenvolvida por Sorensen e Hansen em 1957, considera a eficiência do martelo, e_f, e a perda de energia na compressão elástica da estaca.

$$. \quad . h = \quad . \quad + \frac{}{2} \quad \sqrt{2. \quad . \quad . h. \frac{}{.}} \tag{2.32}$$

Para cada formulação apresentada, há um fator de correção FC, que nada mais é do que um simples fator de segurança, onde procura relacionar a resistência dinâmica da estaca durante a cravação, com a resistência que a mesma estaca terá sob carregamento estático. Sendo assim, a Tabela 2.2 apresenta os fatores de correção propostos por cada autor, segundo Alves, Lopes e Danziger (2004)

Tabela 2.2 – FC para cada formulação apresentada

Proposta	**FC**
Sanders (1851)	8
Engineering News Record (1888)	6
Holandeses (1812)	10
Hiley (1925)	3
Janbu (1953)	2
Dinamarqueses (1957)	2

Segundo Alves *et al* (2004) existe uma crítica às fórmulas dinâmicas, pois a maioria considera a teoria newtoniana de impacto e pressupõe que o choque ocorre entre corpos livres. Se isto é aproximadamente verdade para o martelo, o mesmo não pode ser dito com relação à estaca, que está imersa no solo, e com este interage intimamente durante a cravação. Nesse sentido deve-se considerar o fenômeno de propagação de onde através da estaca e a resistência por atrito com o solo.

No caso do PANDA as hastes não estão em atrito com o solo durante a cravação (diâmetro das hastes menor que o diâmetro do cone) e por tal motivo o efeito da propagação de onda se dará

nas hastes sem atrito, sendo assim, o atrito estará presente apenas no cone medindo assim apenas resistência de ponta.

2.5.3. A cravação como um fenômeno de propagação de ondas de tensão

A aplicação da equação da onda na análise da cravação de estacas constitui-se em grande avanço qualitativo em relação ao uso de fórmulas dinâmicas. Isto porque, fisicamente, a cravação de uma estaca está muito mais relacionada ao fenômeno da transmissão de ondas de tensão através da estaca do que ao impacto puro e simples entre dois corpos.

A equação da onda foi desenvolvida por Saint-Vénant por volta de 1866 (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)para o estudo do impacto sobre a extremidade de uma barra. Ele encontrou a equação diferencial que governa a propagação de ondas unidimensionais em uma barra elástica e também sua solução para alguns casos limitados de condições de contorno:

$$\frac{^{2}}{^{2}} - \ ^{2}\frac{}{} = 0 \qquad (2.33)$$

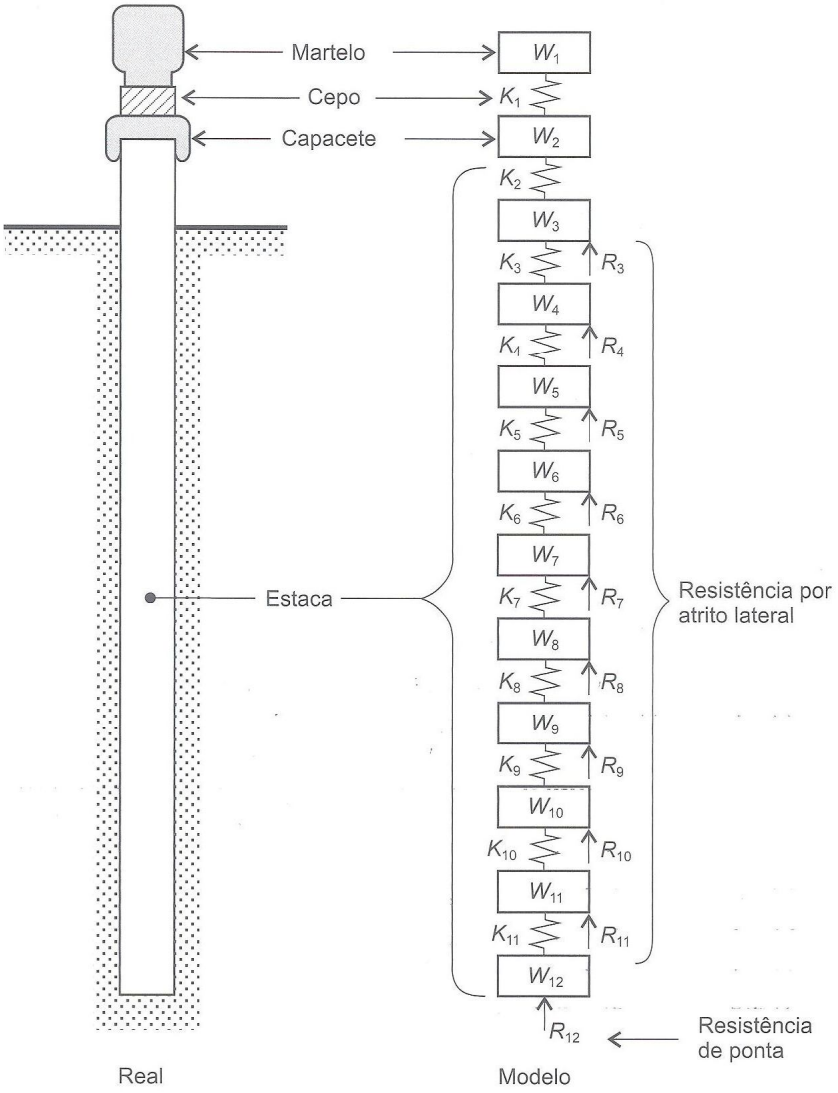
Onde u é o deslocamento longitudinal da barra, t é o tempo, x é a coordenada espacial e $= \frac{}{}$ é a velocidade de propagação da onda na barra (E é o módulo de elasticidade e ρ a massa específica do material da barra).

A utilização de uma haste e sua penetração num terreno sob análise constitui uma técnica que vem sendo utilizada há muito tempo objetivando-se obter medidas de resistência das camadas do terreno.

2.5.4. Aplicação à cravação de estacas – o modelo de Smith

Um método numérico foi proposto por Smith na década de 60 (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004) para a solução da Equação da Onda aplicada à cravação de estacas onde um algoritmo para solução numérica da equação da onda por diferenças finitas é desenvolvido, sendo a estaca, o martelo e os acessórios de cravação representados por meio de massas e molas interligadas (Figura 2.21).

Figura 2.21 –Representação da estaca e do sistema de cravação (discretizado arbitrariamente em 12 elementos), segundo Smith (1960) (VELLOSO E LOPES, 2010)



O modelo de Smith é representado da seguinte forma:

$$= \quad . \quad + \quad . \tag{2.34}$$

Sendo:

R_d = Resistência

K = constante de mola;

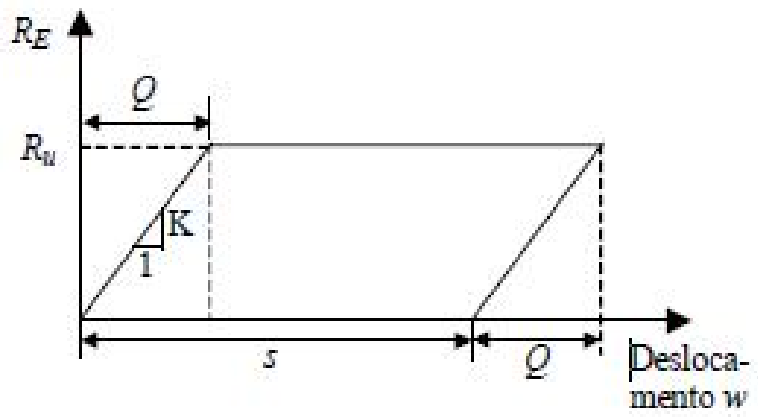
w = deslocamento;

J = coeficiente de amortecimento;

v = velocidade em uma certa seção da estaca.

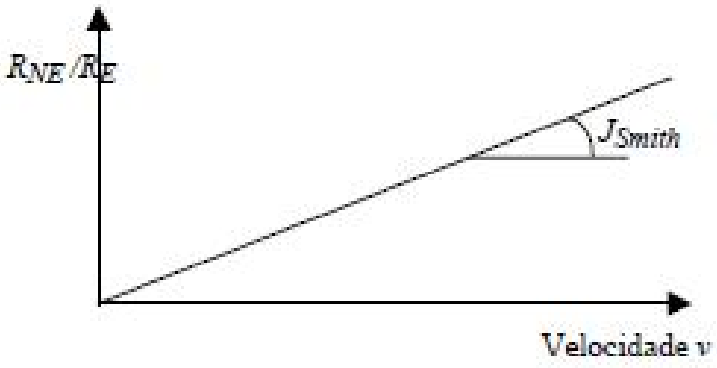
A resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca, tanto pela ponta como pelo atrito lateral, possui um componente estático e um dinâmico. A parcela estática é admitida como elastoplásica, conforme modelo da Figura 2.22, onde *Q* ("quake") é o deslocamento para o qual ocorre escoamento plástico do solo.

Figura 2.22 – Parcela estática de reação do solo (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)



A parcela dinâmica, de natureza viscosa, é admitida com proporcional à velocidade do elemento da estaca e à resistência estática, conforme Figura 2.23.

Figura 2.23 – Parcela dinâmica de reação do solo (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004)



2.6. MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS AO CPT

A solução numérica é uma ferramenta que pode ajudar na estimativa da resistência ao cisalhamento mobilizada durante a cravação de amostradores ou cones metálicos no solo, como no caso do CPT.

Segundo Lobo (2009) a solução de problemas por meio de métodos numéricos constitui uma abordagem conceitualmente correta que fornece uma estimativa pontual da resistência ao cisalhamento do perfil em um ensaio de CPT. O conhecimento da eficiência do sistema utilizado assim como as características geométricas do equipamento de cravação são parâmetros condicionantes na precisão desta solução.

Há uma série de equações na literatura que relaciona a resistência do cone com a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (S_u) (YU e MITCHELL, 1998; SCHNAID *et al.* 2012). A previsão da resistência ao cisalhamento não drenada passou do empirismo à racionalidade a partir dos trabalhos pioneiros da década de 1980, aumentando o grau de confiabilidade atribuído à determinação de S_u. Os métodos mais utilizados estão citados no trabalho de Yu e Mitchell, (1998) e listados abaixo:

Vésic (1972) $= 3{,}9 + 1{,}33 \ln \frac{}{}$ (2.35)

Baligh (1975) $= 12 + \ln \frac{}{}$ (2.36)

Teh & Houlsby (1991) $= 1 + \ln \frac{}{} \quad 1{,}67 + \frac{}{}$ (2.37)

Yu (1993) $= 4{,}18 + 1{,}155 \ln \frac{\sqrt{\ }}{}$ (2.38)

Onde:

N_{kt}: Fator cone ou fator de capacidade de carga

G: Módulo Cisalhante

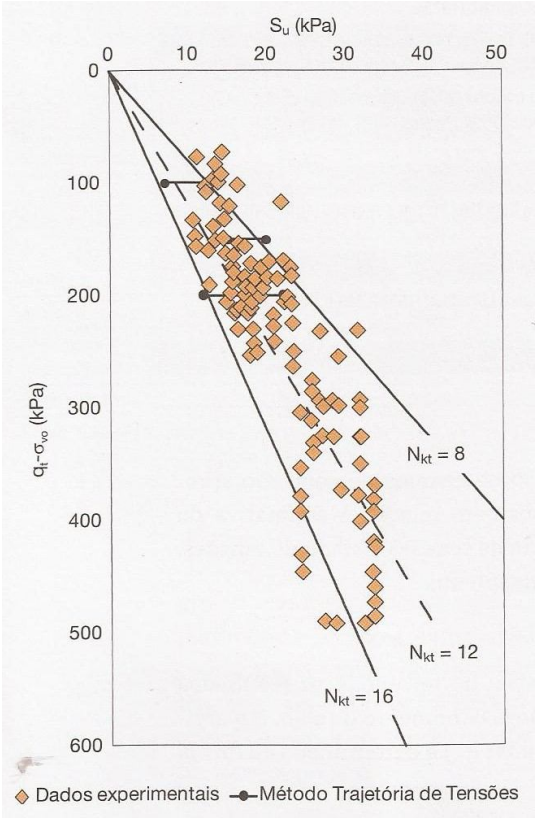
S_u: Resistência não drenada

Segundo Schnaid *et al* (2012), para depósitos argilosos, a estimativa do fator de capacidade de carga N_k (ou N_{kt}) pode ser obtida por meio da aplicação da teoria de equilíbrio limite ou pelo método de trajetória de deformações. No caso mais simples relaciona-se a medida da resistência de ponta do cone q_c (ou q_t) com a resistência não drenada S_u, medida por meio do ensaio de palheta, possibilitando a determinação direta dos fatores de cone:

$$\frac{(\quad)}{} \quad ou \quad \frac{(\quad)}{} \qquad (2.39)$$

Estudos realizados em um programa de investigação geotécnica no depósito de argilas moles da região da Grande Porto Alegre, RS relacionam ensaios de cone e palheta como um exemplo para obtenção do fator N_{kt}. A Figura 2.24 apresenta os resultados deste estudo, onde observa-se uma dispersão considerável nos valores medidos, que pode ser atribuída a fatores associados à execução do ensaio (velocidade de penetração e amolgamento) e à variabilidade do solo (anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade) (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

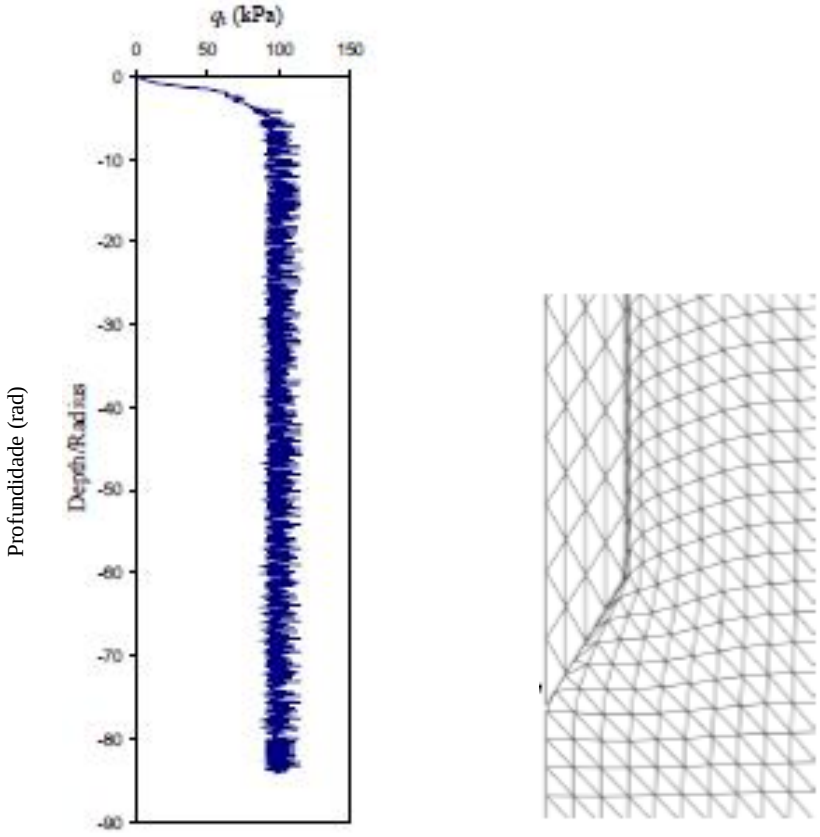
Figura 2.24 - Fator Nkt para a região metropolitana de Porto Alegre, RS (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)



Sheng *et al.* (2012) analisou o comportamento de modelo Cam Clay modificado (MCC) não drenado através da análise de elementos finitos para grandes deformações, para estimar o fator cone (Nkt) na interpretação da resistência ao cisalhamento não drenada. Esta equação foi comparada com dados na literatura existente e dados experimentais.

A malha de elementos finitos para este modelo é semelhante a apresentada na Figura 2.25, exceto a cada dois triângulos são substituídos por um elemento de 8 nós quadriláteros. O autor relata que os elementos de 8 nós quadriláteros com 4 pontos de integração parecem ser mais resistentes para a penetração do cone em solos MCC.

Figura 2.25– Malha de elementos finitos utilizada nas análises (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012)



Propriedades do solo:

Cu = 10kPa

E = 1000 kPa

γ=0

υ = 0,4

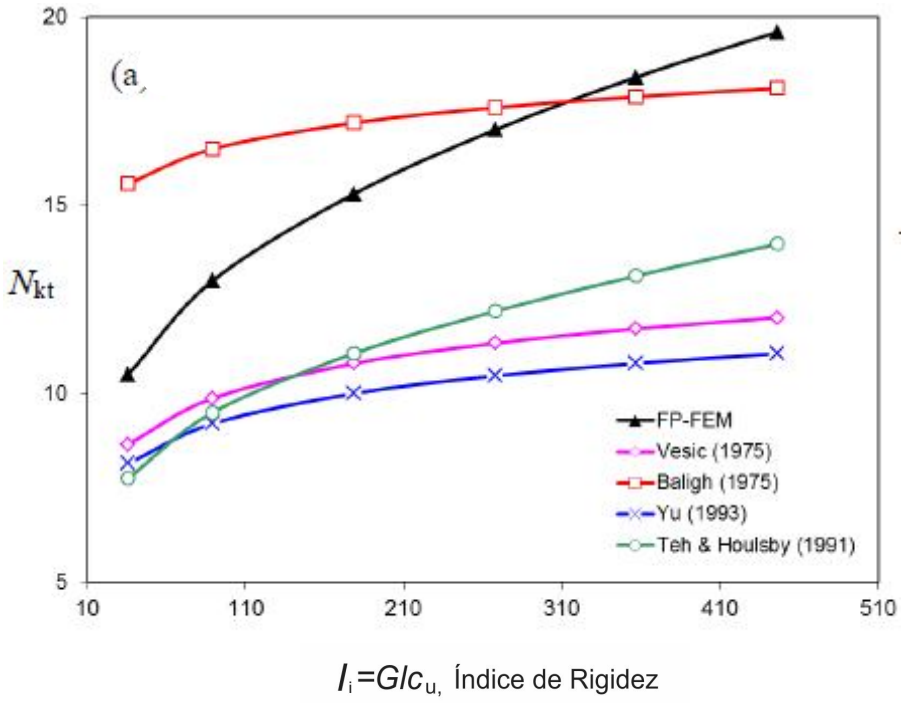
(b) Resistência do cone

(d) Malha próxima da ponta do cone

O fator cone com base na Análise de Elemento Finito de Penetração Completa (FP-FEM) é comparado com as soluções acima existentes na Figura 2.26. O fator cone calculado varia entre 10 e 20 para índice de rigidez entre 35 e 450.

Estes valores de N_{kt} são significativamente mais elevados do que os calculados por Vésic (1975), Teh e Houlsby (1991) e Yu (1993), mas menor do que os calculados por Baligh (1975) para os índices de rigidez baixos.

Figura 2.26 – Resistência de cone calculada (FP-FEM) e comparada com soluções existentes (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012)

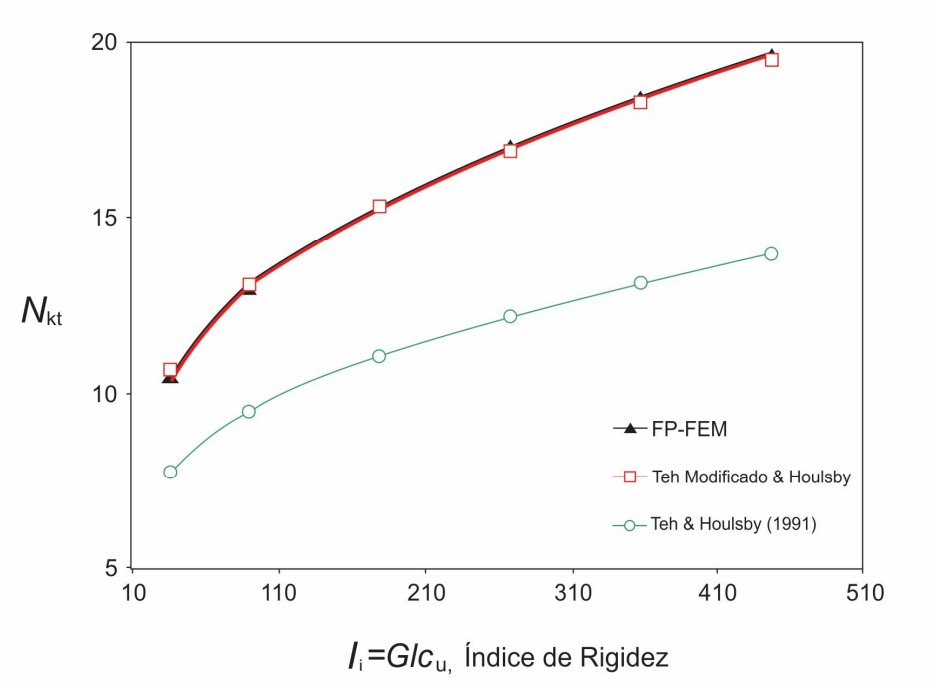


O autor conclui que há uma tendência no fator cone calculado, onde os resultados levam há uma semelhança com a equação proposta por Teh e Houlsby (1991). Porém uma versão ligeiramente modificada de Teh e Houlsby (1991) (Equação 2.40) levaria a quase idênticos valores de Nkt na análise de elemento finito de penetração completa, conforme apresentado na Figura 2.27.

$$= 1 + \quad — \quad 2{,}3 + \frac{}{1000} \qquad (2.40)$$

Parâmetros como OCR e ângulo de atrito do solo estão indiretamente relacionados com a resistência ao cisalhamento não drenado e seus efeitos sobre o fator coesão estão parcialmente incluídos na Equação 2.40.

Figura 2.27– Comparação da Equação 36 com a solução de Teh e Houlsby (modificado de SHENG; CUI; ANSARI, 2012)



A resistência ao cisalhamento não drenada do solo pode variar com uma série de fatores tais como o OCR, compressibilidade do solo, ângulo de atrito do solo, etc. A inter-relação desses fatores faz a interpretação ainda mais difícil. No geral, a Equação 2.40 parece fornecer razoável aproximação do fator de cone numérico. A tendência de variação do fator de cone como ângulo de atrito no estado crítico (M) e a taxa de pré adensamento (OCR) é também incluída na Equação 2.40, mesmo que esta equação não envolve diretamente estes parâmetros (SHENG *et al.*, 2012).

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

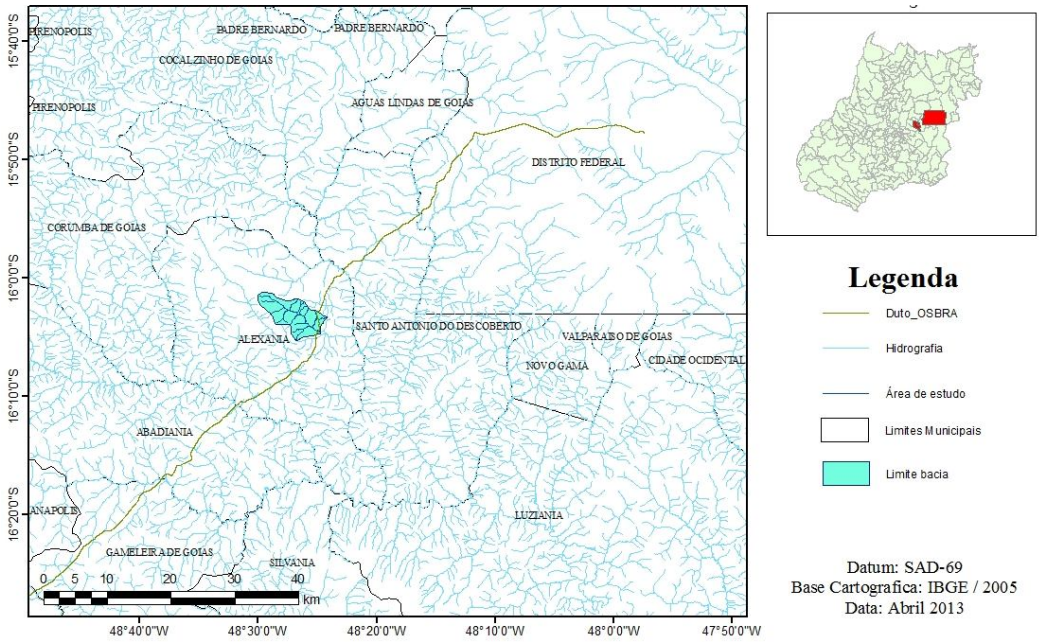
Neste capítulo são apresentados os materiais e métodos utilizados nesta pesquisa, bem como as características do local onde foi realizado o programa experimental.

A presente pesquisa de mestrado teve apoio de um projeto de estudo de erosões em faixa de dutos financiado por meio de um termo de cooperação entre a UFG e a Petrobrás, o qual visa analisar erosões próximas às faixas de dutos da referida empresa, no trecho que vai desde o Distrito Federal, passando pelo estado de Goiás até o limite de Minas Gerais com São Paulo.

3.1. ÁREA DE ESTUDO

O campo experimental selecionado para o presente estudo se encontra no município de Alexânia – GO, abrangendo a bacia hidrográfica entre os municípios de Alexânia - GO e Santo Antônio do Descoberto - GO. A Figura 3.1 apresenta o mapa de localização da área de estudo.

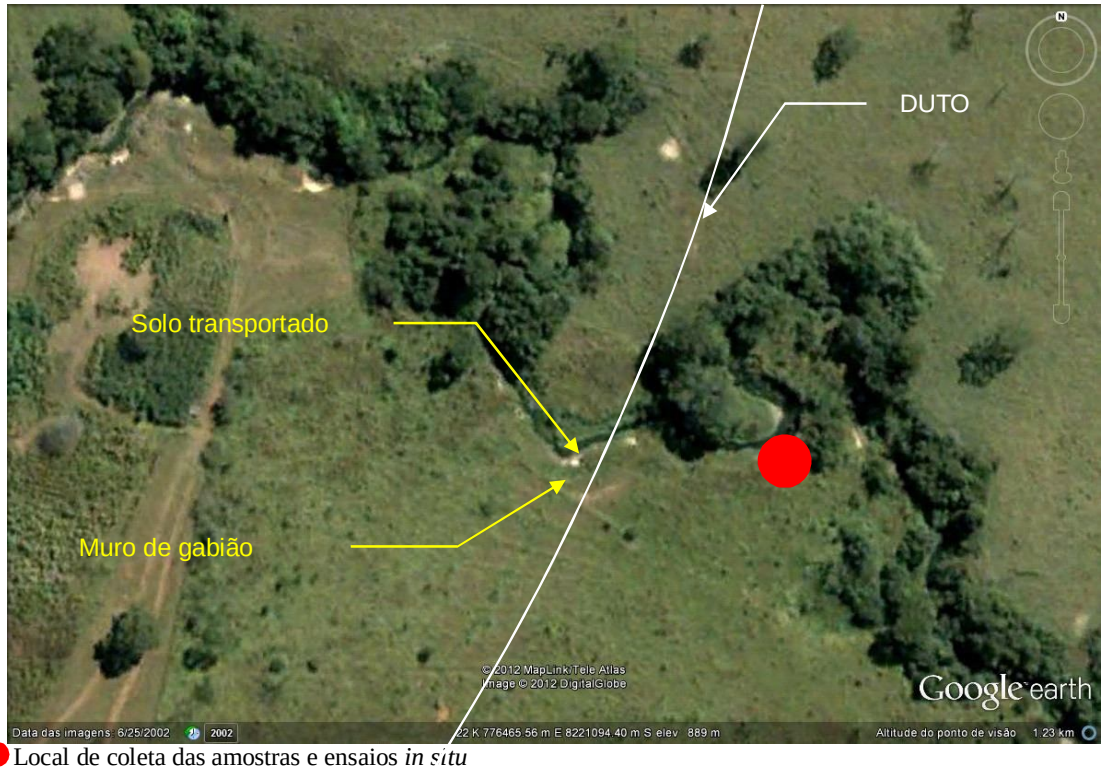
Figura 3.1 – Mapa de Localização da área de estudo



A partir do banco de dados de locais com ocorrências de erosões, selecionou-se um ponto a margem do córrego Areias nas coordenadas X = 776497 Y = 8221080 no Município de Alexânia GO, Brasil.

A Figura 3.2 apresenta uma imagem do Google Earth do local selecionado e a Figura 3.3 apresenta imagem do talude.

Figura 3.2 – Imagem do local selecionado para a pesquisa – coordenadas X = 776497 e Y = 8221080



Local de coleta das amostras e ensaios *in situ*

Na seleção do local do campo experimental foi levado em consideração o melhor local para coleta das amostras indeformadas e deformadas, já que o talude se apresentava com inclinação praticamente vertical.

O solo tem características tatil-visuais de um silte arenoso e ainda foi observado camadas de solos depositadas caracterizando um solo transportado, mais ressecado na parte superior devido presença de raízes, e na parte inferior do talude um solo hidromórfico, devido a proximidade do lençol freático (Figura 3.3).

Figura 3.3 – Imagem do talude (coordenadas X = 776497 e Y = 8221080)

3.2. ENSAIOS DE CAMPO

Definidos os locais de estudo, foram realizadas vistorias *in loco* afim de definir o perfil mais homogêneo para então realizar ensaios de penetração dinâmica de cone com energia variável (PANDA) e medida do perfil de umidade dos pontos ensaiados, com sondagens a trado e coletando amostras indeformadas (blocos de 30 x 30 x 30 cm) e deformadas (20 kg) a cada 50 cm de profundidade.

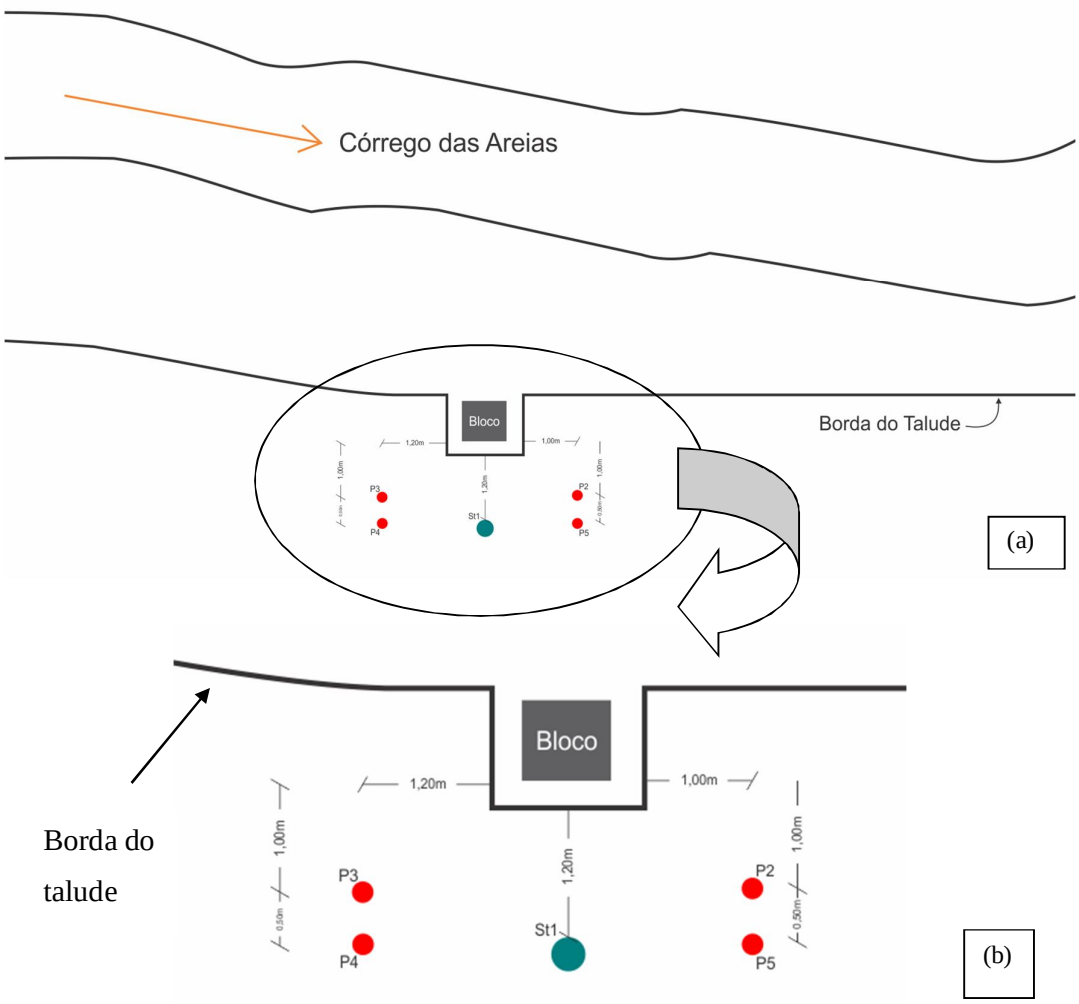
3.2.1. Amostragem em Campo e Ensaios PANDA

Após determinado o local onde seria realizado o estudo, foi definida uma área próxima de um talude onde foi realizada amostragem de blocos indeformados, amostra deformada e amostra para determinação de umidade para cada 50 cm até uma profundidade de 2,5 m (total de 5 amostras). A Tabela 3.1 apresenta um resumo da amostragem. Próximo deste talude e da amostragem indeformada, foram realizados 4 (quatro) ensaios PANDA junto com um furo a trado para medida de umidade do solo estudado. A Figura 3.4 apresenta em planta e em corte como foram realizados os ensaios.

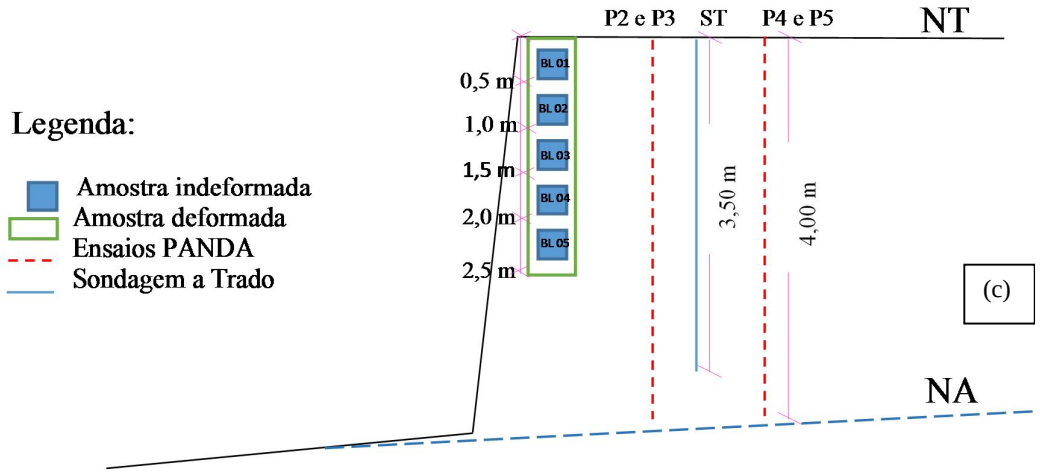
Tabela 3.1 – Resumo da amostragem

Cota	***Bloco Indeformado***	***Amostra deformada***
0,0 a 0,5 m	Bloco I 30 x 30 x 30 cm	A I 20 kg
0,5 a 1,0 m	Bloco II 30 x 30 x 30 cm	A II 20 kg
1,0 a 1,5 m	Bloco III 30 x 30 x 30 cm	A III 20 kg
1,5 a 2,0 m	Bloco IV 30 x 30 x 30 cm	A IV 20 kg
2,0 a 2,5 m	Bloco V 30 x 30 x 30 cm	A V 20 kg

Figura 3.4 – Esquema dos ensaios de campo. (a) planta baixa; (b) detalhe planta baixa; (c) corte.



Continuação – Figura 3.4 – Esquema dos ensaios de campo. (a) planta baixa; (b) detalhe planta baixa; (c) corte.



OBS: NA – Nível d'água; NT – Nível do Terreno

3.2.2. Perfil de Umidade

Durante a execução do ensaio PANDA foi realizado uma sondagem à trado (ST – Figura 3.4) para determinação do perfil de umidade com coleta de amostras deformadas a cada 50 cm.

3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Após a realização da amostragem em campo as amostras deformadas foram levadas ao laboratório para realização dos ensaios de caracterização.

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados a partir das amostras deformadas e a preparação das amostras foi feita com secagem ao ar de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986).

Excepcionalmente para ensaios de determinação do teor de umidade natural foram utilizadas amostras coletadas da sondagem a trado (ST).

3.3.1. Peso específico dos sólidos

O peso específico dos sólidos é um índice físico que expressa a relação entre o peso e o volume das partículas sólidas. É representada pelo símbolo γ_s.

É determinada em laboratório com auxílio de um picnômetro/balão volumétrico com água (destilada), no interior do qual é colocada uma determinada quantidade de solo seco, determinando o volume de água deslocado do recipiente, que por sua vez expressa o volume do material. Com a massa e o volume do solo, calcula-se a o peso específico dos sólidos, através da equação:

$$= — \qquad (3.1)$$

Onde:

γ_s – peso específico dos sólidos (kN/m³)

P_s - peso de solo seco (kN)

V_s - volume dos grãos do solo (m³)

3.3.2. Análise Granulométrica

Num solo geralmente encontram-se partículas de diversos tamanhos, tornando difícil sua identificação tátil-visual. Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que consiste em duas fases: (a) peneiramento e (b) sedimentação.

a) Peneiramento

No peneiramento determina-se a porcentagem do material que fica retido em cada peneira do conjunto, de forma decrescente, possibilitando ao mesmo tempo a determinação da parcela do solo que passa.

O peso do material que passa em cada peneira, em relação ao peso total de solo ensaiado, é considerado como a "porcentagem que passa", e representado graficamente (em escala logarítmica) em função da abertura da peneira. A abertura nominal da peneira é considerada

como “diâmetro” das partículas. A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras.

Quando há interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, emprega-se técnica da sedimentação.

b) Sedimentação

A sedimentação é baseada na Lei de Stokes, a qual diz que: a velocidade (v) de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende da massa especifica do material da esfera (γ_s), da massa específica do fluido (γ_w), da viscosidade do fluido (μ), e do diâmetro da esfera (D), conforme a Equação 3.1:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18.\mu}.D^2 \qquad (3.2)$$

Essa técnica consiste em colocar uma certa quantidade de solo dispersa numa proveta com água (120 g de solo em um litro de água) contendo um agente antifloculante (defloculante químico – Hexa-metafosfato de sódio), por no mínimo 16 horas com a finalidade de desagregar as partículas de solo, para que estas ficam em suspensão na água. Depois, a solução é agitada durante um determinado tempo, conforme especificações da NBR 7181/84, e em seguida colocada em repouso. Nesta pesquisa foi realizado também o ensaio sem o uso de defloculante químico para avaliar o grau de agregação e determinar a distribuição granulométrica das partículas agregadas que influenciam no comportamento do material *in situ*. As análises foram feitas nas amostras deformadas do solo retiradas a cada 0,50 m do perfil.

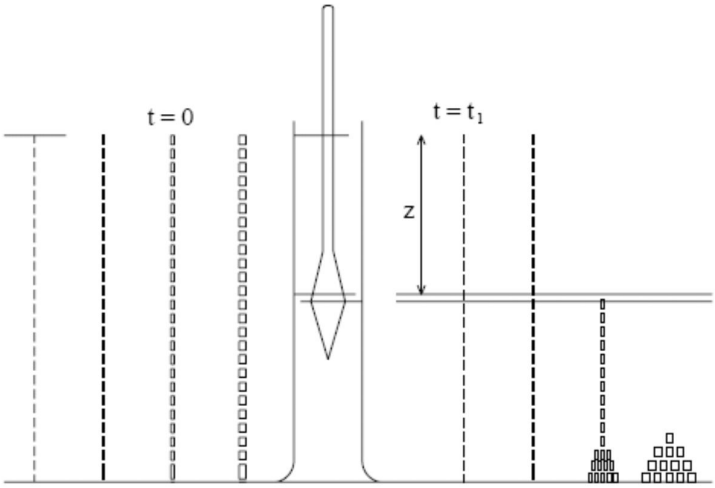
Dessa forma, as partículas cairão sob a ação da gravidade com velocidades uniformes, dependentes da massa e da forma das partículas. Admitindo-se que estas possuem formas esféricas, a velocidade de queda será proporcional ao quadrado do diâmetro das partículas.

A Figura 3.5 mostra-se um esquema do processo de sedimentação. No lado esquerdo da proveta, observa-se os grãos com diferentes diâmetros dispersos ao longo do fluido, no início do ensaio; enquanto no lado direito, pode ser visto a situação depois de decorrido um certo tempo.

Logo após ser colocada em repouso, a densidade é igual ao longo da altura do fluído e, depois de um determinado instante, começa a diminuir, em função das partículas maiores tenderem a

cair mais rápido que as menores. A variação da densidade é medida com um densímetro, em intervalos de tempo pré-determinados.

Figura 3.5 - Esquema representativo da sedimentação - PINTO (2002)



Conhecendo-se as densidades em diferentes intervalos de tempo, determina-se a porcentagem de grãos com mesmo diâmetro, através da relação entre a densidade medida e a densidade inicial.

A Figura 3.6 apresenta o ensaio de granulometria por sedimentação realizados em laboratório.

Figura 3.6 - Ensaio de granulometria por sedimentação

3.3.3. Índices de Consistência

Os solos argilosos quando apresentam alto teor de umidade, apresentam consistência fluida; e com a diminuição do teor de umidade, apresentam consistência plástica; tornando-se quebradiços quando estão mais secos. Os limites que determinam cada uma dessas fases físicas são chamados de Índices de consistência, os quais são determinados através dos ensaios de limite de liquidez (W_L) e limite de plasticidade (W_P).

A diferença entre os dois limites (W_L, e W_P) expressa o índice de plasticidade (IP), o qual indica a faixa de valores em que o solo apresenta consistência plástica.

O procedimento de ensaio de limite de liquidez é padronizado pela NBR 6459 (ABNT, 1984). Esse ensaio consiste na técnica de determinar o teor de umidade de um solo necessário para fechar uma ranhura, com exatamente 25 golpes, na concha do aparelho de Casagrande. São realizadas diversas tentativas (no mínimo 5), cada uma com diferente teor de umidade, sempre registrando o número de golpes executados para fechar a ranhura. Interpolando esses dados, determina-se o valor de W_L, correspondente aos 25 golpes.

O procedimento do ensaio de limite de plasticidade consiste em determinar o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um corpo-de-prova cilíndrico com 3 mm de diâmetro, rolando o solo com a palma da mão e que com 10 cm de comprimento comece fissurar ou quebrar, conforme NBR 7180 (ABNT, 1984). Neste caso, também são realizadas várias tentativas, como forma de obter maior precisão nos resultados.

Conforme Pinto (2002), os solos poderão ser classificados segundo seu Índice de Plasticidade como:

Fracamente plástico → $1 < IP < 7$

Medianamente plástico → $7 < IP < 15$

Altamente plástico → $IP > 15$

Pinto (2002) salienta que os índices de plasticidade demonstram a influência das partículas finas de argila no comportamento do solo. Além disso, afirma que pequenos teores de argila e altos índices de plasticidade indicam que a argila é muito ativa. Para determinar a atividade da fração

argila de um solo, os índices de plasticidade (IP) devem ser comparados com a fração de argila existente. O índice de atividade (IA) de uma argila é definida pela Equação 3.2:

$$IA = IP \,/\, \text{fração argila } (\phi < 0{,}002 \text{ mm}) \tag{3.3}$$

É considerada normal a argila que apresenta um valor de IA situado entre 0,75 e 1,25. Se o valor é menor que 0,75 a argila é considerada inativa e quando for maior que 1,25 considera-se ativa.

3.4. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO

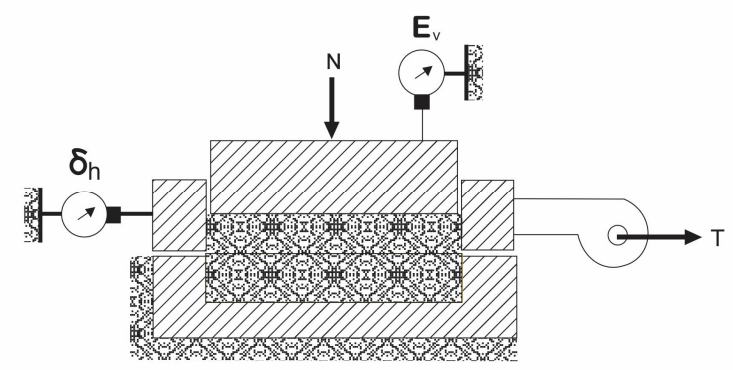
Foram realizados os seguintes ensaios de resistência e deformação nas amostras indeformadas:

3.4.1. Ensaio de cisalhamento direto

Para o estudo da resistência ao cisalhamento do perfil estudado, foram realizados ensaios de cisalhamento direto na condição natural e na condição inundada. O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no Laboratório de Geotecnia da UFG – Universidade Federal de Goiás, conforme norma ASTM 3080 (2011) e com base nas técnicas usuais descritas por Head (1981).

A amostra de solo, depois de moldada, é colocada numa caixa de cisalhamento constituída de duas partes, conforme mostra a Figura 3.7. Uma das partes permanecerá fixa, enquanto que a outra é movimentada horizontalmente, submetida a uma força tangencial (T), provocando tensões cisalhantes no solo. Durante o ensaio é mantida uma tensão normal na amostra, resultante de uma carga vertical (N) e o ensaio é drenado, com velocidade de 0,042 mm/min.

Figura 3.7 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto (modificado de HEAD, 1981)



A sequência de montagem da amostra na célula de cisalhamento direto é descrita abaixo, considerando os acessórios da Figura 3.8:

1°) Colocar o fundo metálico removível (2) na célula bipartida (1);

2°) Sobre o fundo metálico colocar a pedra porosa (4);

3°) Sobrepor o papel filtro (5) e logo em cima a placa metálica perfurada (4);

4°) Extrair a amostra do vazador (8) com a ajuda do transferidor (7) e colocar sobre o papel filtro;

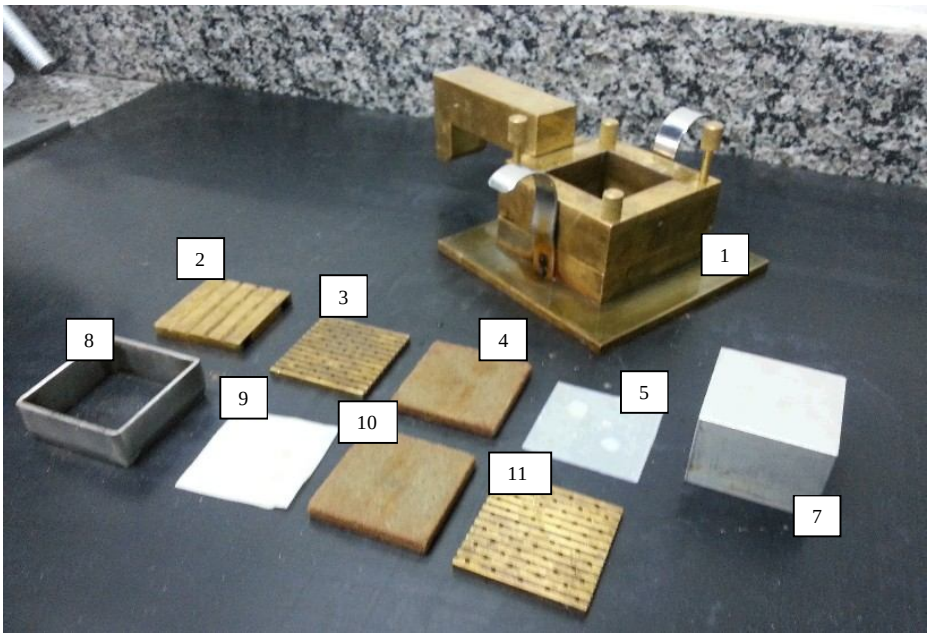
6°) Inserir outra placa metálica perfurada (11);

7°) Sobrepor outra pedra porosa (10);

8°) Por fim, acoplar a tampa de compressão com a esfera de aço.

Na Figura 3.9 podem ser observados os acessórios do equipamento de cisalhamento direto.

Figura 3.8 - Acessórios do equipamento de cisalhamento direto

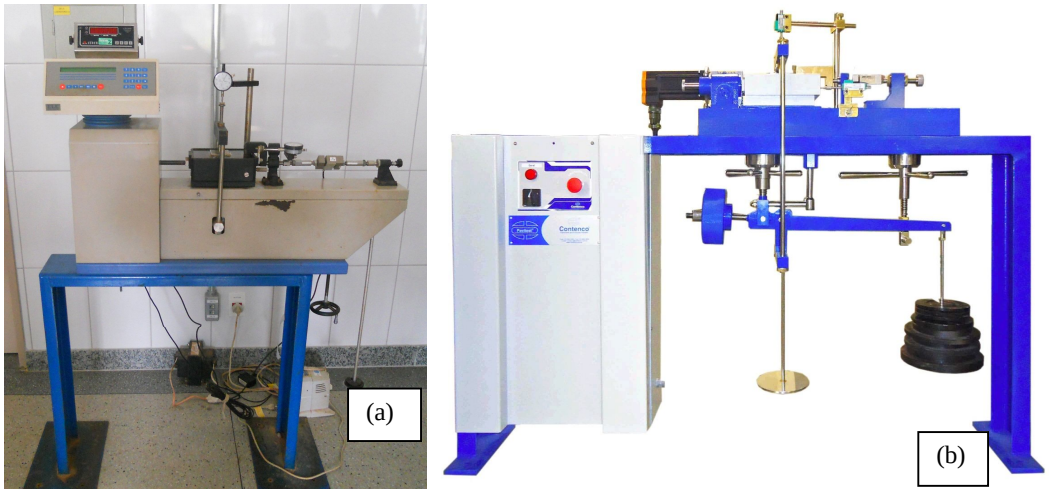


Durante a realização do ensaio, cada corpo-de-prova é submetido a uma tensão normal constante (50, 100 e 200 kPa) com o objetivo de determinar alguns pares de tensões (cisalhante x normal) na ruptura da amostra. Em alguns casos, onde não foi obtido uma correlação acima de 90%, realizou-se um 4º ponto com a tensão normal de 150 kPa. A tensão normal máxima foi definida como sendo duas vezes a tensão na profundidade do talude.

Após a moldagem e instalação na prensa, as amostras receberam a aplicação da carga vertical constante e a inundação, quando era o caso, até o fim do adensamento (amostra natural 10 horas, e amostra inundada 24 horas). Após o término da fase de adensamento, iniciava-se a fase de cisalhamento, que consiste na aplicação de uma carga tangencial até a ruptura com velocidade constante de 0,042 mm/minuto. A velocidade de ruptura foi definida em função dos resultados da fase de adensamento.

O ensaio permite três leituras: deslocamento horizontal (δ_h), força cisalhante (T) e deslocamento vertical (δ_v), a qual permite calcular a variação de volume do corpo de prova. Na Figura 3.9 é mostrado os equipamentos de cisalhamento direto utilizados para o ensaio.

Figura 3.9 - Equipamentos de cisalhamento direto (a) ensaios realizados na condição de umidade natural; (b) Ensaios realizados na condição inundada



Na Tabela 3.2 é apresentado um resumo dos ensaios realizados.

Tabela 3.2 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto

Cota	***Condição***	***σ (kPa)***	***Tamanho da amostra (cm)***
0,0 a 0,5 m	Natural	50, 100 e 200	6 x 6
	Inundado	50, 100, 150 e 200	5 x 5
0,5 a 1,0 m	Natural	50, 100 e 200	6 x 6
	Inundado	50, 150 e 200	5 x 5
1,0 a 1,5 m	Natural	50, 100 e 200	6 x 6
	Inundado	50, 100 e 150	5 x 5
1,5 a 2,0 m	Natural	50, 100 e 200	6 x 6
	Inundado	50, 100, 150 e 200	5 x 5
2,0 a 2,5 m	Natural	50, 100 e 200	6 x 6
	Inundado	50, 100, 150 e 200	5 x 5

Foi utilizado dois equipamentos diferentes nos ensaios de cisalhamento direto em função da disponibilidade no período de realização. Para os ensaios na condição de umidade natural, foi utilizado o equipamento (a), sendo o tamanho da amostra 6 x 6 cm, e para os ensaios na condição inundada foi utilizado o equipamento (b), sendo o tamanho da amostra 5 x 5 cm, com prévia calibração dos mesmos.

3.4.2. Ensaio de compressão simples

O ensaio de compressão simples é o método mais simples e rápido para estimar a resistência ao cisalhamento de solos.

Este ensaio foi realizado seguindo as orientações da NBR 12025 (ABNT, 1986) onde se determina a resistência à compressão simples sem confinamento lateral, que é o valor da pressão correspondente à carga que rompe um cilindro de solo submetido à um carregamento axial. A resistência a compressão é o valor da carga máxima de ruptura do material ou o valor da pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação específica do cilindro de 20%, naqueles casos em que a curva tensão x deformação axial não apresenta pico.

O ensaio foi realizado em amostras indeformada de solo, onde retirou-se um bloco com dimensões maiores que as requeridas para o corpo de prova. Levou-se a amostra para o torno onde reduziu-se manualmente para o diâmetro de aproximadamente 50 mm. Retirou-se uma porção de amostra para a obtenção da umidade de moldagem. Em seguida colocou-se no berço

de amostras, cortando paralelamente as suas extremidades até que atingisse a altura e o diâmetro requeridos para o ensaio. Tomou-se as medidas, como diâmetro e altura, fazendo uma média entre pelo menos 2 medidas, e a relação entre diâmetro e altura foi maior que 2 vezes.

Na Figura 3.10 é apresentada a sequência de moldagem do ensaio de compressão simples.

Colocou-se o corpo de prova no equipamento de compressão coincidindo o seu eixo com o centro da placa de carregamento (Figura 3.11). Ajustou-se os extensômetros e iniciou-se o carregamento. Aplicou-se a velocidade de compressão escolhida para a ruptura através da manivela da prensa. A velocidade deve ser tal que permita que a compressão se realize sem perda de umidade, ou seja, não drenado. O tempo total do ensaio foi de aproximadamente 10 minutos.

Figura 3.10 - Procedimento de moldagem do corpo de prova. (a) Retirada de bloco com dimensões maiores que as requeridas; (b) Amostra levada ao torno para redução do seu tamanho; (c) Amostra em fase de acabamento; (d) Amostra no diâmetro requerido.

Figura 3.11 - Corpo de prova preparado para ensaio no equipamento

A velocidade adotada foi de 1,5 mm/min. Ao término do ensaio foi determinado a umidade final do corpo de prova e calculou-se a deformação axial específica através da equação (3.4):

$$= \frac{\Delta}{} . 100\% \qquad (3.4)$$

Onde:

ε = deformação específica

ΔH = decréscimo de altura do corpo de prova

H_0 = altura inicial do corpo de prova

Para calcular a pressão exercida sobre o corpo de prova, devida a uma carga axial, calculou-se através da equação:

$$= - \qquad (3.5)$$

Onde:

p = pressão, em gf/cm²;

P = carga aplicada no corpo de prova, em gf;

A = área corrigida do corpo de prova.

A área corrigida do corpo de prova, calculou-se através da equação (3.6):

$$= \frac{}{/} \qquad (3.6)$$

Onde:

A = área corrigida, em cm²;

A_0 = área inicial do corpo de prova, em cm²;

ε = deformação específica.

A coesão total, foi calculada como sendo a metade da resistência à compressão simples.

A Tabela 3.3 apresenta um resumo dos ensaios de compressão simples realizados. Para as cotas de 0,5 a 1,0 m e 1,0 a 1,5 m os corpos de prova quebraram antes mesmo de realizar o ensaio. Quando chegou-se ao tamanho requerido ele apresentava-se muito frágil e quebrou, e como não havia material disponível para moldar outro CP, não sendo possível realizar o ensaio nesta determinada cota.

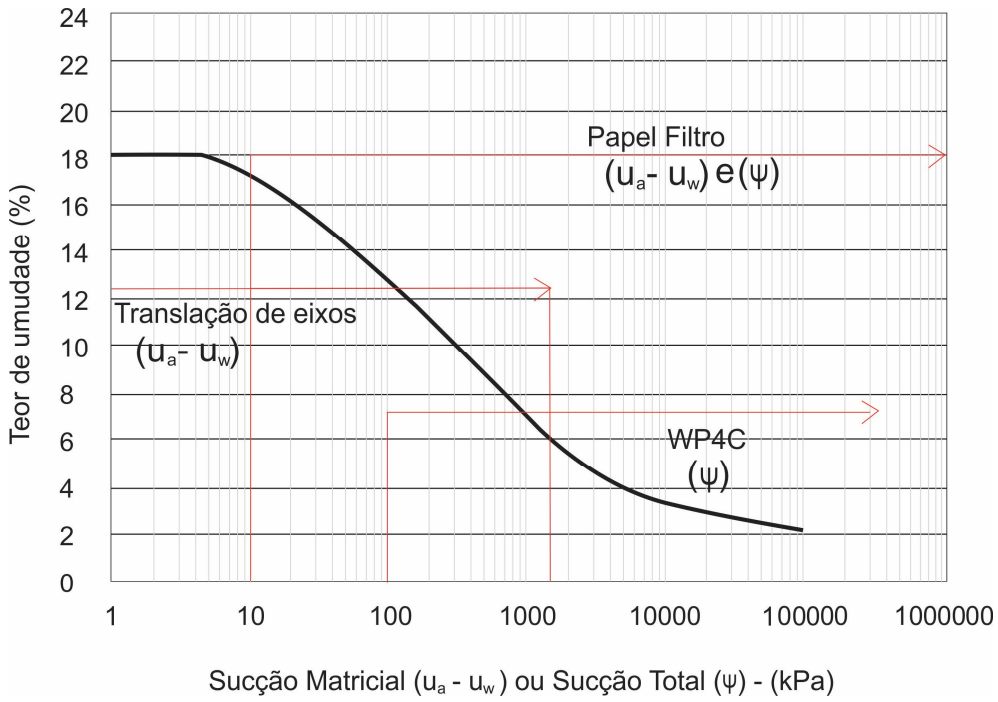
Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios de compressão simples

Cota	***Condição***	***Dimensões da amostra (h x D)***
0,0 a 0,5 m	Natural	10,10 x 4,85 cm
0,5 a 1,0 m	Natural	Amostra quebrou antes de realizar ensaio
1,0 a 1,5 m	Natural	Amostra quebrou antes de realizar ensaio
1,5 a 2,0 m	Natural	9,29 x 4,90 cm
2,0 a 2,5 m	Natural	13,27 x 4,88 cm

3.5. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA)

Existem diversos métodos para medir a sucção dos solos. Nesta pesquisa foi utilizada a técnica do papel filtro, o WP4C *Dewpoint PotenciaMeter* e as Placas de Pressão (Tempe Cell), cada técnica tem suas particularidades e atinge uma faixa de medição de sucção, conforme pode-se observar na Figura 3.12.

Figura 3.12 - Metodologias para obtenção da CCSA (modificado de ROCHA, 2013)



Ressalta-se que o uso do WP4C mede apenas a sucção total e tem um limite de sucção, seu alcance vai de 0 a 300000 kPa, de 0 a 100 kPa tem-se leituras com baixa precisão sendo recomendável usá-lo apenas acima de 100 kPa. Portanto para uma obtenção perfeita da CCSA no nosso estudo, utilizou-se o equipamento como forma de complementação a outras metodologias.

Em relação a técnica de Translação de eixos (Tempe Cell) utilizada nesta pesquisa, salienta-se que a faixa de sucção medida foi de 0 a 100 kPa, devido a disponibilidade da cerâmica de alto valor de entrada de ar (AVEA). Portanto, os resultados também foram utilizados como complementação das outras metodologias.

3.5.1. Medição da sucção pela técnica do Papel Filtro

A técnica do Papel Filtro baseia-se na metodologia de Marinho (1994), com algumas adaptações realizadas por Borges (2010) e Rocha (2013), o princípio deste método está na absorção e equilíbrio existente quando um solo é colocado em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água, esta sucção irá passar do solo para este material poroso (papel filtro) até que este equilíbrio seja alcançado.

Os corpos de prova foram moldados diretamente dos blocos indeformados. Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados anéis de PVC com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, com uma das extremidades biselada, conforme representado na Figura 3.13.

Figura 3.13 - Anéis de PVC utilizados para moldagem dos corpos de prova

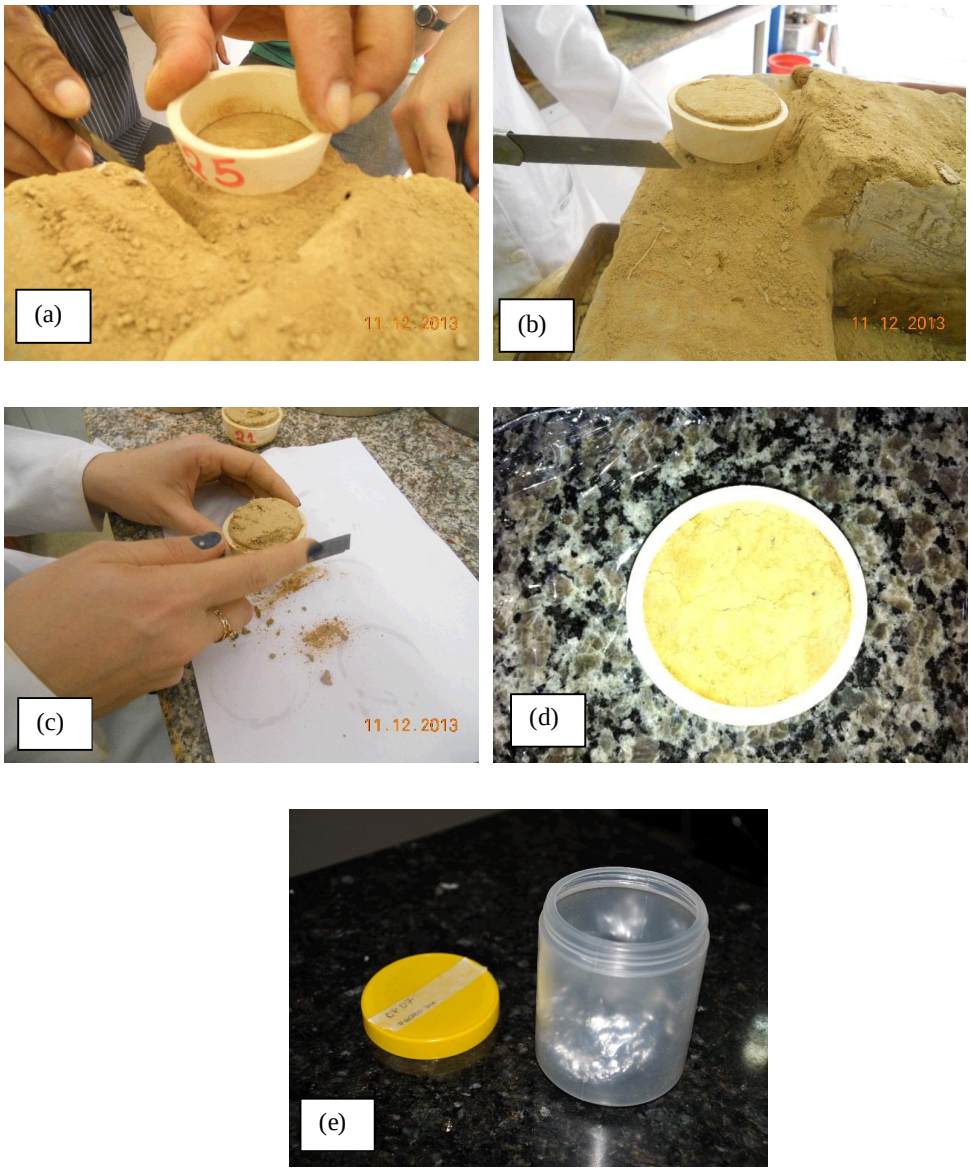
O anel de PVC foi posicionado com o lado biselado no bloco sendo cravado continuamente até que uma porção do solo excedente no topo do molde fosse visível. Atingido esse ponto, as amostras eram rasadas com auxílio de um estilete e retirada do bloco. Com o estilete ainda, procedeu-se com o acabamento das duas superfícies do molde até que se observasse que as mesmas encontravam-se planas (Figura 3.14). Durante a moldagem de cada corpo de prova, foi retirado material do topo e da base para a determinação da umidade. Com a umidade natural foi possível determinar a quantidade de água que seria necessária acrescentar ou retirar das amostras para que estas representassem graus de saturação igualmente distribuídos. Concluído esse processo as amostras eram pesadas, embaladas com papel filme, alumínio, colocadas em um recipiente com tampa e armazenadas na caixa de isopor para que não houvesse perda ou ganho de umidade, antes do início do ensaio.

A Tabela 3.4 apresenta um resumo das quantidades de CP's moldados para cada cota/bloco. E a Figura 3.14 apresenta o processo realizado.

Tabela 3.4 – Resumo dos ensaios Papel Filtro

Cota	***Curva de molhagem***	***Curva de secagem***
0,0 a 0,5 m	10	10
0,5 a 1,0 m	10	10
1,0 a 1,5 m	10	10
1,5 a 2,0 m	13	13
2,0 a 2,5 m	13	13

Figura 3.14 – Moldagem dos corpos de provas: (a) regularização da amostra e início da cravação do molde; (b) processo de cravação do molde; (c) rasamento do molde; (d) molde rasado; (e) amostra embalada.



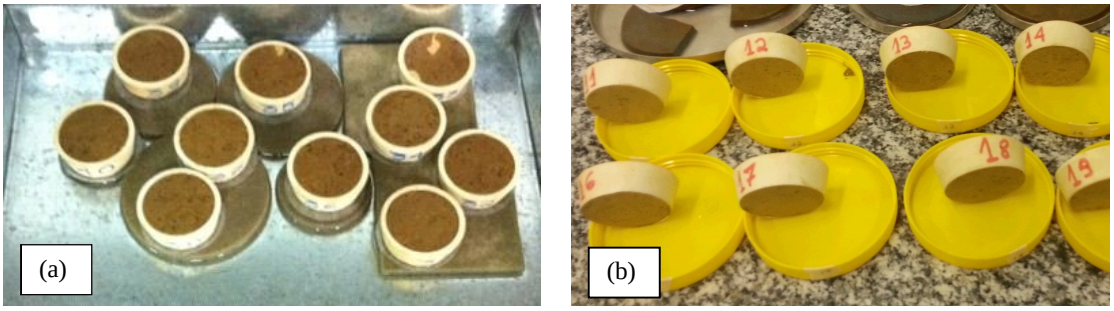
O papel filtro utilizado nos ensaios foi o Whatman n° 42 para pesagem dos papéis e posterior obtenção da sucção. O papel Quanty foi utilizado apenas como forma de proteção aos papéis Whatman a fim de evitar a contaminação dos mesmos com o solo. Este procedimento difere daquele apresentado pela norma americana ASTM-D 5298 (ASTM 1992) na qual determina que o papel filtro deve ser seco em estufa por no mínimo 16 horas antes do uso. Segundo Marinho (1994), o procedimento proposto pela norma americana pode afetar as características de absorção do papel resultando na alteração da curva de calibração. Foi utilizada a curva de

calibração proposta por Chandler *et al* (1992). Vale lembrar que a manipulação do papel filtro foi feita sempre com o uso de luvas cirúrgicas e pinça, a fim de evitar que sujeira contaminasse o papel filtro.

Nesta pesquisa foram determinadas as curvas características para cada cota do perfil de solo analisado, sendo realizado a curva de secagem e molhagem para todas as amostras.

Para a curva de secagem as amostras foram previamente levadas a saturação por fluxo ascendente até se observar um filme de água na superfície da amostra, constatou-se que as mesmas estavam saturadas, ou próximas a saturação, sendo neste momento anotados os seus pesos e submetidas à secagem até a massa correspondente a cada teor de umidade de cada amostra calculado previamente a partir dos índices físicos. A Figura 3.15 apresenta a sequência de preparação das amostras para curva de secagem.

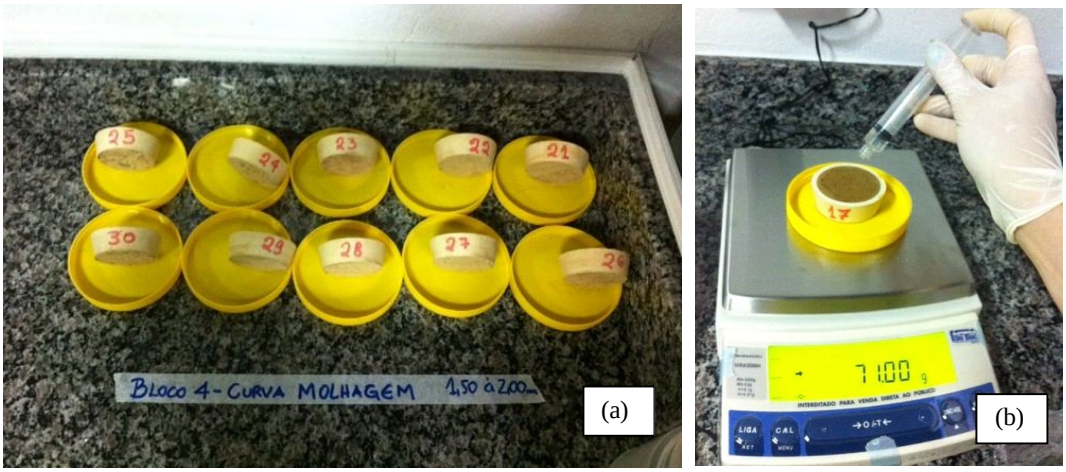
Figura 3.15 – Preparação das amostras; (a) saturação por fluxo ascendente; (b) secagem



Para curva de molhagem as amostras após serem moldadas, foram pesadas e levadas a secagem até que se atingisse o mais próximo da umidade higroscópica (secagem ao ar).

Quando constatou-se que as amostras estavam na umidade higroscópica (controle através do peso), anotou-se os seus pesos e as amostras receberam incrementos de água destilada com auxílio de uma seringa até se obter a massa correspondente a cada teor de umidade de cada amostra calculado previamente a partir dos índices físicos. A Figura 3.16 apresenta a sequência de preparação das amostras para a curva de molhagem.

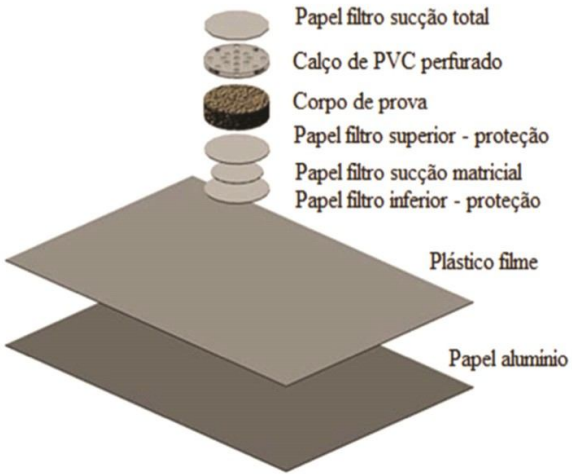
Figura 3.16 – Preparação das amostras; (a) saturação por fluxo ascendente; (b) molhagem



Após realizado este processo com os CP's foram submetidos a medição da sucção total e matricial, sendo os mesmos montados e embalados conforme a Figura 3.17.

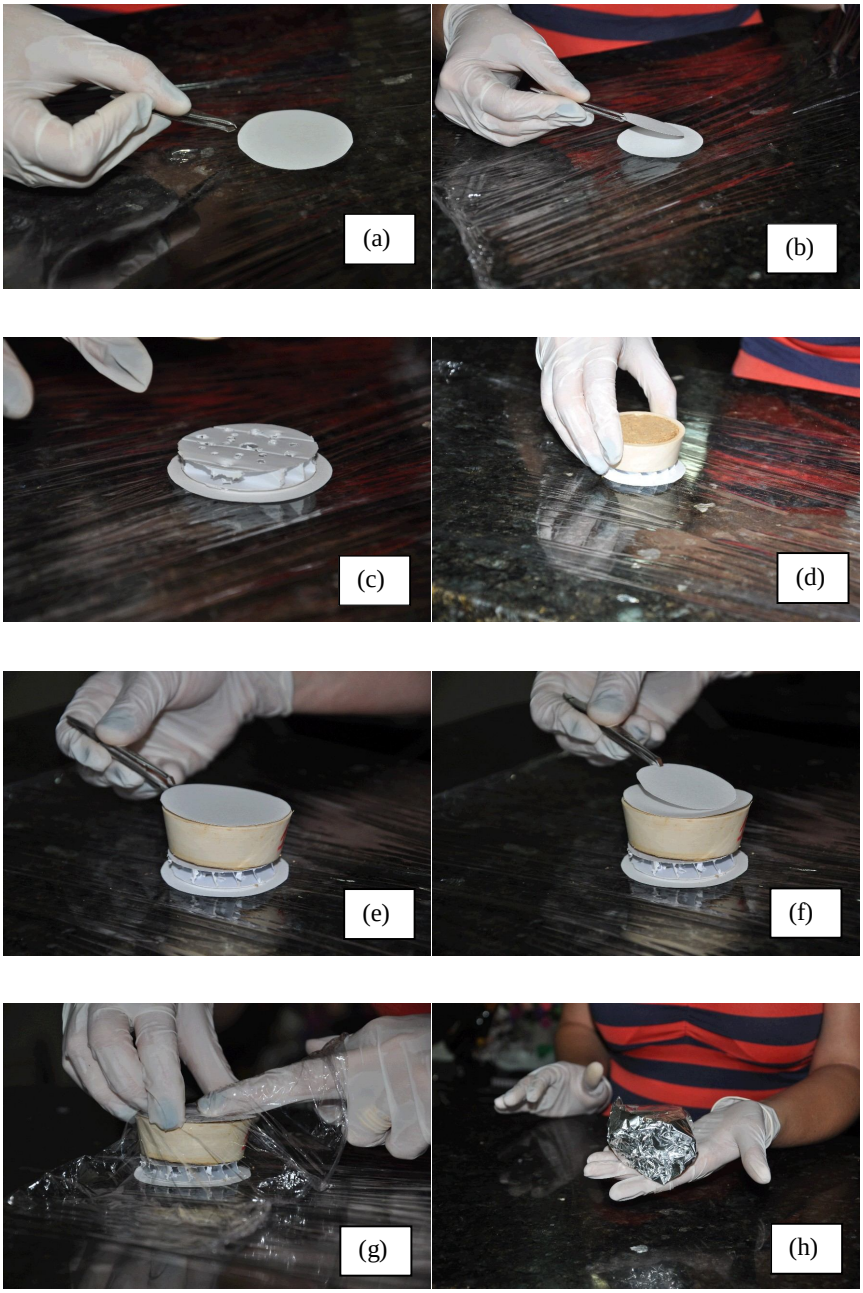
Para medição da sucção matricial adota-se o papel filtro em contato com a amostra, isto é fez-se uma sobreposição de dois papéis filtro da marca Quanty que servem de proteção para não contaminar o papel do centro com diâmetro inferior da marca Whatman nº 42. Já na sucção total utilizou-se o contato indireto, ou seja, colocou-se um calço de PVC perfurado espaçando o papel filtro Whatman nº 42 da amostra, com um papel Quanty por cima para proteção. A disposição dos papéis pode ser melhor visualizada sendo os mesmos montados e embalados conforme a Figura na Figura 3.17

Figura 3.17 – Montagem dos CP's para determinação da sucção total e matricial (ROCHA, 2013)



A Figura 3.18 apresenta o processo de montagem do CP para medição da sucção matricial e sucção total.

Figura 3.18 – Preparação dos CP's para a medida da sucção matricial e sucção total: (a) e (b) colocação do PF de proteção e logo em seguida o papel Whatman; (c) colocação do calço de PVC perfurado para medição da sucção total (d) colocação da amostra (e) e (f) colocação do PF de proteção, papel Whatman (medição da sucção matricial) e mais um PF de proteção (g) CP sendo envolvido no plástico filme com todos os papéis filtros; (h) CP envolvido no papel alumínio pronto para ser colocado para entrar em equilíbrio.



Depois de embaladas em papel filme e papel alumínio, reservou-se o conjunto em um recipiente plástico com tampa e colocados dentro de uma caixa de isopor, para que não houvesse influência da variação de temperatura e umidade do exterior e o conjunto entrasse em equilíbrio com a umidade predeterminada. Os corpos de provas das cotas 1,5 à 2,0 m e 2,0 à 2,5 m permaneceram armazenados por 14 dias, os demais adotou-se 7 dias, pois constatou-se que para os CP's mais úmidos (sucção mais baixa) o período de 14 dias era muito, já que começou a aparecer bolor de mofo. A Tabela 3.5 apresenta um resumo com o período de equilíbrio para cada cota. Após este período, os papéis foram retirados e pesados em balança de precisão de 0,0001 g. Em seguida, os mesmos foram levados à estufa por 24 horas e pesados novamente, para determinação do teor de umidade e cálculo da sucção através da Equação 3.7 ou 3.8 conforme proposto por Chandller *et. al* (1992).

$w_{PF} \geq 47\%$ ç ã = 10 ( ) (3.7)

$w_{PF} < 47\%$ ç ã = 10 (3.8)

Onde w_{PF} é a umidade do papel filtro.

Tabela 3.5 – Período de equilíbrio adotado

Cota	***Período de equilíbrio (dias)***
0,0 a 0,5 m	7
0,5 a 1,0 m	7
1,0 a 1,5 m	7
1,5 a 2,0 m	14 e 7*
2,0 a 2,5 m	14 e 7*

*os pontos que apresentaram mofo foram repetidos deixando apenas 7 dias em equilíbrio.

3.5.2. Medição da sucção com o WP4C (Dewpoint PotenciaMeter)

O WP4C *Dewpoint PotenciaMeter* (medidor do ponto de orvalho) é um equipamento utilizado para medir o potencial de água, de forma rápida e precisa.

Todo cuidado de operação do equipamento, limpeza, temperatura da amostra (Ts), temperatura do bloco da câmara (Tb) seguiu-se as orientações descritas por Rocha (2013).

Esta medida é baseada na técnica do ponto de orvalho em espelho resfriado, medindo a sucção total das amostras (sucção osmótica mais a sucção matricial) e pode ser calculada a partir da pressão de vapor de ar em equilíbrio com a amostra em uma câmara selada de medição.

Para medir o potencial de água, colocou-se a amostra na cápsula de amostragem circular (4 cm de diâmetro e 1 cm de altura) e em seguida depositou-se na gaveta do equipamento. Após, a gaveta foi fechada e a válvula girada de maneira a selar a câmara. Passados cerca de 5 a 10 minutos o equipamento emitiu um sinal sonoro e exibiu no painel a leitura final do potencial de água. A Figura 3.19 apresenta o processo de execução deste ensaio.

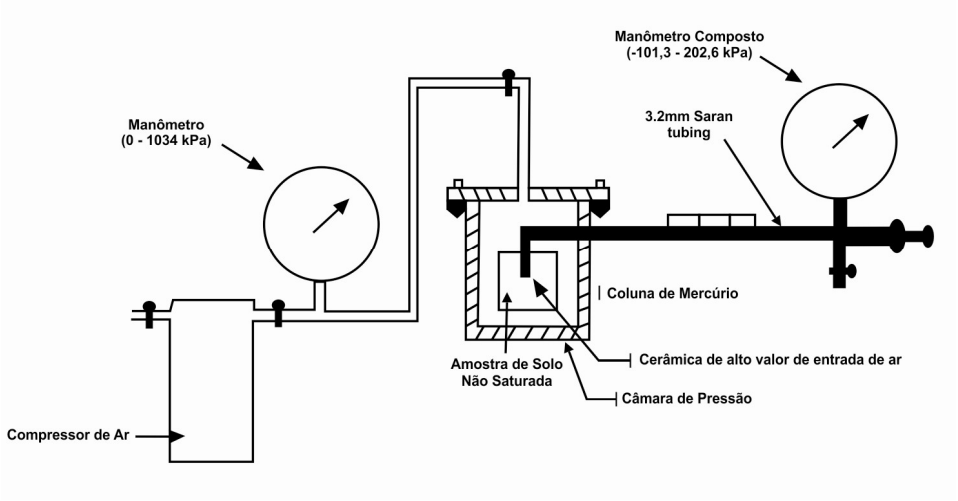
As amostras utilizadas no ensaio foram as mesmas do papel filtro e da compressão diametral. Após a ruptura de cada amostra retirou-se um pouco de amostra para o ensaio de WP4C.

Figura 3.19 - Sequência do ensaio WP4C: (a) amostra na cápsula; (b) amostras em processo de resfriamento; (c) equipamento pronto para receber a amostra; (d) painel da indicação da leitura

3.5.3. Medição da sucção com Placas de Pressão (Tempe Cell)

O Tempe Cell é uma forma básica para medir sucção matricial em laboratórios de solos não saturados. Utiliza a técnica de translação de eixo (TTE) proposta originalmente por Hilf (1956)[2] *apud* Fredlund e Rahardjo (1993), conforme ilustrado na Figura 3.20.

Figura 3.20 - Confirguração original do equipamento Tempe Cell (modificado de FREDLUND E RAHARDJO,1993)



Para medir a sucção, foram utilizadas amostras indeformadas, moldadas diretamente do bloco, conforme Figura 3.21. Em seguida procedeu-se com o rasamento em um dos lados deixando-o paralelo ao molde e o outro lado deixou-se aproximadamente 1 cm acima do molde para que este lado pudesse entrar em contato com a cerâmica de alto valor de entrada de ar (AVEA) e garantir as medições exatas.

Após, as amostras foram submetidas a saturação por capilaridade (Figura 3.22). Enquanto aguardava-se a saturação das amostras, procedeu-se com a saturação das cerâmicas enchendo de água o conjunto (cápsula de acrílico + cerâmica) e aplicando-se 2 ciclos de pressão de ar de 50 kPa no conjunto, até que se observasse a saída por completo da água pela parte inferior do conjunto (Figura 3.23) e não se observasse bolhas de ar na parte inferior da cerâmica.

[2]HILF J. W. An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils, Ph. D. dissertation, Tech. Memo. Nº. 654, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO, 654p., 1956

Figura 3.21– Moldagem dos corpos de prova

Figura 3.22 – Amostras em processo de saturação por capilaridade

Figura 3.23 – Saturação das cerâmicas de AVEA

A amostra é colocada dentro do conjunto na parte superior da cerâmica saturada, tomando cuidado para não ficar bolhas de ar aparente entre a cerâmica e a parte inferior do conjunto. Conecta-se a mangueira de pressão na parte superior e inicia-se o ensaio impondo valores de sucção, conforme o intervalo de interesse. Os intervalos de sucção utilizados foram: 0, 4, 10, 14, 20, 30, 40, 60, 80 e 100 kPa.

A cada mudança de intervalo de imposição de sucção, pesava-se o conjunto e anotava-se. A condição de mudança de intervalo de sucção era quando parava de sair água do conjunto na parte inferior, e quando o peso parava de oscilar entre uma pesagem e outra. A Figura 3.24 apresenta uma imagem geral do equipamento com as amostras sendo ensaiadas.

Figura 3.24– Imagem geral do equipamento Tempe cell

3.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Na tentativa de calcular os valores de coesão aparente, obtidos neste trabalho, a partir da resistência à tração do solo não saturado, foram realizados ensaios de compressão diametral, conforme a norma brasileira NBR 7222 (ABNT, 1994) nas diferentes umidades dos corpos de prova usados no ensaio de papel filtro para curva característica.

A resistência a tração de um solo é propriedade do material que, em geral depende da sucção presente em sua estrutura.

O ensaio foi originalmente desenvolvido na década de 50, pelo professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro para avaliar a resistência a tração de corpos de prova cilíndricos em concreto e posteriormente utilizado para rochas e solos.

Com base nesta metodologia, executou-se os ensaios de compressão diametral para determinar a resistência a tração de um solo indeformado não saturado. As amostras utilizadas foram as mesmas utilizadas na realização do ensaio para determinar a curva característica com a técnica do papel filtro, onde as dimensões dos corpos de prova são medidas e as sucções são conhecidas.

Ao final do ensaio do papel filtro, as amostras foram pesadas, desmoldadas, medidas em altura e diâmetro, com o auxílio do paquímetro, e adotou-se a média aritmética das mesmas. Para serem submetidas à carga de ruptura, estas são posicionadas em uma base metálica contendo um friso superior e outro inferior sendo todos os dois côncavos para apoiarem bem a amostra de solo. Em seguida levou-se o conjunto base metálica mais corpo de prova para a prensa de ruptura, onde colocou-se o mesmo sobre o prato, ajustando para que o topo do suporte ficasse em contato com a célula, sem registrar carga. Esse ajuste foi feito subindo o prato da prensa até que as peças ficassem em pleno contato e que se observasse uma pequena compressão (<=0,02kg).

A prensa utilizada foi do tipo eletromecânica, com controle de velocidade. A velocidade adotada foi de 0,75 mm/min, velocidade considerada rápida justamente para que houvesse o mínimo de perda de umidade durante o ensaio. Durante o ensaio eram feitas leituras da força aplicada e do deslocamento vertical, a fim de se determinar a relação tensão x deformação. Após o rompimento da amostra, esta era pesada e levada à estufa por 24 horas para determinação do seu teor de umidade. A Figura 3.25 mostra este processo.

A coesão total (coesão efetiva mais a parcela de sucção) foi calculada com base no estado de tensão no plano de ruptura, no momento da ruptura. A carga de ruptura foi obtida através da leitora e o estado de tensão no plano de ruptura foi determinado em função dessa carga no momento da ruptura e das dimensões do corpo de prova. Com base na teoria da elasticidade considerando a aplicação pontual da carga e o não confinamento da amostra pode-se determinar os valores de tensões de tração e compressão no plano central da amostra conforme as equações 3.9 e 3.10.

$$- \frac{\cdot}{\cdot\ \cdot} \tag{3.9}$$

$$\frac{\cdot}{\cdot\ \cdot} \tag{3.10}$$

Onde:

F = carga de ruptura (gf)

H = altura do corpo de prova (cm)

D = diâmetro do corpo de prova (cm).

Figura 3.25 - Sequência executiva do ensaio de compressão diametral: (a) base metálica utilizada no ensaio de compressão diametral; (b) CP colocado na base metálica com os dois frisos apoiados; (c) conjunto base metálica mais CP disposto sobre o equipamento pronto para o ensaio; (d) visualização geral da prensa utlizada na ruptura; (e) CP rompido; (f) análise visual da ruptura da amostra.

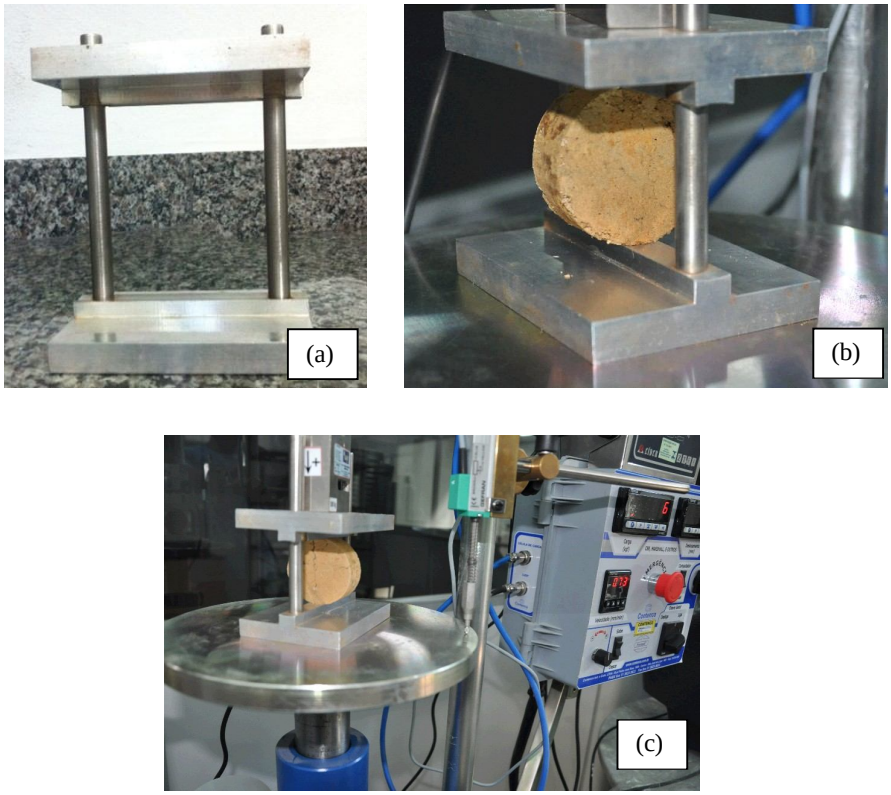
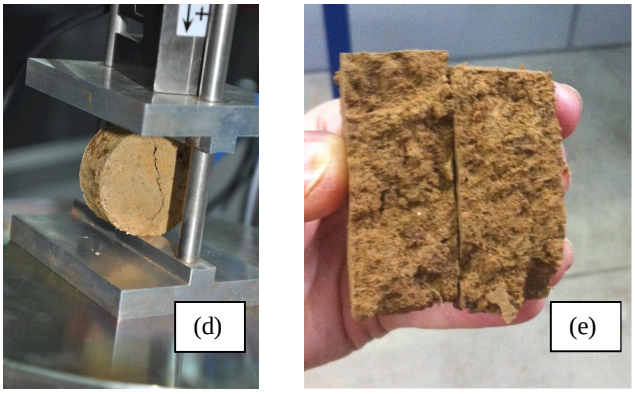


Figura 3.25 - continuação

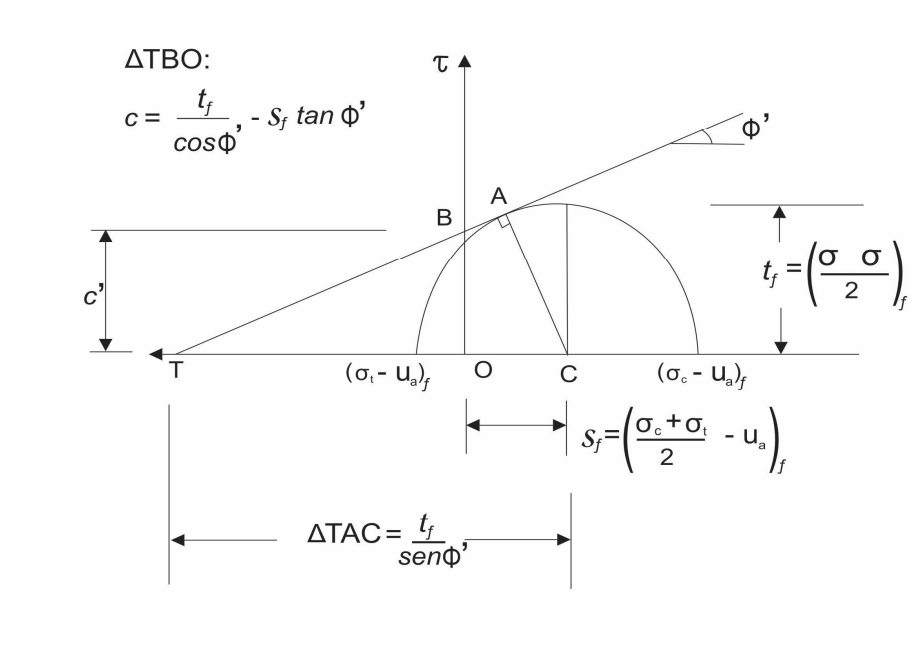


A coesão total é calculada pela Equação 3.11 e melhor representada na Figura 3.26.

$$= \frac{}{,} - \quad . \tag{3.11}$$

Onde: _____ e _____

Figura 3.26 - Determinação da coesão total (modificado de ROCHA, 2013)



3.7. APLICAÇÃO PRÁTICA DOS RESULTADOS ENCONTRADOS

Com base nos resultados obtidos em laboratório e campo foi utilizado o programa computacional SLOPE/W, produzido pela GEO-SLOPE International Ltd (2007) para o cálculo da estabilidade do talude em campo.

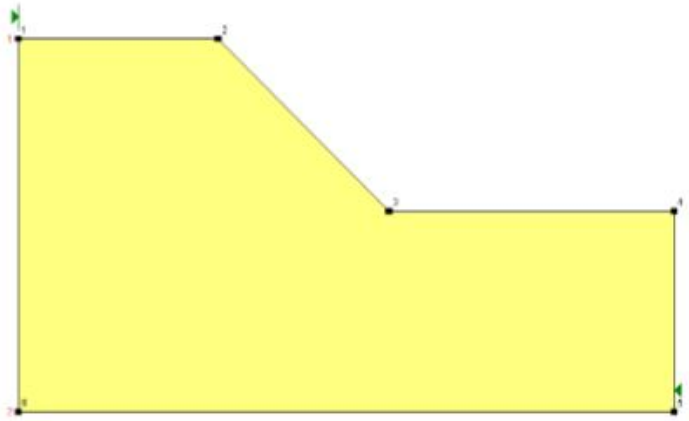
SLOPE/W é um programa que usa a teoria de Equilíbrio-Limite para calcular o Fator de Segurança de talude em solos e rocha.

Para o cálculo do Fator de Segurança no SLOPE/W foi utilizado o método de Bishop Simplificado

Este programa possui três rotinas executáveis: DEFINE, para definir o modelo do talude a ser analisado; SOLVE para resolver o problema; e CONTOUR para visualizar os resultados.

Primeiramente, utilizando o SLOPE/W DEFINE, é definida a geometria do talude desenhando seus limites, bem como definindo as camadas do solo, conforme apresenta a Figura 3.27.

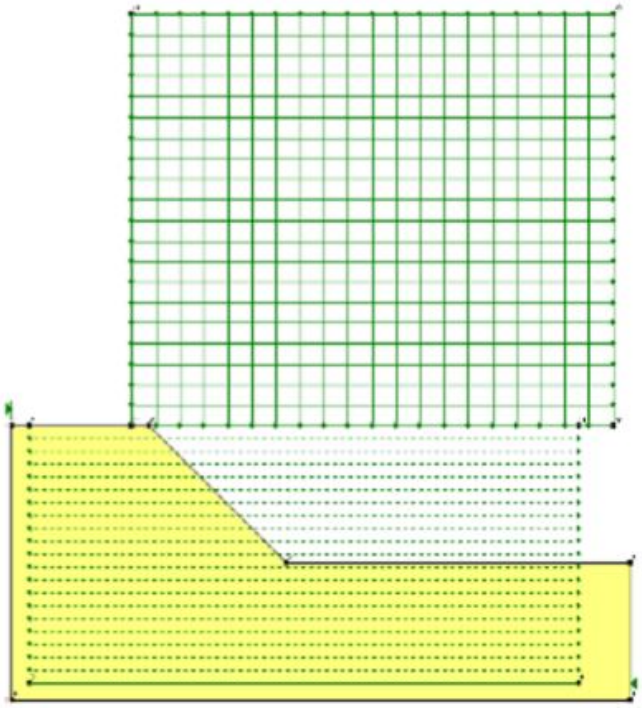
Figura 3.27 - Representação da geometria do talude desenhada no programa SLOPE/W.



Na sequência são especificados os métodos de análise, e então inseridos os dados de peso específico, coesão e ângulo de atrito para cada camada de solo desenhada considerando a resistência não saturada determinada em laboratório e no campo para o perfil de umidade presente nos ensaios. É possível também inserir o nível d'água caso necessário. Posteriormente serão analisadas condições de resistência não saturadas críticas do talude e comparadas com métodos tradicionais de projeto.

Inserido todos os parâmetros do solo e a geometria do talude, deverá ser definido então linhas ou pontos os quais são usados para computar o raio do círculo da superfície de ruptura. Em seguida deverá ser estabelecida uma grade de centros de rotação para controlar as possíveis superfícies de ruptura (Figura 3.28).

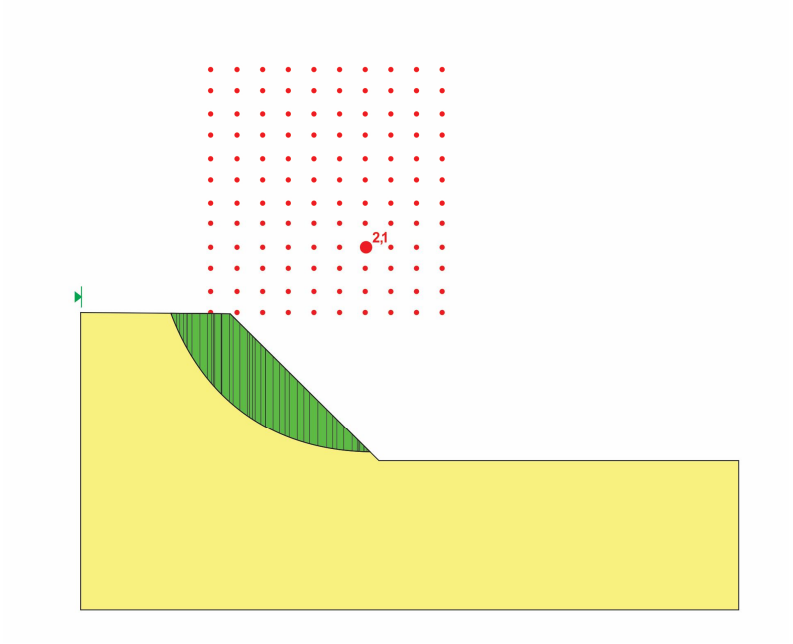
Figura 3.28 - Representação do desenho para definição das linhas da superfície de deslize e grade de centros de rotação no programa SLOPE/W.



A segunda parte da análise se dá utilizando SLOPE/W SOLVE. Para calcular o fator de segurança mínimo, o SOLVE carrega automaticamente os dados inseridos no DEFINE e processa as simulações, de acordo com a teoria escolhida, com a grade e linhas definidas para a superfície de ruptura.

Por fim, o SLOPE/W CONTOUR permite ver os resultados da análise graficamente (Figura 3.29), bem como visualizar todos os parâmetros do solo, seus limites e observações do ensaio.

Figura 3.29 - Representação da demonstração do resultado no programa SLOPE/W CONTOUR.



CAPÍTULO 4

RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados os resultados e as discussões dos ensaios realizados nesta pesquisa. As metodologias utilizadas foram descritas no Capítulo 3.

4.1. ENSAIOS DE CAMPO

Foram realizados Ensaio de penetração dinâmica de cone (PANDA) e sondagem a trado para determinação do perfil de umidade.

4.1.1. Ensaio Panda

Conforme detalhado no Capítulo 3, foram executados 4 ensaios PANDA até a profundidade de 4,0 metros cada.

Os gráficos de q_d *versus* profundidade dos ensaios denominados P2, P3, P4 e P5 são apresentados nas Figuras 4.1 a 4.4, respectivamente.

Conforme pode-se visualizar na Figura 4.1, para P2 observa-se uma camada mais resistente nos primeiros 15 cm, provavelmente ressecada e com presença maior de raízes e logo após os valores de q_d diminuem com a profundidade de 5,68 MPa para 1,02 MPa, apresentando uma camada de transição menos compacta entre 1,5 e 2,0 m.

Na Figura 4.2, para P3, novamente nos primeiros 15 cm encontrou-se uma camada mais resistente provavelmente devido ao ressecamento e também devido a presença de raízes, logo após o perfil apresenta valores de q_d que diminuem com a profundidade de 6,81 MPa para 0,94 MPa.

Figura 4.1 – Gráfico do ensaio P2

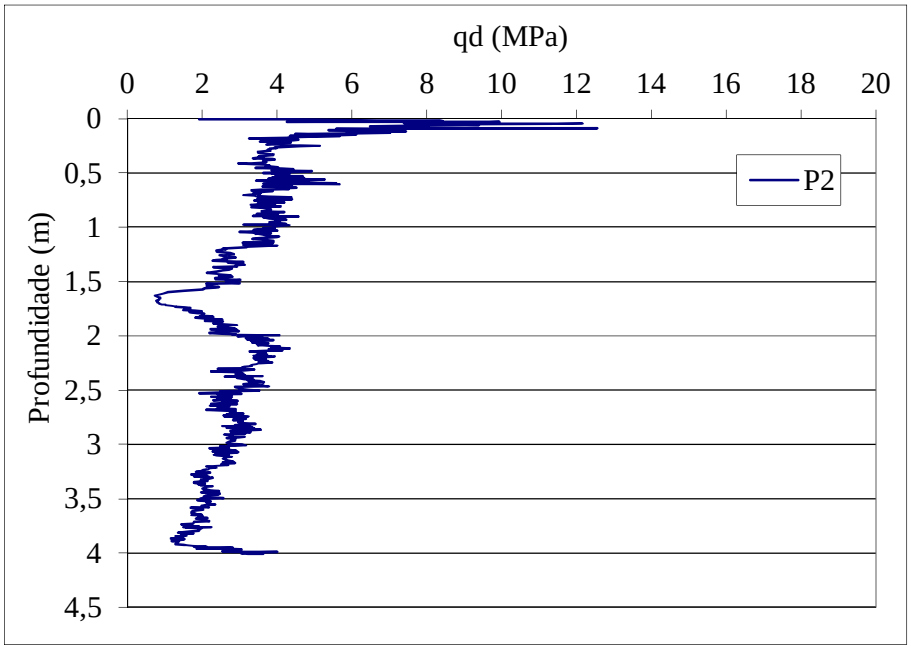


Figura 4.2 – Gráfico do ensaio P3

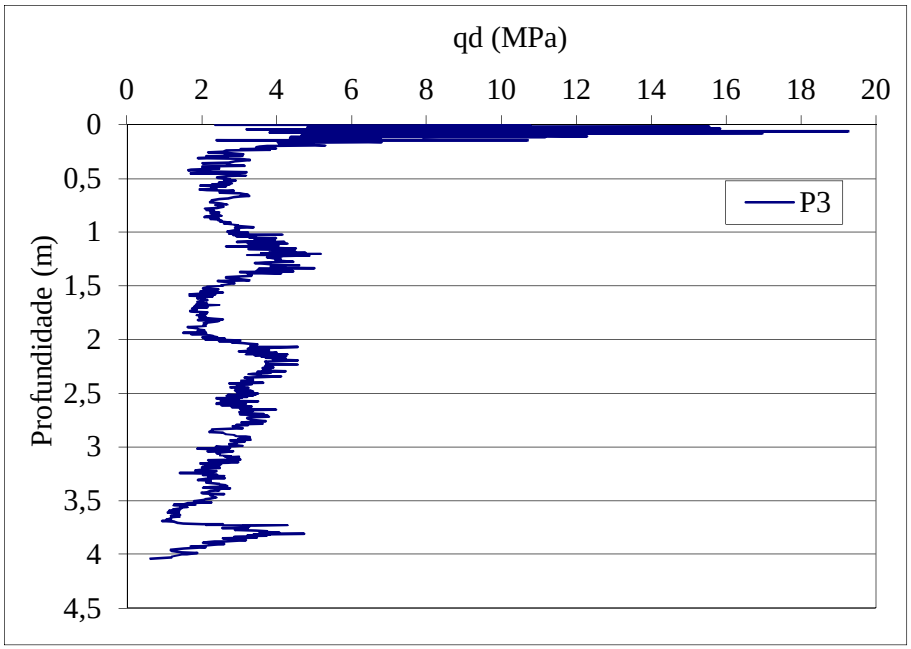


Figura 4.3– Gráfico do ensaio P4

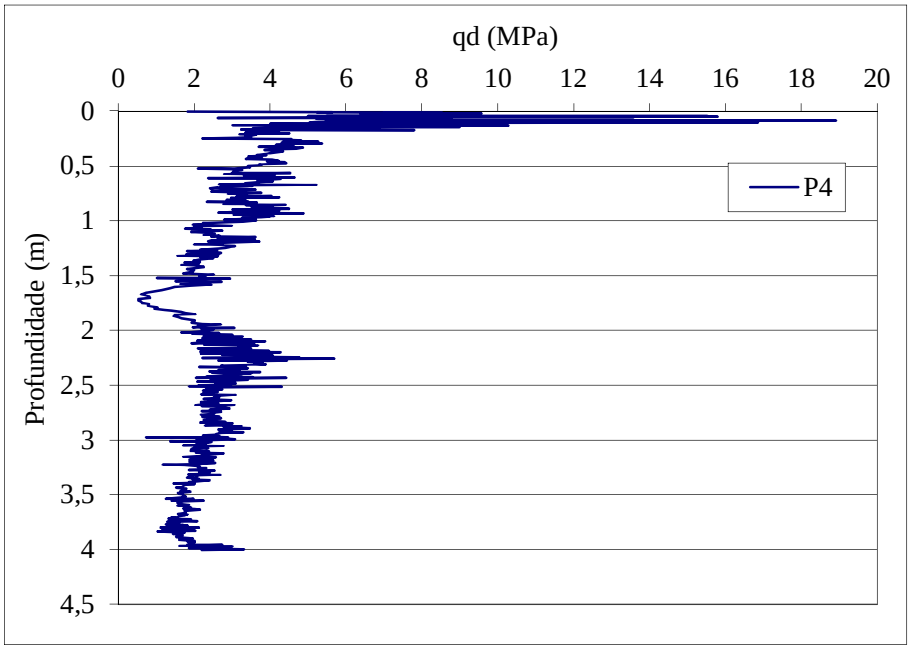
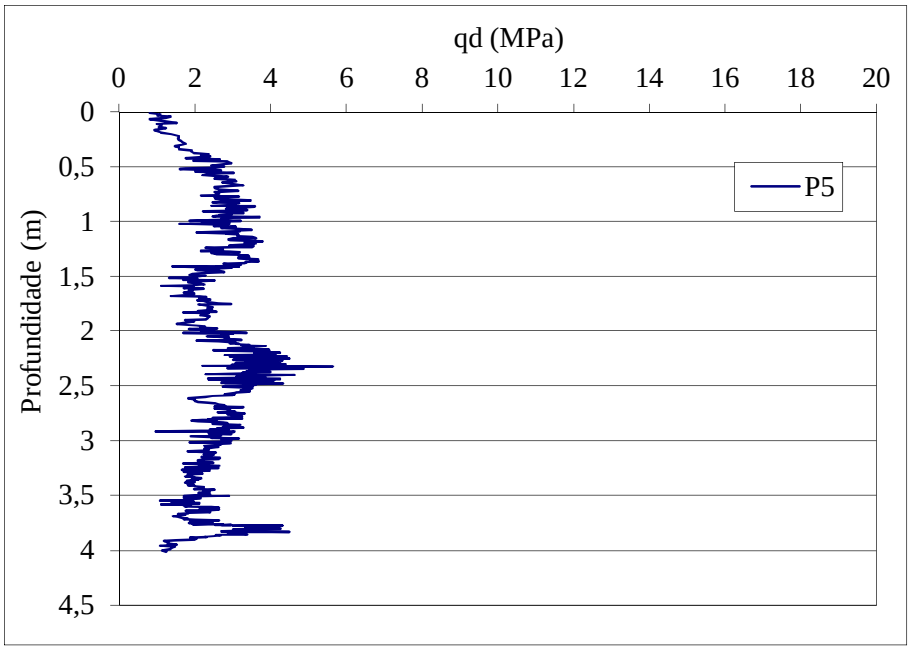


Figura 4.4– Gráfico do ensaio P5



Para P4, na Figura 4.3, também encontra uma camada mais resistente nos primeiros 15 cm provavelmente devido ao ressecamento e também devido a presença de raízes, logo após o perfil

apresenta valores de q_d que diminuem com a profundidade que variam entre 7,8 MPa e 0,53 MPa, apresentando também uma camada de transição menos compacta entre 1,5 e 2,0 m.

Para P5 observa-se uma oscilação nos valores de q_d que diminuem com a profundidade variando entre 5,65 MPa e 0,93 MPa, um pouco diferente dos demais, este não apresenta a camada superior mais resistente. Foi observado durante o ensaio que neste ponto apresentava uma fissura no terreno a qual facilitou a penetração do cone no primeiro meio metro ensaiado.

Com o objetivo de se identificar a repetibilidade dos resultados, os ensaios (P2 ao P5) foram analisados de forma conjunta, como ilustrado na Figura 4.5.

Pode-se perceber pela análise da Figura 4.5 que P2, P3 e P4 apresentaram uma camada mais resistente nos primeiros 15 cm, o que pode estar sendo representado pela camada de vegetação com raízes, ou por estar exposto a troca de umidade com a atmosfera (solo ressecado). O P5 apresenta uma resistência inferior aos outros nos primeiros 50 cm, visto que o local onde foi executado este ponto foi constatado uma fissura superficial no terreno, mas de forma geral representa uma repetibilidade entre eles com faixa de variação da energia de penetração entre 2,96 à 0,8 MPa.

A Figura 4.6 ilustra os penetrogramas com os valores médios a cada 10 cm do perfil de cada ensaio PANDA e a Figura 4.7 apresenta estes penetrogramas médios plotados de forma conjunta.

Figura 4.5 – Representação conjunta dos penetrogramas obtidos

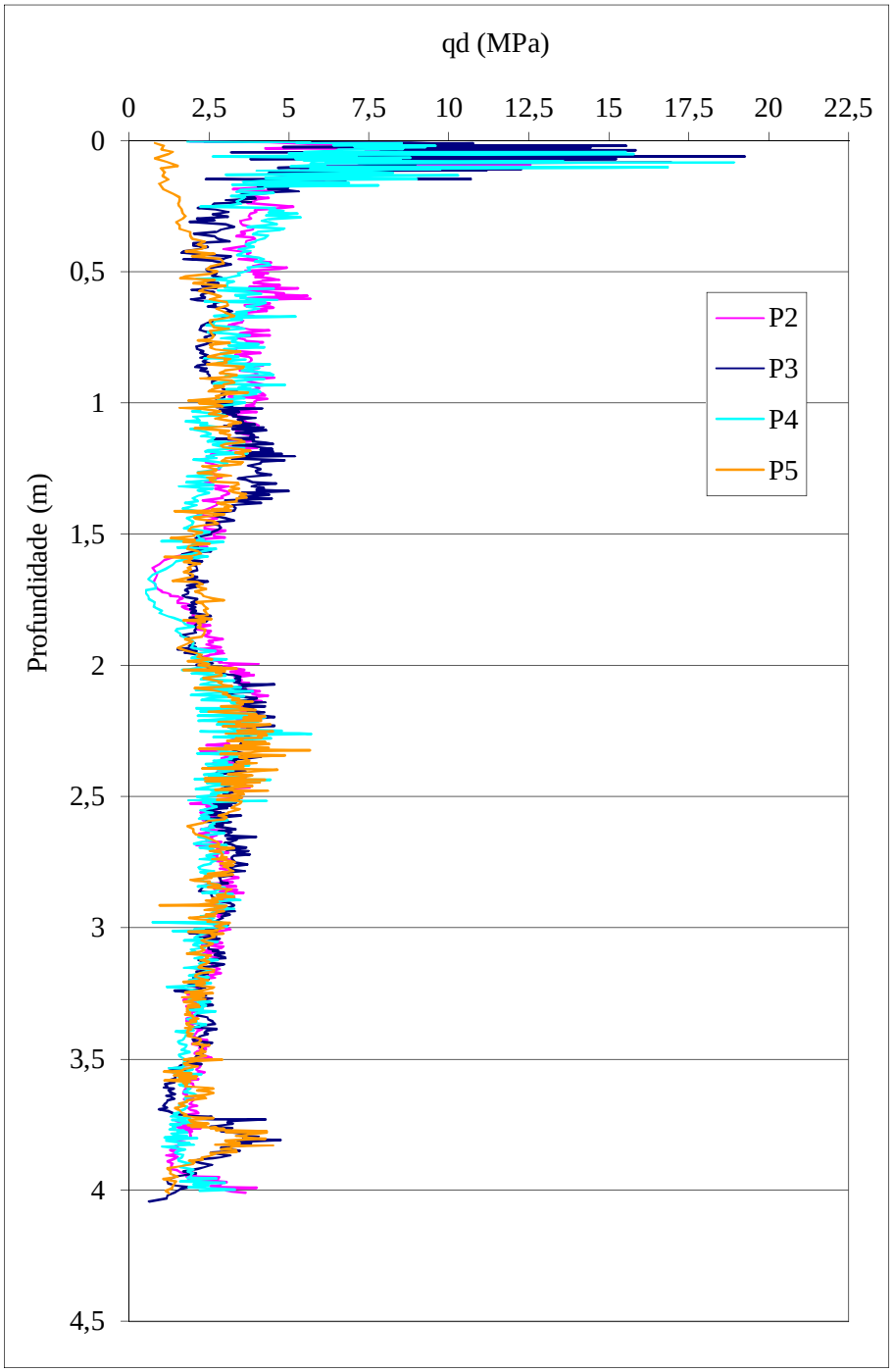


Figura 4.6 – Representação de penetrograma médio para cada ensaio realizado. (a) valores médios de q_d para P2; (b) valores médios de q_d para P3; (c) valores médios de q_d para P4; (d) valores médios de q_d para P5.

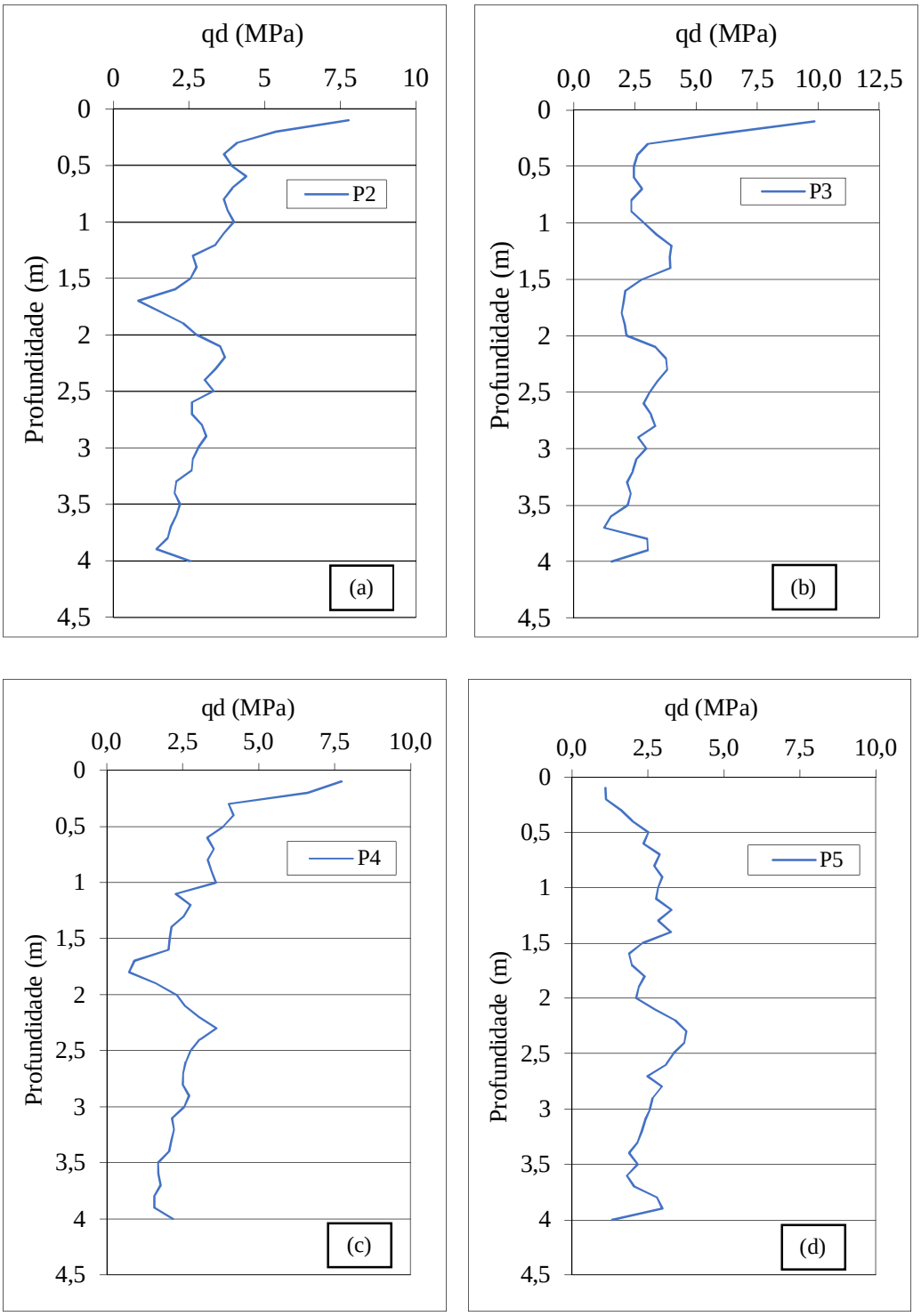
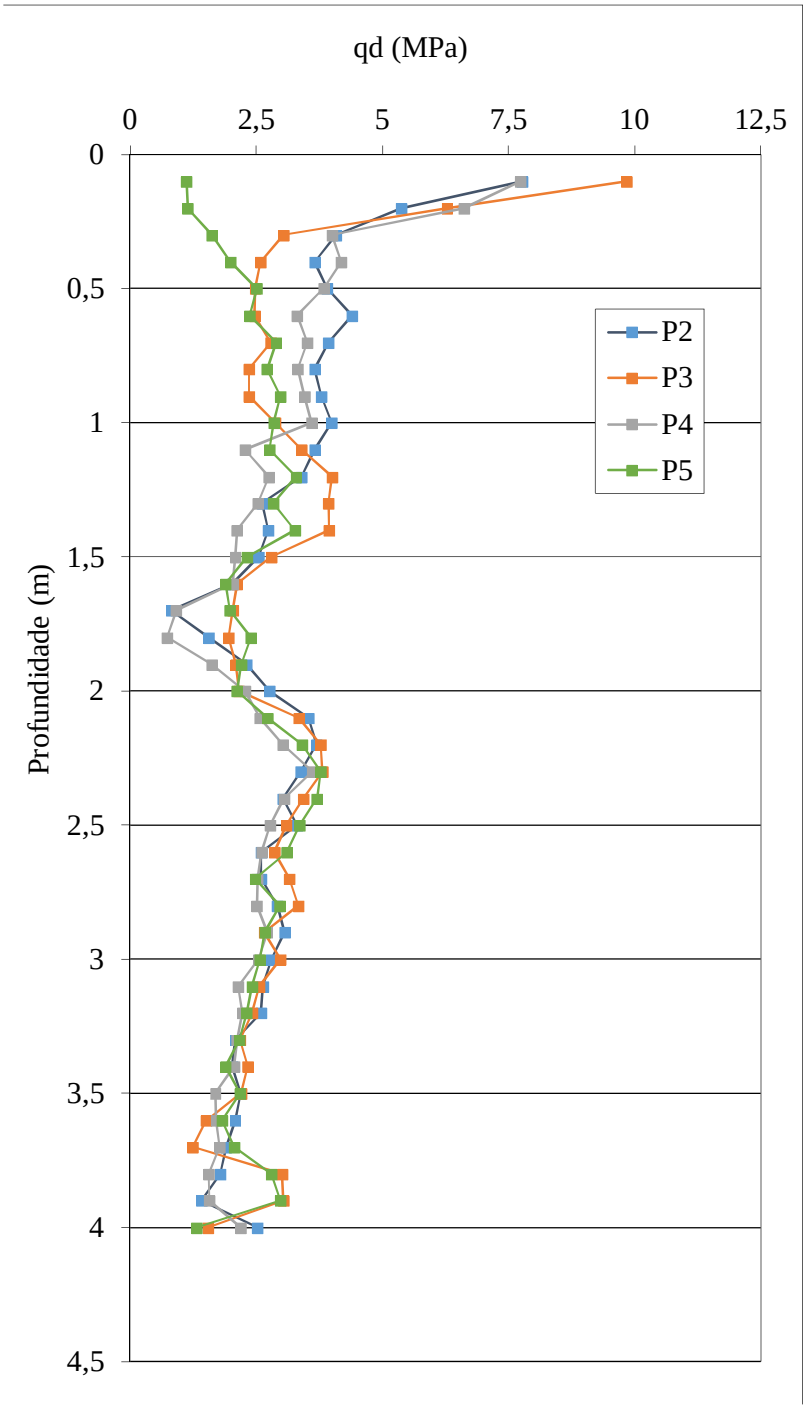


Figura 4.7 – Representação conjunta dos penetrogramas médios obtidos



Observando-se a partir da Figura 4.7 pode-se concluir que:

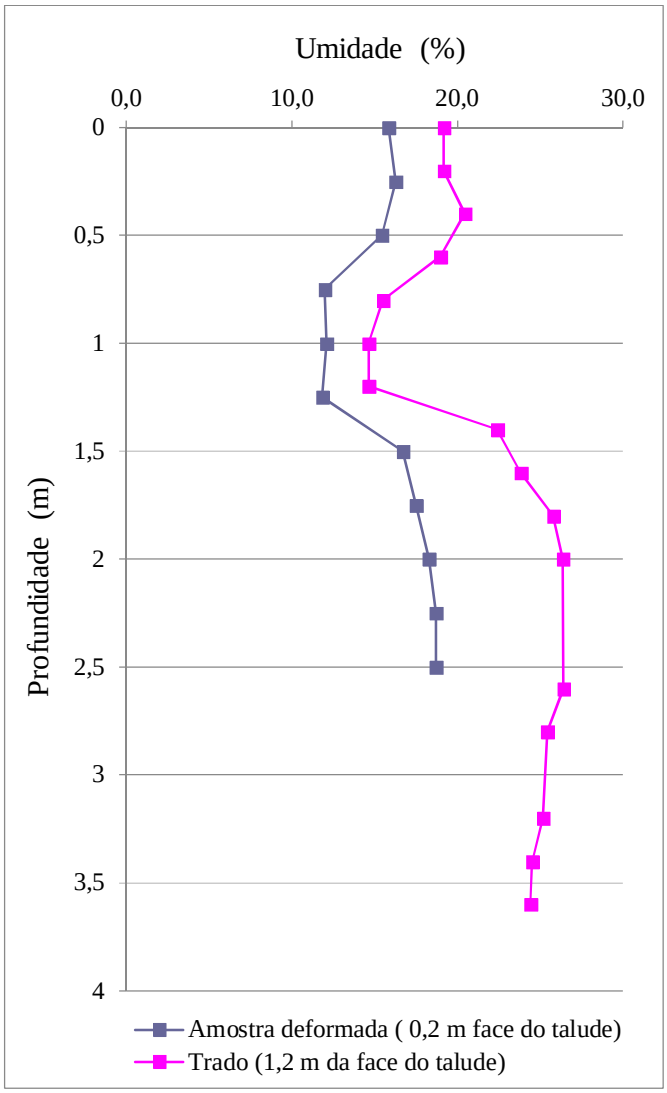
- O trecho de 0,0 à 0,30 m apresenta resistência alta, exceto para P5 que apresentava uma fratura no solo constatada no momento do ensaio;
- O trecho de 0,3 à 1,6 m apresenta uma redução da resistência do solo com a profundidade, porém variam dentro de uma faixa de 2,5 a 4,5 MPa;
- No trecho de 1,6 à 2,25 m há um aumento da resistência com a profundidade, observa-se ainda uma repetibilidade dos dados dos quatro ensaios;
- No trecho de 2,25 à 3,75 m há uma redução da resistência com a profundidade, podendo ser visualizada novamente a repetibilidade dos dados dos quatro ensaios neste trecho;
- No trecho de 3,75 à 4,0 m há um aumento e posterior redução da resistência do solo.

Pode-se perceber ainda pela análise da Figura 4.7, que a partir do primeiro meio metro de profundidade até aproximadamente quatro metros os resultados se comportam de maneira semelhante, o que indica camadas horizontais de resistência à penetração muito próximas. Observa-se ainda até 1,5 m que, a camada apresenta-se com diminuição da resistência a penetração e logo abaixo de 1,5 m o perfil oferece maior resistência.

4.1.2. Perfil de Umidade

Com a sondagem a trado, foi possível coletar amostras para determinação da umidade nas proximidades dos ensaios PANDA. A Figura 4.8 apresenta os resultados obtidos, bem como os resultados de umidade coletados junto ao bloco no momento da coleta das amostras deformadas no talude. O nível d'água (NA) encontrava-se a aproximadamente 4,0 metros de profundidade (VER FIGURA 3.4).

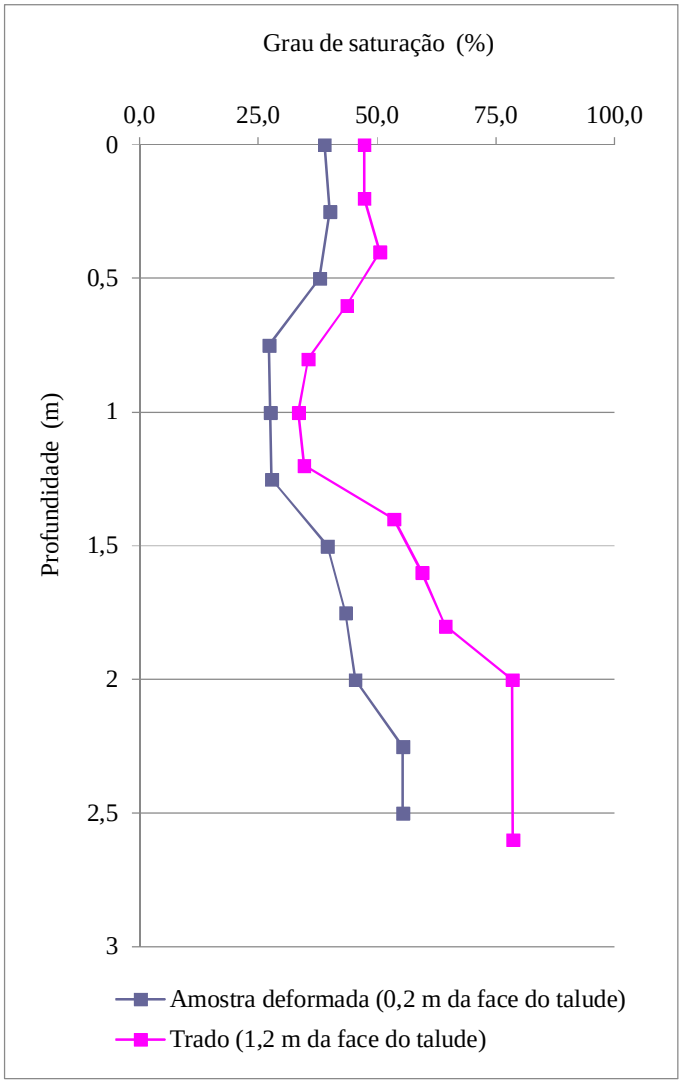
Figura 4.8 - Perfil de umidade



Observa-se na Figura 4.8 uma diferença entre as umidades coletadas a partir das amostras deformadas e da amostra da sondagem a trado. Isso se dá devido as amostras da sondagem a trado terem sido coletadas mais afastadas da borda do talude (1,2 m) onde a umidade natural estava preservada por não estar em contato com o vento e os raios de sol (variação climática). A umidade das amostras deformadas, coletadas da face do talude (0,2 m) estão sujeitas as variações climáticas.

Plotando-se os mesmos dados em termos de grau de saturação observa-se o comportamento apresentado na Figura 4.9.

Figura 4.9 - Perfil de umidade em termos de grau de saturação



Analisando a Figura 4.9 observa-se que o perfil até 1,5 m encontra-se com saturação compreendida entre 25 e 50 %, isso é coerente para a época em que realizou-se os ensaios, sendo que era um período de seca na região Centro-Oeste (mês de agosto). A medida que se aprofunda, o perfil tende a estar mais saturado chegando próximo de 80% de saturação, confirmando a proximidade com o nível do lençol freático. Ainda é possível verificar na Figura 4.7 que a partir de 2,5 metros há uma leve redução nos valores de q_d. Esta redução pode estar ligada diretamente com a diminuição da sucção do solo devido a proximidade com o nível do lençol freático (N.A. 4,0 m).

4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para se verificar o comportamento de ensaios de campo na determinação de parâmetros geotécnicos, foram realizados ensaios de laboratório para que pudessem auxiliar nas análises dos ensaios de campo.

A seguir são apresentados os ensaios realizados em laboratório para esta pesquisa.

4.2.1. Peso Específico dos Sólidos

O Peso Específico dos Sólidos, também chamado de "massa específica dos sólidos" é uma característica que expressa a relação entre a massa das partículas sólidas e o seu volume.

Os resultados obtidos nos ensaios de peso específico dos sólidos obtidos para o perfil estudado estão dispostos na Tabela 4.1. As planilhas com os dados obtidos em laboratório são apresentadas no Apêndice A.

Tabela 4.1 - Peso específico dos grãos do perfil estudado

Cota (m)	***Densidade real dos grãos do solo***
0,0 à 0,5	2,67
0,5 à 1,0	2,71
1,0 à 1,5	2,74
1,5 a 2,0	2,66
2,0 à 2,5	2,65
Média	2,68
Desvio padrão	0,037
Média + desvio padrão	2,72
Média - desvio padrão	2,64
Coeficiente de variação (%)	0,014

Pode-se observar na Tabela 4.1 que os valores de peso específico dos grãos do solo encontrados para o perfil estudado possuem uma variação muito pequena, expressa pelo baixo coeficiente de variação encontrado (0,014 %). A média dos pesos específicos dos grãos do solo para este perfil estudado é de 2,68. Sendo assim, quando utilizado para algum projeto geotécnico o valor do peso específico dos grãos do solo pode ser adotado entre 2,65 – 2,74.

4.2.2. Análise granulométrica

Conforme já detalhado no item 3 – Metodologia, foram coletadas amostras deformadas a cada 0,50 m de um talude, sendo realizado a caracterização deste perfil até a profundidade 2,5 metros, totalizando 5 amostras.

As curvas granulométricas obtidas nos ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação, com e sem uso de defloculante) do perfil de solo estudado são apresentados nas Figuras 4.10 a 4.14.

Figura 4.10- Curva granulométrica cota 0,0 à 0,5 m

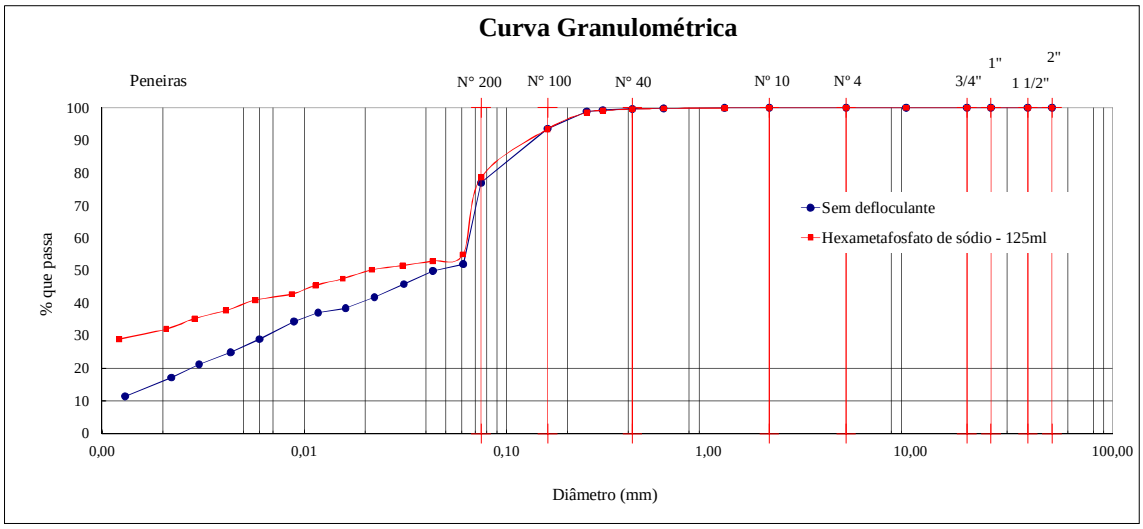


Figura 4.11 - Curva granulométrica cota 0,5 à 1,0 m

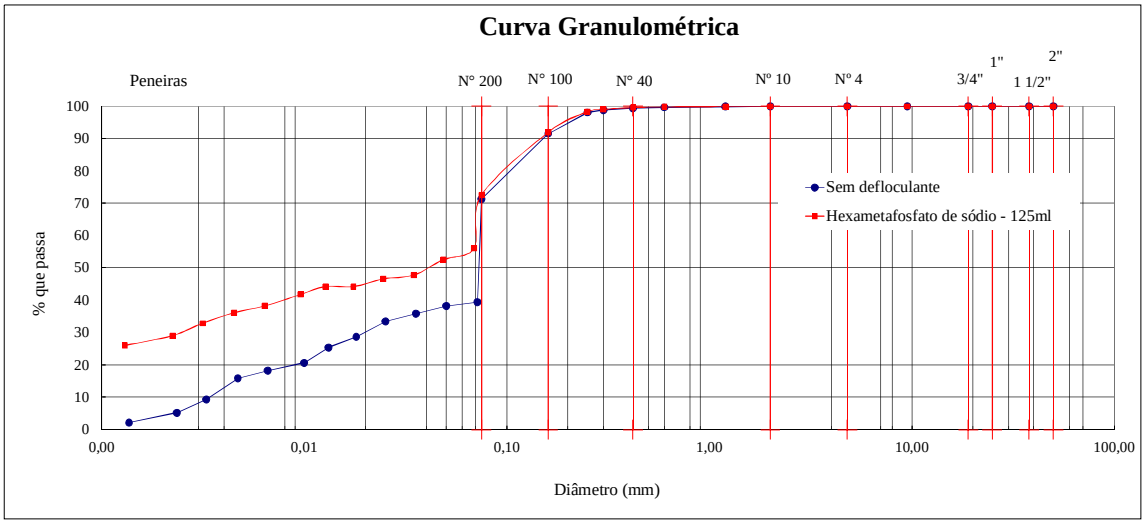


Figura 4.12 - Curva granulométrica cota 1,0 à 1,5 m

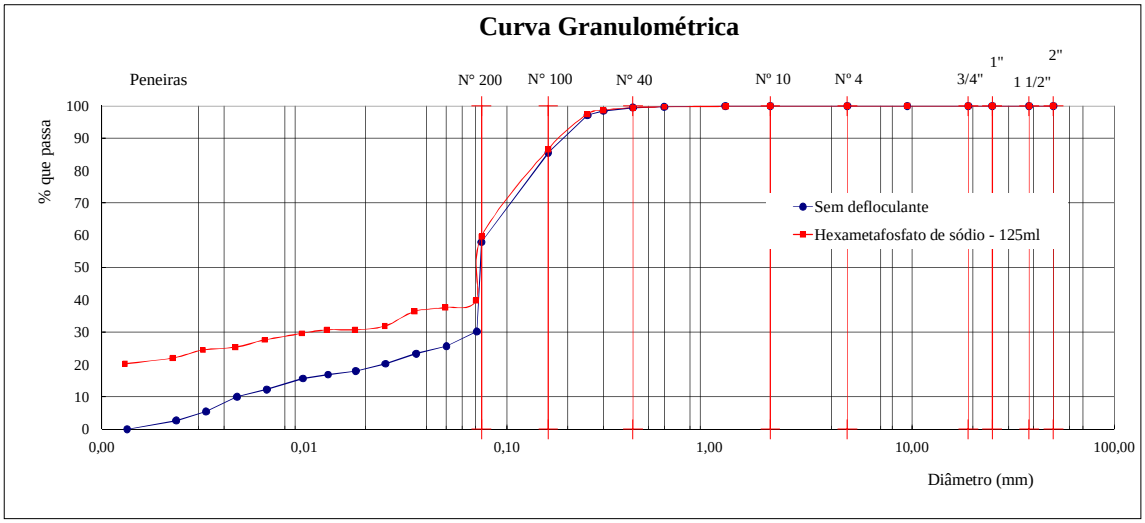
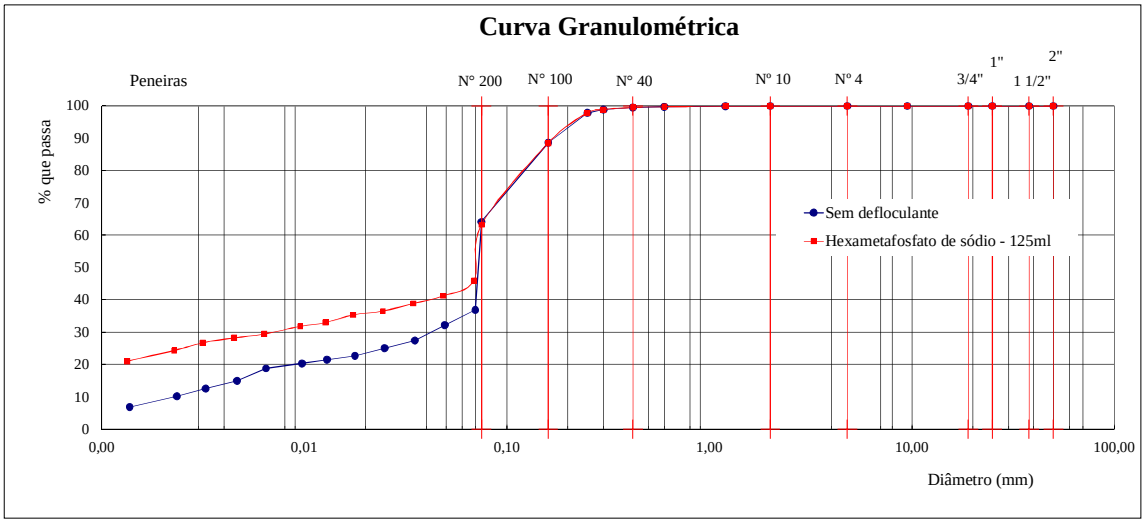


Figura 4.13 - Curva granulométrica cota 1,5 à 2,0 m



Na Tabela 4.2 é apresentado um resumo da análise granulométrica do perfil estudado contendo as porcentagens das frações constituintes de cada cota do perfil, obtidas a partir das Figuras 4.1 a 4.5, com e sem o uso de defloculante. Pode-se observar que o perfil estudado não apresenta fração de pedregulho e que existe uma predominância de areia fina e silte.

Figura 4.14 - Curva granulométrica cota 2,0 à 2,5 m

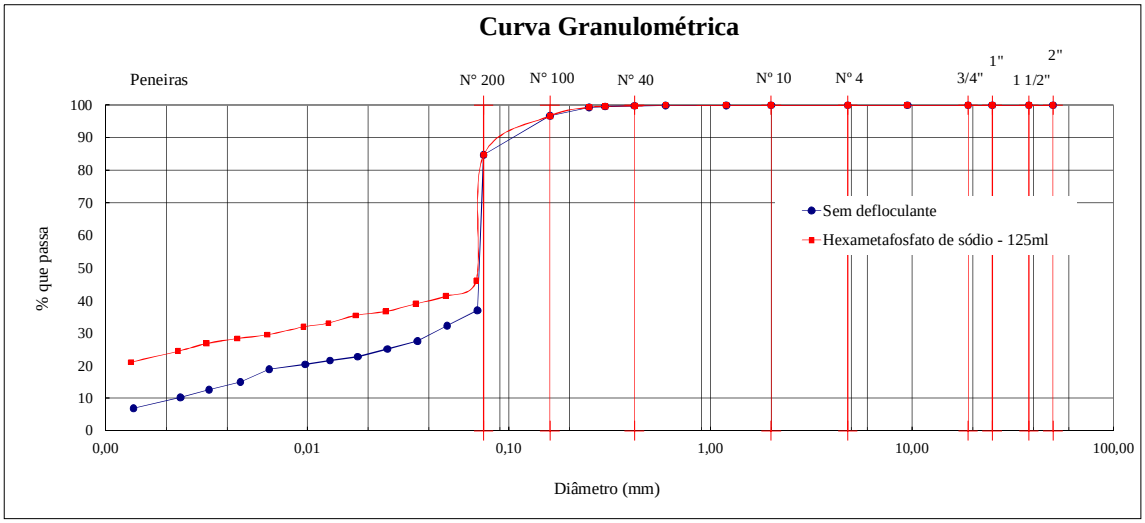


Tabela 4.2 - Resumo da análise granulométrica

Cota (m)	*Situação ensaiada*	*Argila (%)*	*Silte (%)*	*Areia fina (%)*	*Areia média (%)*	*Areia grossa (%)*	*Pedregulho (%)*
0,0 à 0,5	c/defloc.	31,85	23,05	40,84	4,05	0,20	0,00
	s/defloc.	15,93	35,95	44,05	3,88	0,19	0,00
	% agregação	15,92	-	-	-	-	-
0,5 à 1,0	c/defloc.	28,33	26,26	40,19	5,02	0,20	0,00
	s/defloc.	4,13	34,67	55,64	5,26	0,30	0,00
	% agregação	24,20	-	-	-	-	-
1,0 à 1,5	c/defloc.	21,60	17,16	52,71	8,25	0,28	0,00
	s/defloc.	1,79	26,01	62,86	9,08	0,26	0,00
	% agregação	19,81	-	-	-	-	-
1,5 a 2,0	c/defloc.	23,40	20,53	48,74	7,09	0,25	0,00
	s/defloc.	9,02	25,61	58,07	7,04	0,27	0,00
	% agregação	14,38	-	-	-	-	-
2,0 à 2,5	c/defloc.	23,45	20,57	53,87	2,04	0,07	0,00
	s/defloc.	9,02	25,65	63,21	2,01	0,10	0,00
	% agregação	14,43	-	-	-	-	-

Nota: Argila: < 0,002 mm; Silte: 0,002 – 0,06 mm; Areia fina: 0,06 – 0,20 mm; Areia média:0,20 – 0,60 mm; Areia grossa: 0,60 – 2,0 mm; Pedregulho: 2,0 – 60 mm

A análise granulométrica realizada com o uso de defloculante (hexa-metafosfato de sódio), conforme NBR 7181 (ABNT, 1984), apresentou resultados bem distintos quando realizada sem o uso de defloculante para as amostras do estudo. Essa diferença está no aumento da porcentagem da argila com o uso de defloculante, isso é justificada pela existência de

agregações de partículas finas de argila constituintes desse solo em macro e micro concreções com certa resistência à água, e inclusive se aderindo a outras partículas com silte e areia fina (Tabela 4.2) não se desfazendo na presença apenas da água e necessitando assim de agente químico dispersor para a efetiva separação das partículas.

Analisando os resultados das análises granulométricas realizadas com uso de defloculante, percebeu-se que de maneira geral as curvas apresentaram uma distribuição muito semelhante, praticamente coincidentes com correspondência de silte e areia. Além disso ressalta-se que o comportamento mecânico do solo, nas condições de umidade em campo (sem agente dispersor), corresponderia a uma granulometria areno-siltosa.

4.2.3. Índices de consistência

Do ponto de vista da Engenharia, os solos não podem ser caracterizados apenas com a distribuição granulométrica, mas também em função da fração fina constituinte de cada solo, tendo grande importância no comportamento do material. Partículas muito pequenas apresentam grandes superfícies específicas e por isso apresentam comportamento diferenciado, quando comparados com partículas maiores, perante a presença de água.

Os índices de consistência, também chamados "limites de Atterberg" do perfil amostrado são apresentados na Tabela 4.3. As planilhas com os dados obtidos em laboratório são apresentadas no Apêndice B.

Tabela 4.3 – Índices de consistência – Limites de Atterberg

Cota (m)	***Limite de Liquidez - W_L (%)***	***Limite de Plasticidade – W_P (%)***	***Índice de Plasticidade - IP***	***Índice de atividade -IA***
0,0 à 0,5	47,2	38,2	9	0,28 - inativa
0,5 à 1,0	34,8	19,7	15	0,53 – inativa
1,0 à 1,5	28,7	15,3	13,4	0,62 – inativa
1,5 a 2,0	28,9	17,8	11,1	0,47 – inativa
2,0 à 2,5	38,5	19,1	19,4	0,82 - normal

Os índices de Atterberg indicam a influência dos finos no comportamento do solo. Os limites de liquidez (w_L) e plasticidade (w_P) de uma forma geral tiveram uma variação grande. O índice de plasticidade (IP) do material teve uma variação alta, entre 9% e 19,4%. Trata-se de solo de plasticidade média-alta. A cota de 2,0 a 2,5 apresenta um IP mais elevado em relação aos outros, esse comportamento pode estar sendo representado pela presença da argila e ainda pode ter

nesta profundidade a presença de uma coesão verdadeira, que é a atração química entre as partículas.

O índice de atividade (IA) variou entre 0,28 e 0,82, classificando a argila presente no perfil de 0,0 a 2,0 m como inativa e apenas para a cota de 2,0 a 2,5 m a argila classifica-se como normal.

Com a análise granulométrica e os índices de consistência foi possível fazer a classificação do solo segundo o Sistema Rodoviário de Classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e o Sistema Unificado. A Tabela 4.4 apresenta os resultados das classificações realizadas.

Tabela 4.4 – Índices de consistência – Classificação do solo

Cota (m)	***Classificação***	
	SUCS	***Rodoviária (AASHTO)***
0,0 à 0,5	ML ou OL	A-5
0,5 à 1,0	CL	A-6
1,0 à 1,5	CL	A-6
1,5 à 2,0	CL	A-6
2,0 à 2,5	CL	A-6

Notas: ML-silte de baixa compressibilidade; OL - solo orgânico de baixa compressibilidade; CL-argila de baixa compressibilidade; A-5 – solos siltosos e A-6-Solos argilosos; (SOUSA, 1980)

4.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um solo é resultante da soma de duas parcelas obtidas dos seguintes parâmetros: ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c).

Neste estudo, os valores de ϕ' e c foram determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto, descritos no item 3.4.1 – Ensaio de cisalhamento direto. Os ensaios foram realizados em duas condições: umidade natural e inundado, com velocidade de cisalhamento constante de 0,042 mm/minutos.

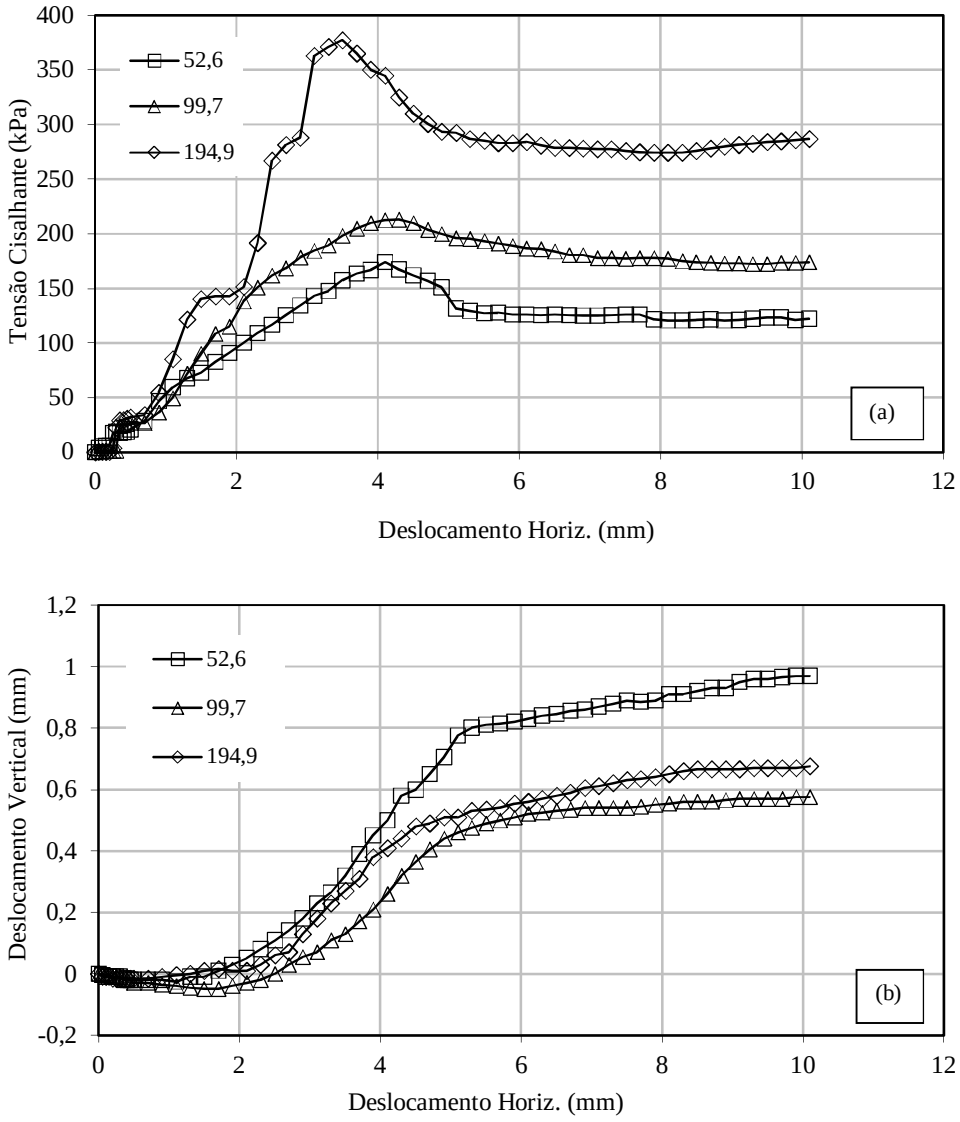
Nos próximos itens são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto do perfil estudado nas diferentes tensões normais aplicadas em cada amostra. Também são apresentadas a análise e sistematização dos resultados, com a finalidade de traçar as envoltórias de resistência do perfil. Com o traçado das envoltórias determinou-se o ângulo de atrito e a

coesão de cada cota analisada, na condição natural e inundada. As planilhas contendo os dados obtidos no laboratório são mostradas no Apêndice C.

4.3.1. Cota 0,0 à 0,50 m

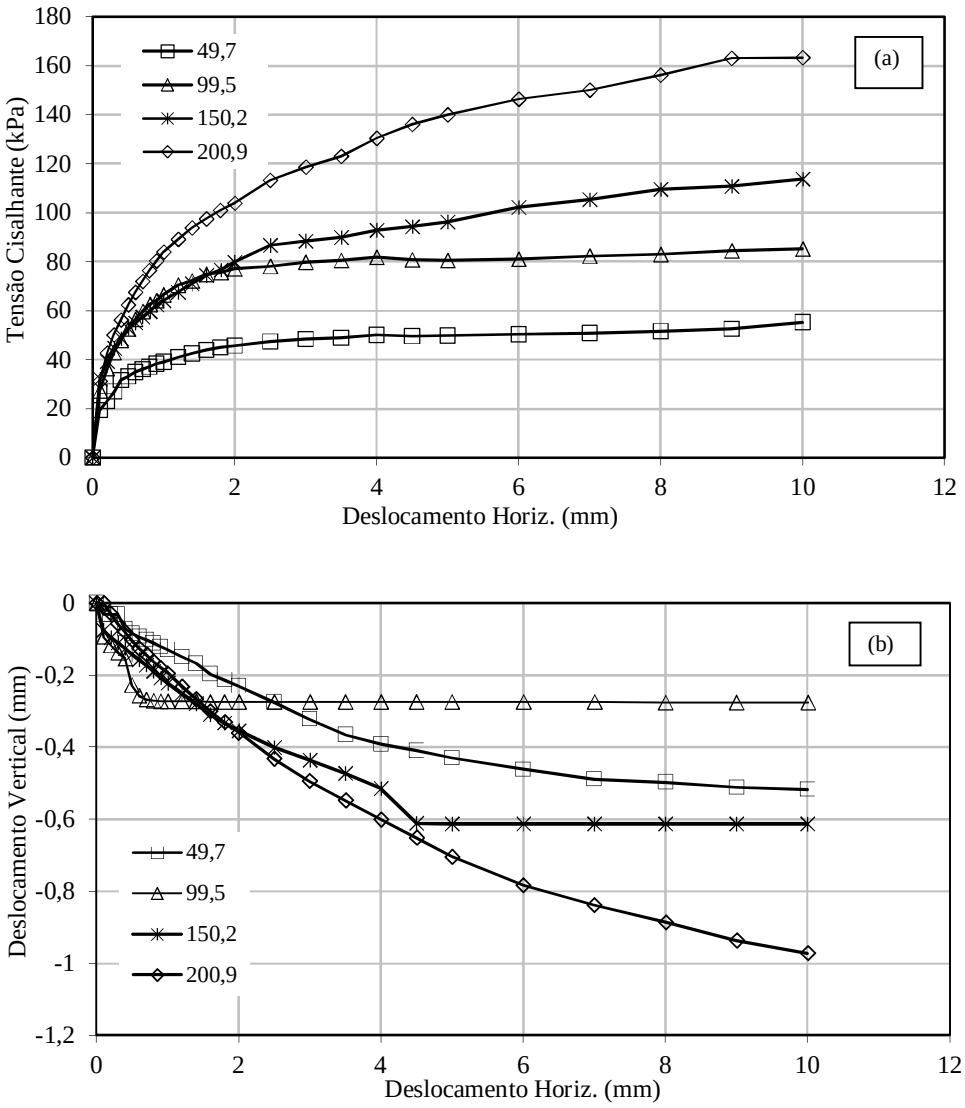
A Figura 4.15 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação de umidade natural e a Figura 4.15 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

Figura 4.15 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,0 à 0,5 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



A Figura 4.16 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação inundada, e a Figura 4.16 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

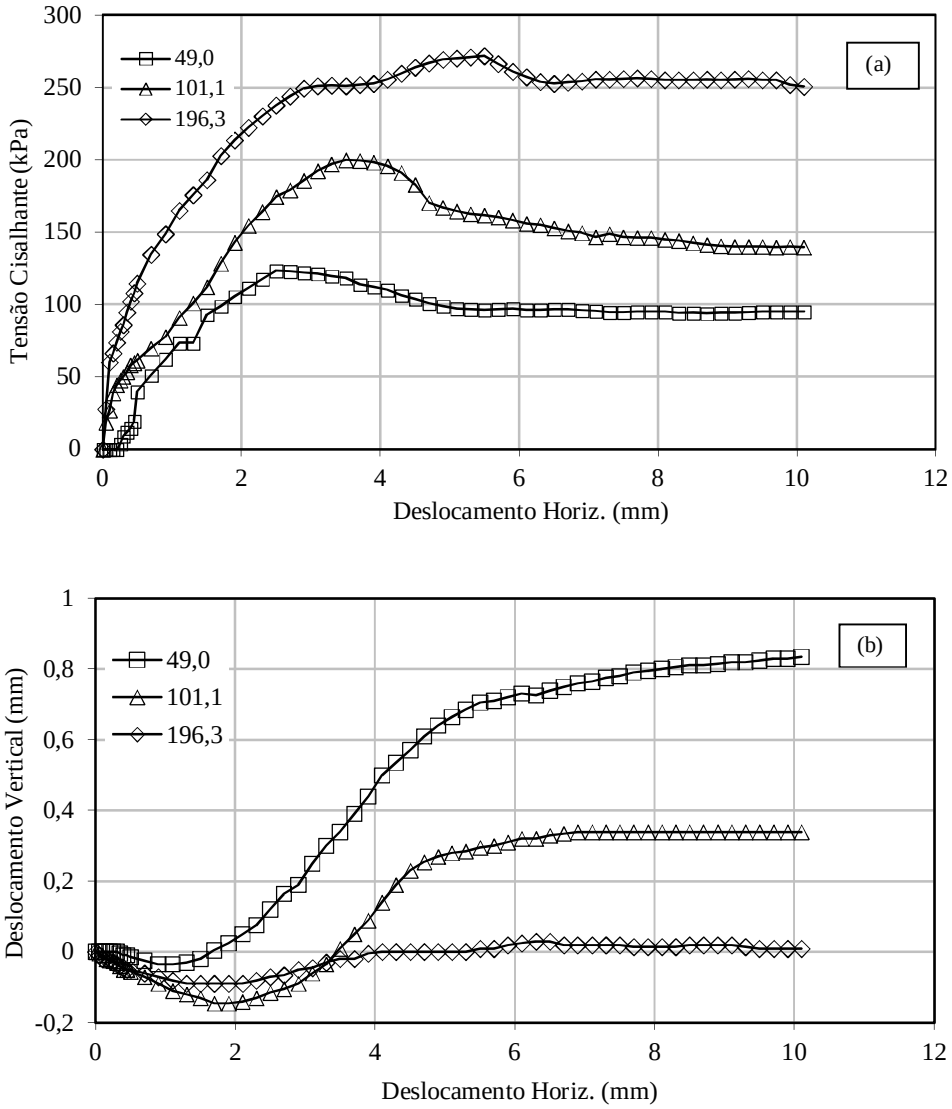
Figura 4.16 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,0 à 0,5 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



4.3.2. Cota 0,5 à 1,0 m

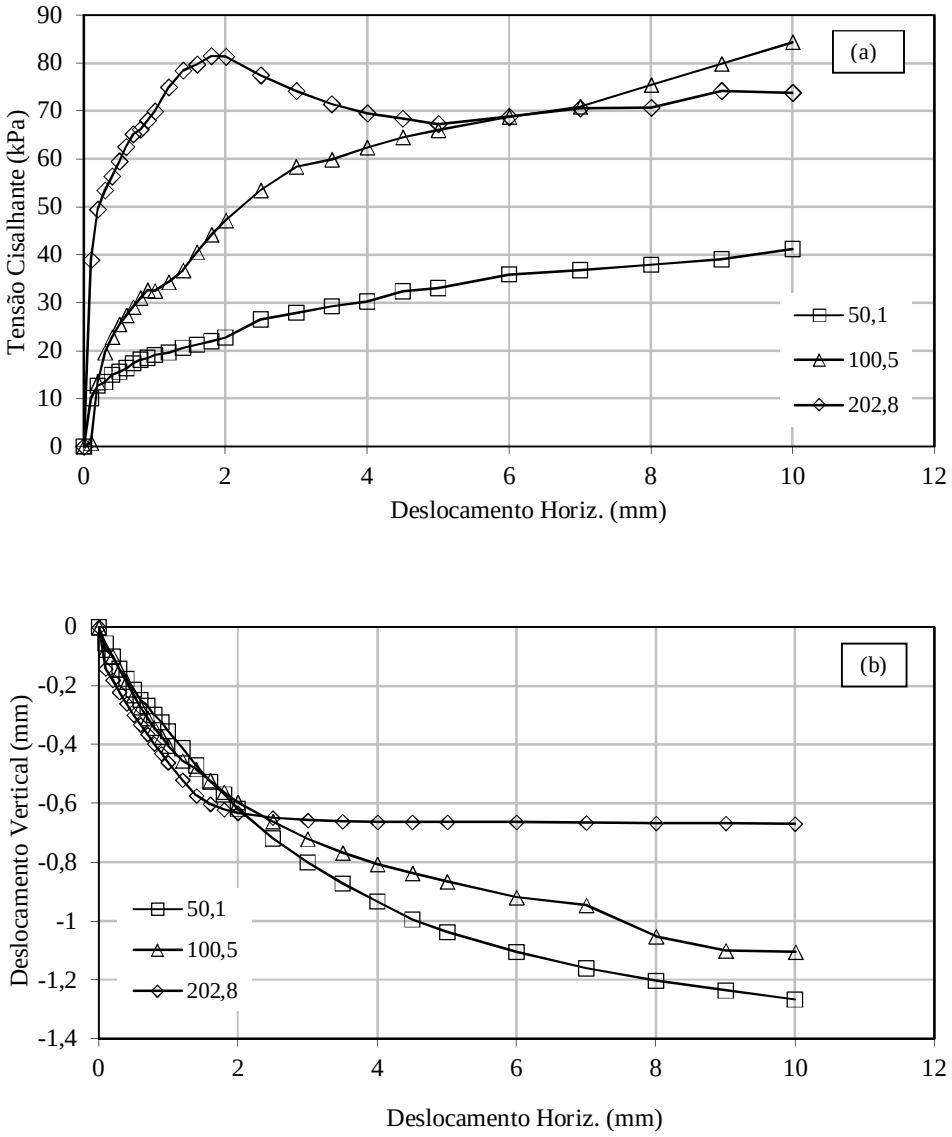
A Figura 4.17 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação de umidade natural, e a Figura 4.17 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

Figura 4.17 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



A Figura 4.18 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação inundada, e a Figura 4.18 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

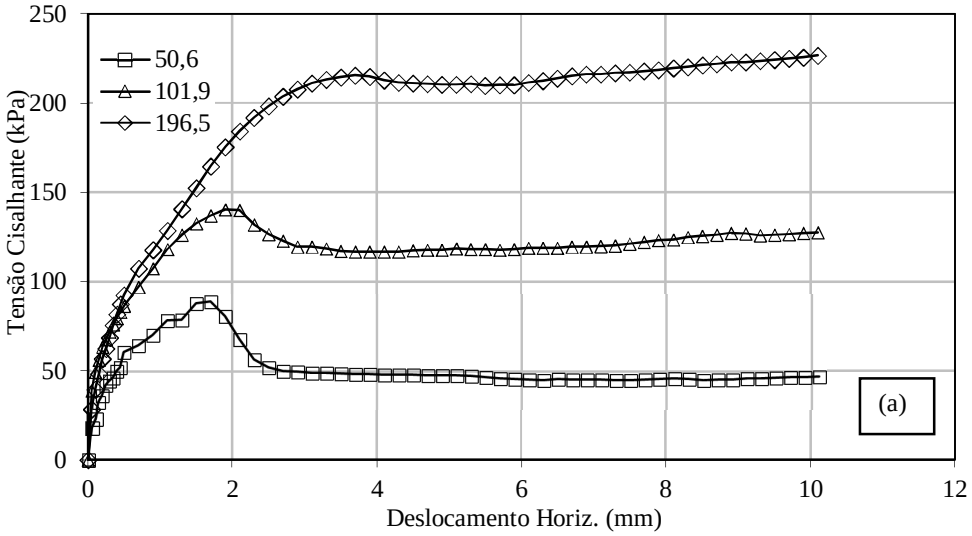
Figura 4.18 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal

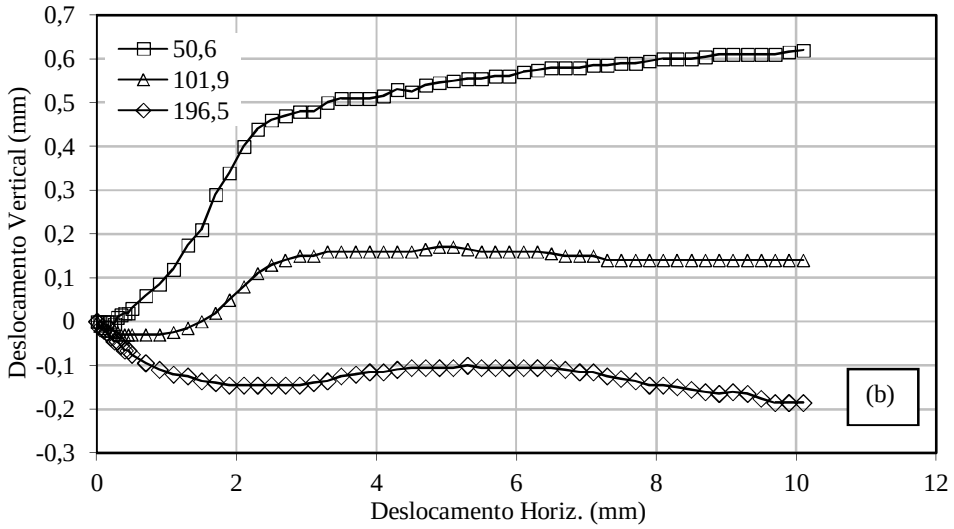


4.3.3. Cota 1,0 à 1,5 m

A Figura 4.19 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação de umidade natural, e a Figura 4.19 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

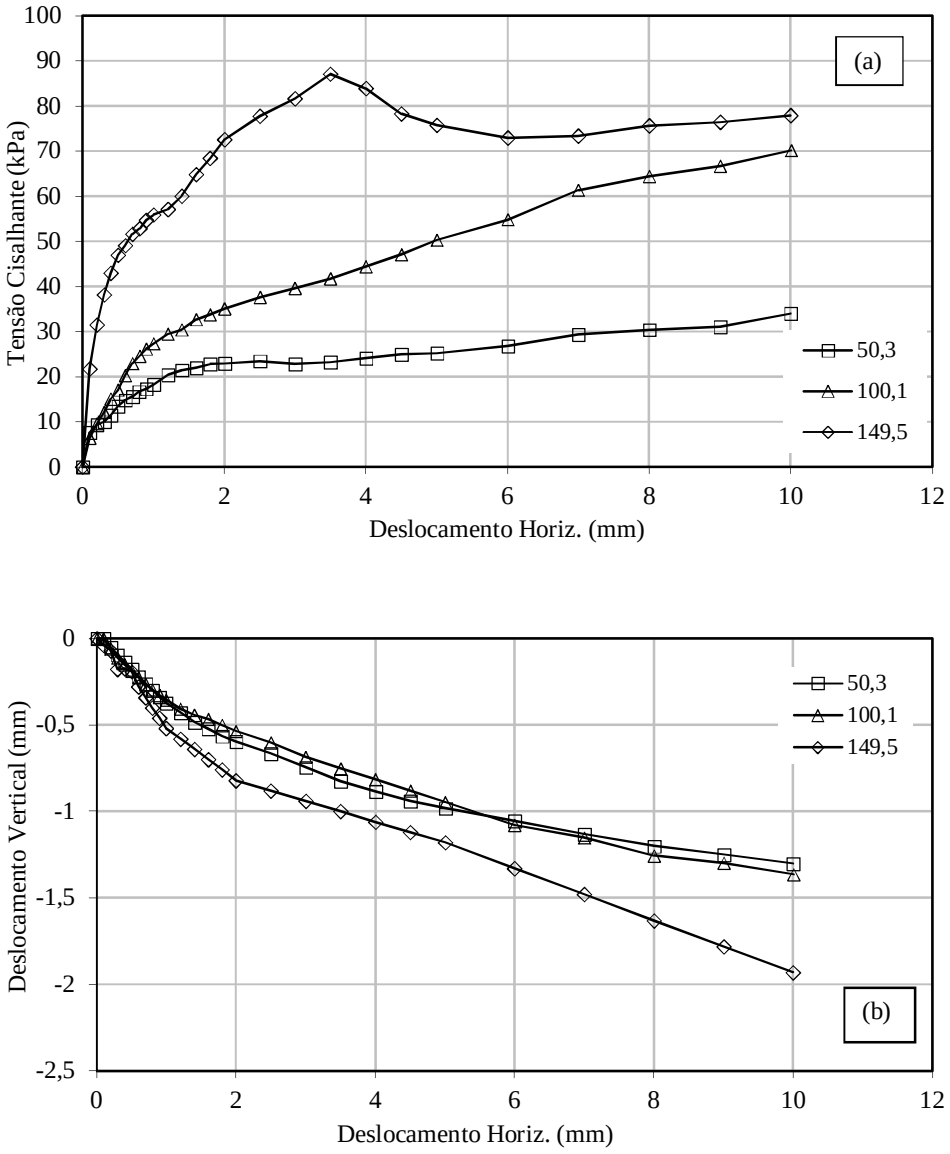
Figura 4.19 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 0,5 à 1,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal





A Figura 4.20 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação inundada, e a Figura 4.20 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

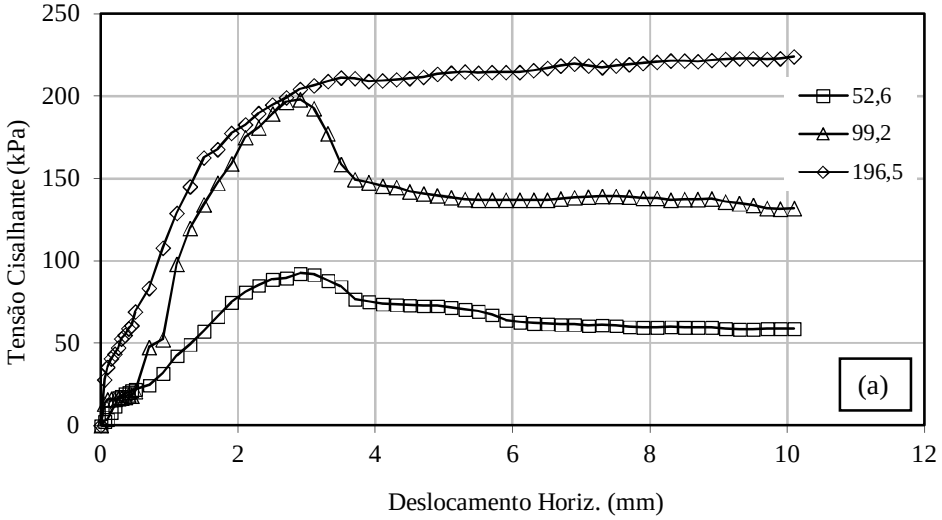
Figura 4.20 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,0 à 1,5 m – condição inundado – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal

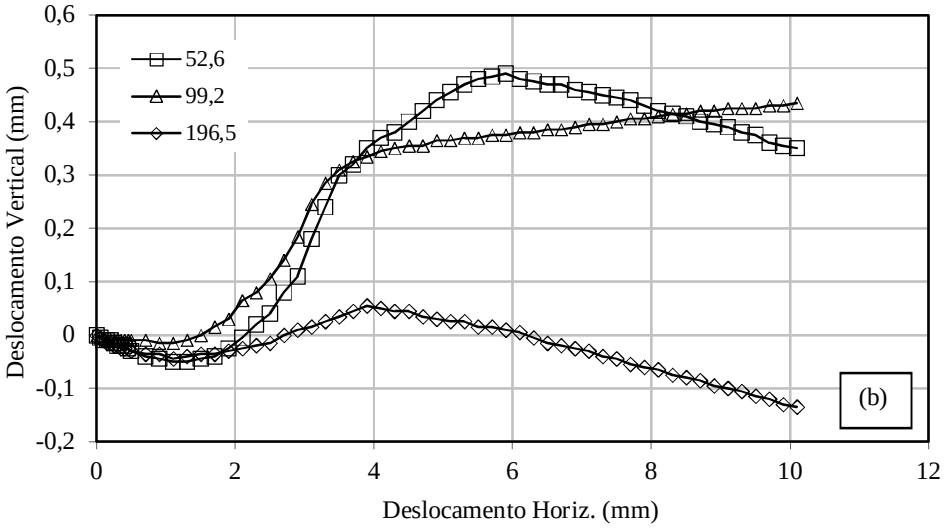


4.3.4. Cota 1,5 à 2,0 m

A Figura 4.21 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação de umidade natural, e a Figura 4.21 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

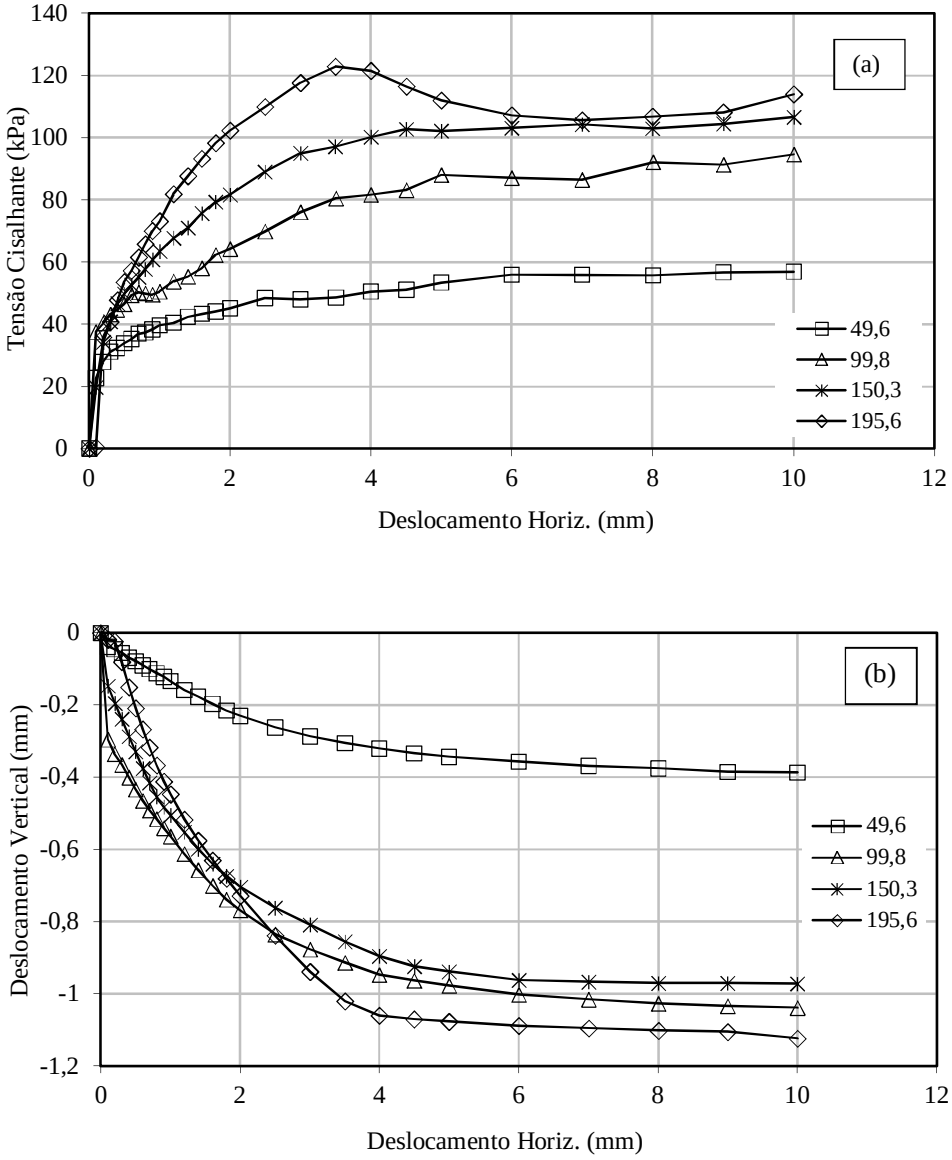
Figura 4.21 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,5 à 2,0 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal





A Figura 4.22 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação inundada, e a Figura 4.22 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

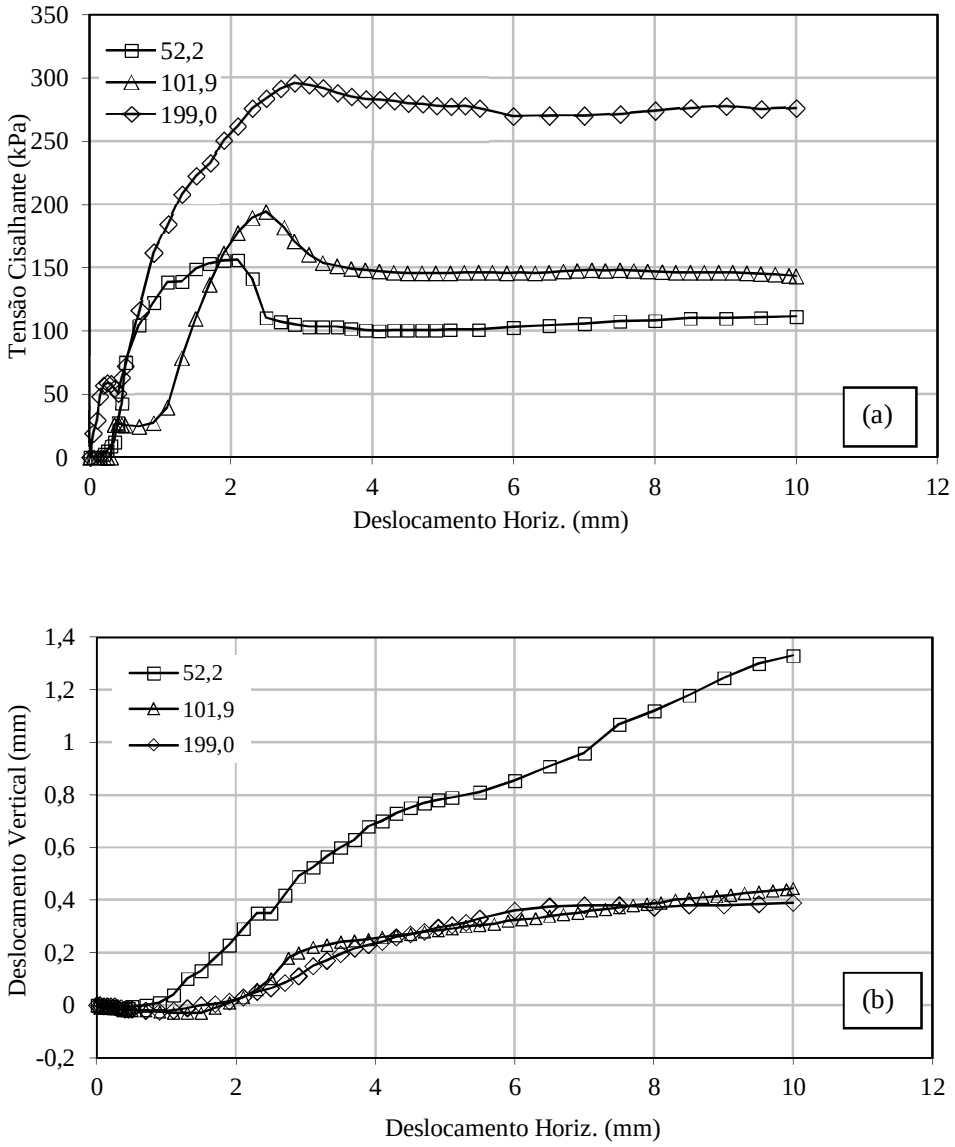
Figura 4.22 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 1,5 à 2,0 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



4.3.5. Cota 2,0 à 2,5 m

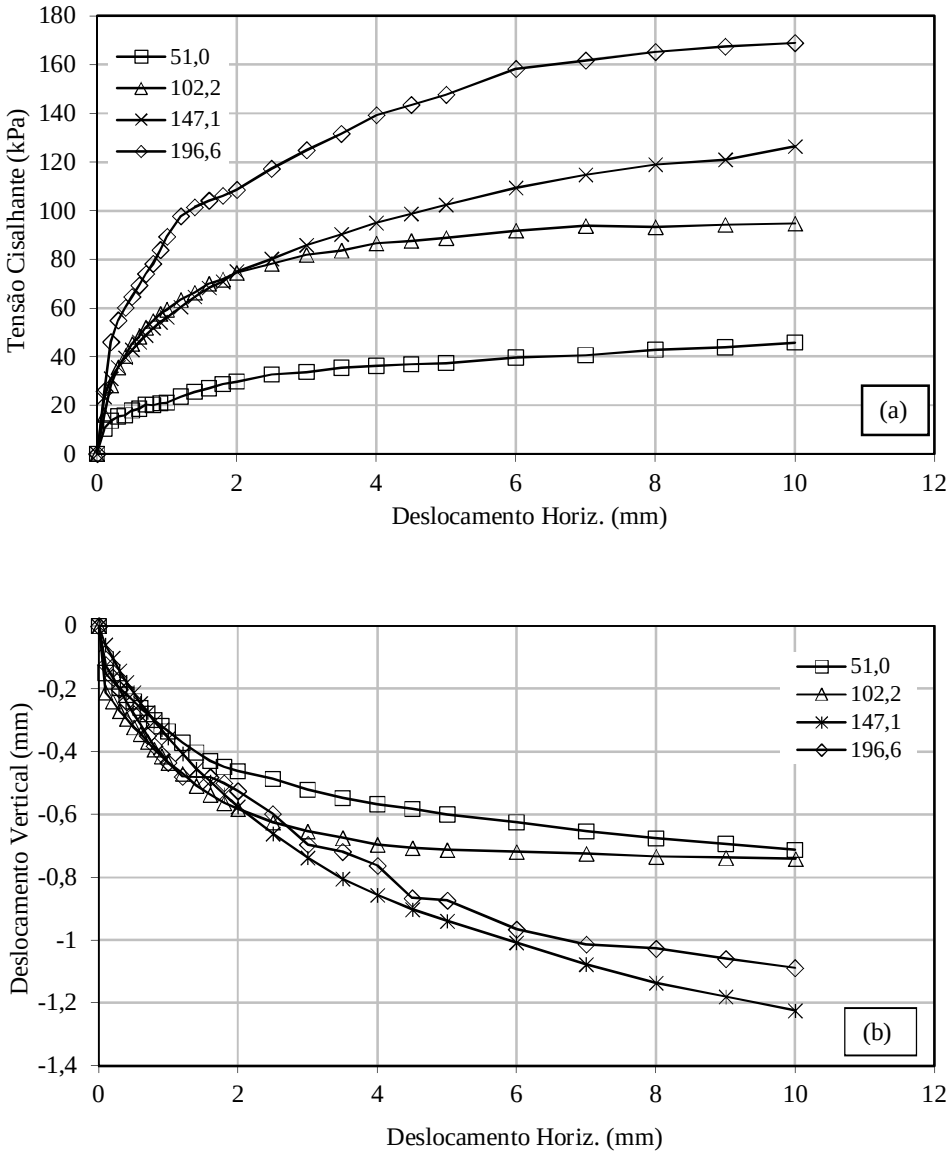
A Figura 4.23 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação de umidade natural, e a Figura 4.23 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

Figura 4.23 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 2,0 à 2,5 m – condição de umidade natural – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



A Figura 4.24 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante x deslocamento horizontal para a situação inundada, e a Figura 4.24 (b) apresenta o resultado de deslocamento vertical ocorrida durante o ensaio x deslocamento horizontal.

Figura 4.24 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da cota 2,0 à 2,5 m – condição inundada – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical x deslocamento horizontal



Conforme pode-se visualizar nas Figuras 4.15, 4.17, 4.19, 4.21 e 4.23 as amostras ensaiadas na condição de umidade natural, a tensão cisalhante cresce muito mais rapidamente com os primeiros deslocamentos, até atingir um valor máximo, que chama-se resistência de pico ou

máxima. Nota-se por outro lado, que atingida esta resistência máxima, ao continuar com a deslocamento horizontal da amostra, a tensão cisalhante decresce lentamente até se estabilizar em torno de um valor que é definido como resistência residual. Com a relação ao deslocamento vertical pode-se observar uma pequena redução no início do ensaio e logo após um aumento de volume ou dilatância.

Quando submetidas a inundação, tiveram comportamento completamente diferenciado, onde ao ser feito o carregamento tangencial, o corpo de prova apresenta uma tensão cisalhante que cresce lentamente com o deslocamento, atingindo um valor máximo somente para deslocamentos relativamente altos, conforme mostrado nas Figuras 4.16 (a), 4.18 (a), 4.20 (a), 4.22 (a), 4.24 (a). Em termos de deslocamento vertical, à medida que a tensão normal é aumentada, têm-se uma diminuição no volume da amostra (Figuras 4.16 (b), 4.18 (b), 4.20 (b), 4.22 (b), 4.24 (b)).

A partir dos gráficos apresentados anteriormente, foi possível extrair o valor de tensão cisalhante máxima para cada tensão normal aplicada nas duas condições ensaiadas. Os valores respectivos de tensão cisalhante (τ) são apresentados resumidamente na Tabela 4.5. Ainda na Tabela 4.5 estão apresentados os índices físicos das respectivas amostras.

Os resultados da Tabela 4.5 foram utilizados para o traçado das envoltórias de resistência do perfil de solo, conforme visualizado na Figura 4.25.

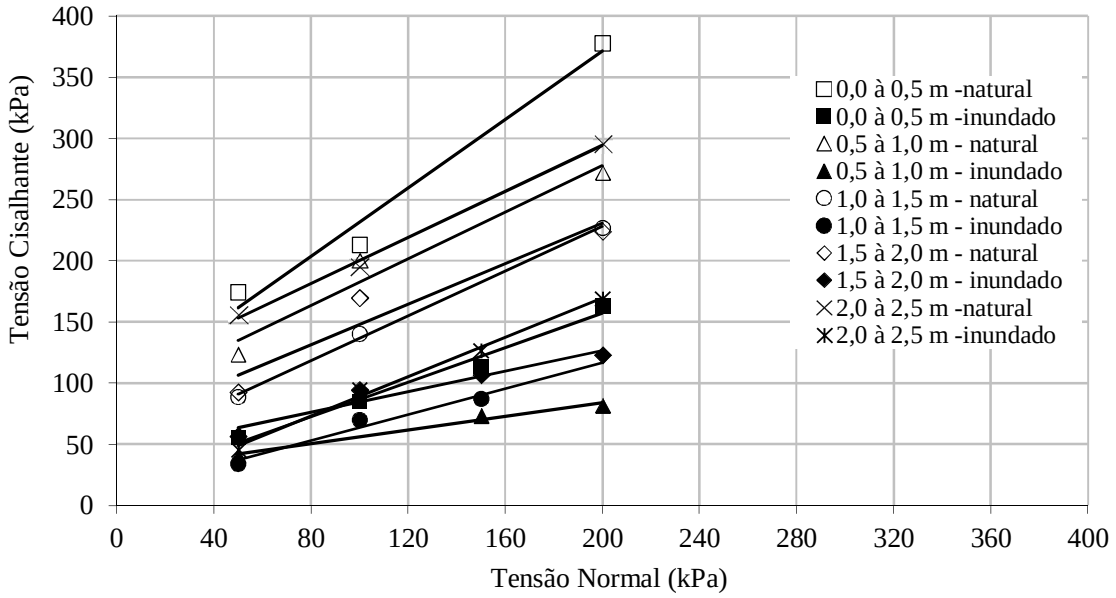
Tabela 4.5 – Tensão cisalhante máxima do perfil estudado para cada condição e tensão normal

Cota (m)	***Condição***	***Índices Físicos***					***σ (kPa)***	***τ (kPa)***
		γn (kN/m³)	Inicial – antes do ensaio		Final – após o ensaio			
			eo	***So (%)***	***e_f***	***S_f (%)***		
0,0 à 0,5	Natural	13,46	1,21	25,40	1,19	22,20	50	173,99
		14,18	1,12	29,73	1,04	25,45	100	212,98
		14,11	1,09	25,04	0,97	23,70	200	377,47
	Inundado	16,78	0,94	20,20	0,58	100,0	50	55,19
		17,49	1,02	18,83	0,87	100,0	100	85,25
		16,85	1,14	18,89	0,93	100,0	150	113,67
		16,78	1,20	10,65	1,02	100,0	200	163,27
0,5 à 1,0	Natural	13,46	1,30	29,43	1,34	27,13	50	123,26
		14,66	1,11	34,81	0,92	38,33	100	199,95
		13,65	1,24	27,53	1,04	31,30	200	271,96
	Inundado	16,28	1,24	16,19	0,93	100,0	50	41,15
		15,50	1,30	16,05	0,93	91,51	150	73,56
		15,37	1,23	24,84	0,74	96,79	200	81,51

Tabela 4.5 – Continuação

1,0 à 1,5	Natural	14,57	1,07	25,23	1,07	22,90	50	88,64
		14,23	1,12	24,65	0,99	25,12	100	140,40
		13,85	1,19	23,79	1,03	25,27	200	226,58
	Inundado	16,64	1,15	17,18	0,93	90,70	50	33,99
		16,65	1,12	21,64	0,85	92,76	100	70,07
		16,15	1,15	17,08	0,66	100,0	150	87,07
1,5 à 2,0	Natural	14,09	1,09	26,25	1,13	23,81	50	59,00
		13,87	1,13	25,28	1,09	24,13	100	131,81
		14,81	0,98	27,74	0,94	28,14	200	223,96
	Inundado	17,08	1,13	5,64	1,00	97,0	50	56,87
		16,71	1,13	4,48	0,87	100,0	100	94,63
		16,59	1,05	6,53	0,68	100,0	150	106,68
		15,84	1,17	7,39	0,73	100,0	200	122,87
2,0 à 2,5	Natural	17,01	0,79	50,35	0,89	45,67	50	156,54
		16,14	0,91	47,78	0,91	44,39	100	194,72
		15,95	0,93	46,48	0,92	44,66	200	295,95
	Inundado	17,78	0,95	42,38	0,80	100,0	50	45,81
		18,83	0,77	43,91	0,67	99,84	100	94,86
		17,20	0,97	41,40	0,71	100,0	150	126,44
		17,27	0,97	44,39	0,73	100,0	200	168,99

Figura 4.25 – Envoltórias de resistência do perfil de solo



Através das envoltórias apresentadas na Figura 4.25 e das suas respectivas equações determinou-se o ângulo de atrito e coesão do perfil estudado, os quais estão detalhados e analisados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Valores de ângulo de atrito e coesão do perfil de solo

Cota (m)	***Cisalhamento direto natural***		***Cisalhamento direto inundado***	
	Ângulo de atrito (º)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Coesão (kPa)
0,0 à 0,5	55,84	84,28	34,98	16,85
0,5 à 1,0	44,39	85,33	15,23	28,86
1,0 à 1,5	43,28	42,31	28,17	10,16
1,5 a 2,0	40,74	61,93	23,33	41,85
2,0 à 2,5	43,91	102,42	39,83	5,43

Os resultados apresentados na Figura 4.25 com amostras inundadas mostram uma redução considerável da resistência por coesão quando comparado com as amostras ensaiadas na condição de umidade natural, o que representa a perda da coesão aparente nas amostras inundadas, chegando a valores médios da coesão abaixo de 15 kPa. Já o ângulo de atrito reduz para valores próximos de areia compacta (média de 30°).

4.4. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Apresentam-se nas Figuras 4.26 a 4.31 os resultados obtidos nos três ensaios de compressão simples realizados nas amostras indeformadas na condição de umidade natural. Ressalta-se que foi possível a realização deste ensaio apenas em três das cinco amostras, conforme apresentado no Quadro 3.2.

Figura 4.26 – Tensão *versus* deformação (cota 0,0 a 0,5 m) para o ensaio de compressão simples

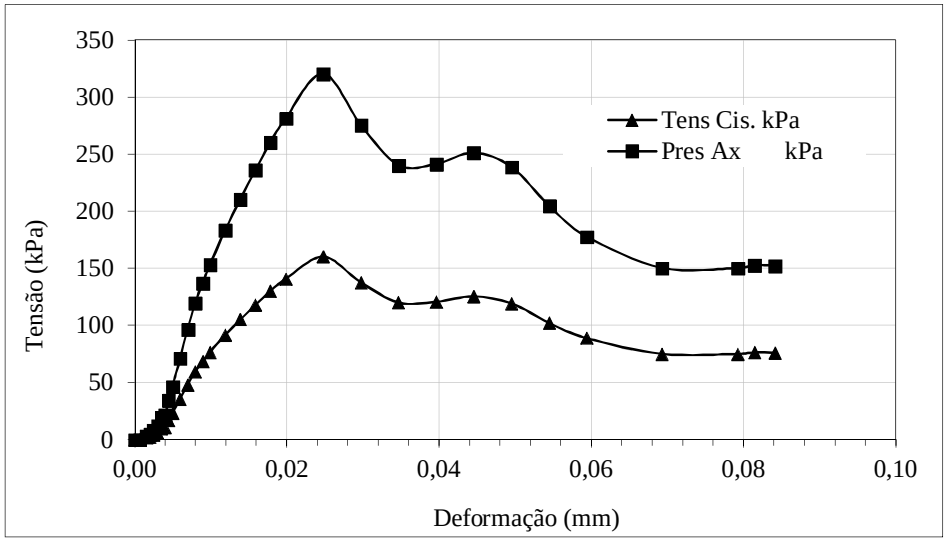


Figura 4.27 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 0,0 a 0,5 m)

Figura 4.28 – Tensão *versus* deformação (cota 1,5 a 2,0 m) para o ensaio de compressão simples

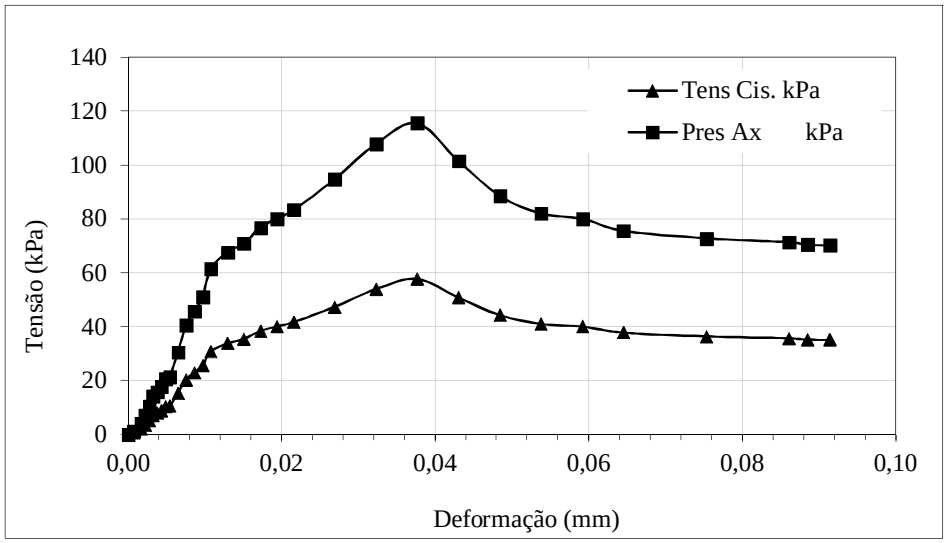


Figura 4.29 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 1,5 a 2,0 m)

Figura 4.30 – Tensão *versus* deformação (cota 2,0 a 2,5 m)

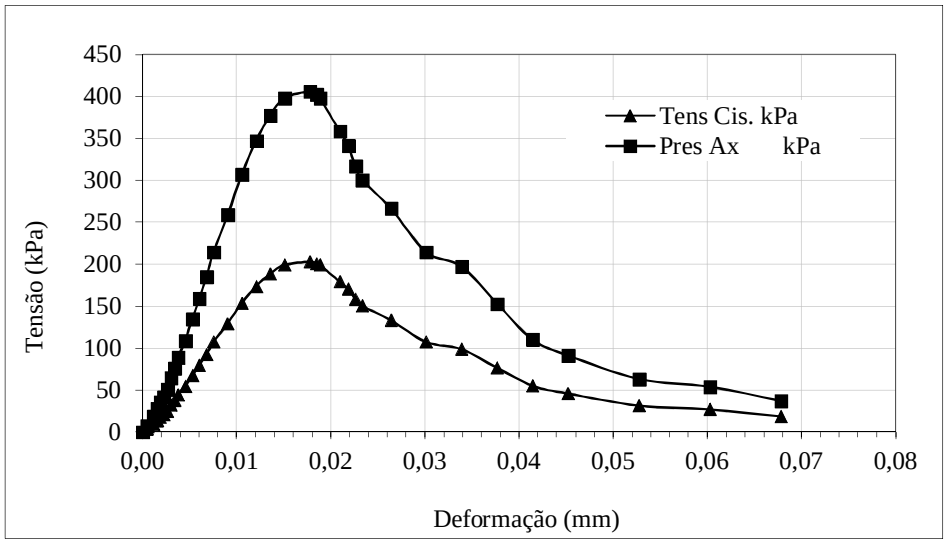


Figura 4.31 – Imagem do corpo de prova após a ruptura (cota 2,0 a 2,5 m)

A Tabela 4.7 apresenta resumidamente os parâmetros medidos pelo ensaio de compressão simples nas amostras indeformadas.

Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros encontrados no ensaio de compressão simples

Cota (m)	***Parâmetros medidos***					
	Pressão axial máxima (kPa)	Classificação*	Tensão cisalhante máxima (kPa)	Módulo de deformabilidade (MPa)	Umidade inicial (%)	Umidade final (%)
0,0 à 0,5	320,52	muito denso	160,26	22,79	11,6	8
0,5 à 1,0	-		-	-		-
1,0 à 1,5	-		-	-		-
1,5 a 2,0	115,49	denso	57,75	7,19	11,6	9,8
2,0 à 2,5	406,19	muito denso	203,10	33,18	16,4	16,4

Nota: Módulo de deformabilidade foi determinado pelo trecho linear do gráfico tensão *versus* deformação; *Classificação: Terzaghi e Peck 1967

Da cota de 0,0 a 0,5 m para a cota de 1,5 a 2,0 m houve uma redução da resistência a compressão e redução da rigidez com a profundidade (redução do módulo de deformação).

Já da cota de 1,5 a 2,0 m para a cota 2,0 a 2,5 m houve aumento de resistência a compressão simples e aumento da rigidez com a profundidade (aumento do módulo de deformação). Esta redução e depois aumento pode estar relacionado com o aumento da tensão confinante, e o aumento da resistência a penetração que também foi observada nos ensaios PANDA entre as cotas de 2,0 a 2,5 m (Figura 4.7).

4.5. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA (CCSA)

Para obtenção das curvas características solo água do perfil estudado utilizou-se o método do papel filtro, WP4C e Tempe Cell.

4.5.1. Técnica do Papel Filtro

As Figuras 4.32 e 4.33 apresentam os gráficos sucção (kPa) *versus* teor de umidade (%) e sucção (kPa) *versus* grau de saturação (%) respectivamente, obtidos com as trajetórias de secagem e molhagem, tanto para sucção matricial como para sucção total, para a cota de 0,0 à 0,5 m.

Figura 4.32 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 0,0 à 0,5 m)

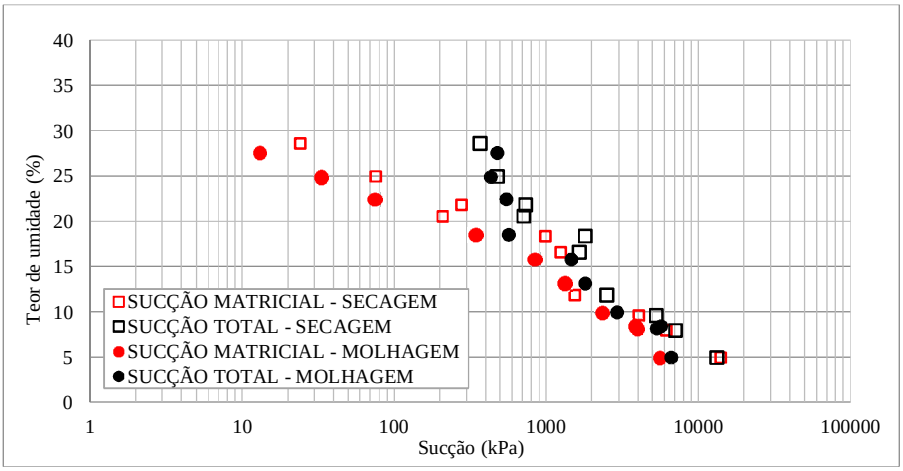
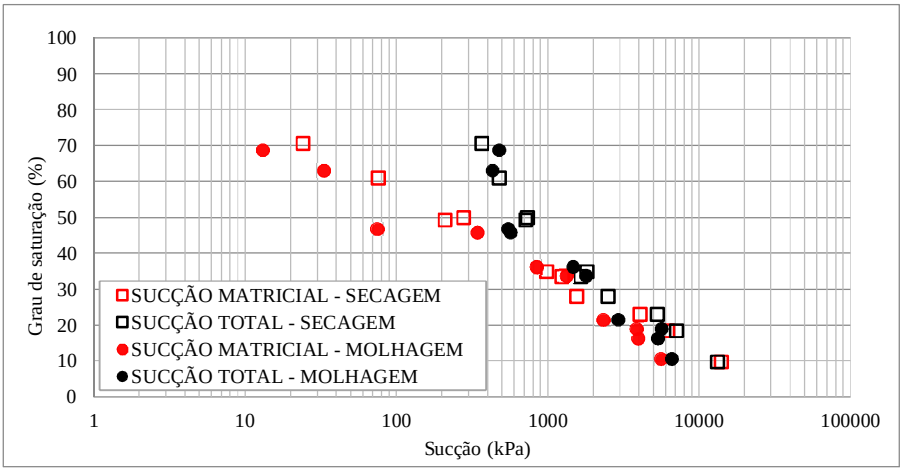


Figura 4.33 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 0,0 à 0,5 m)



Na Figura 4.32 (sucção *versus* teor de umidade) observa-se uma tendência de afastamento dos pontos de sucção total em relação a sucção matricial a partir de uma certa umidade (acima de 20%). Nota-se que a sucção total (sucção matricial + sucção osmótica) começa a sofrer o efeito da parcela da sucção osmótica que tende a querer manter o valor da sucção matricial para determinados valores de umidade. Isso pode estar relacionado com a estrutura do solo onde observou-se nesta cota uma grande variação nos resultados de q_d apresentados pelo PANDA.

As Figuras 4.34 e 4.35 apresentam os resultados obtidos (sucção *versus* teor de umidade e sucção *versus* grau de saturação, respectivamente) e mostram que as curvas praticamente coincidem, não apresentando comportamento de histerese da curva para esta profundidade.

Figura 4.34 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,0 à 0,5 m)

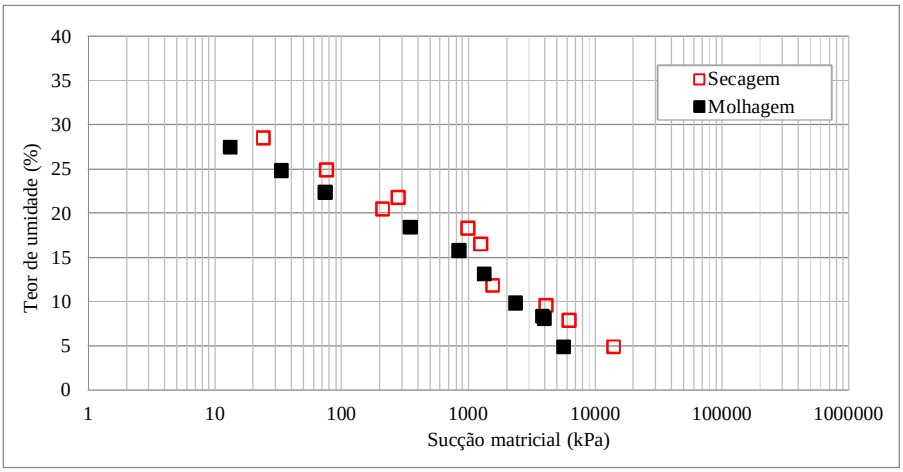
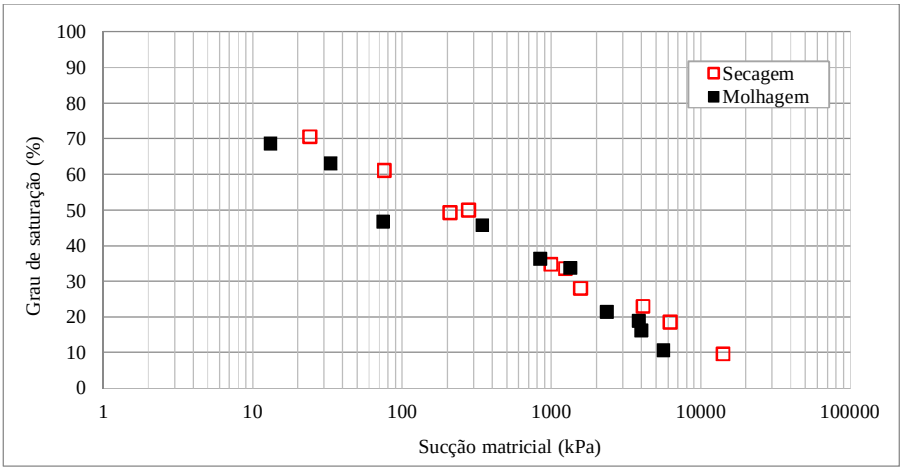


Figura 4.35 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,0 à 0,5 m)



Os resultados das cotas 0,5 à 1,0 m, 1,0 à 1,5 m e 1,5 à 2,0 m apresentam a mesma tendência da cota de 0,0 à 0,5 m, e os resultados estão apresentados no Apêndice D.

As Figuras 4.36 e 4.37 apresentam os gráficos sucção (kPa) *versus* teor de umidade (%) e sucção (kPa) *versus* grau de saturação (%) respectivamente, obtidos nas trajetórias de molhagem e secagem, tanto para sucção matricial como para sucção total, para a cota de 2,0 à 2,5 m.

Figura 4.36 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 2,0 à 2,5 m)

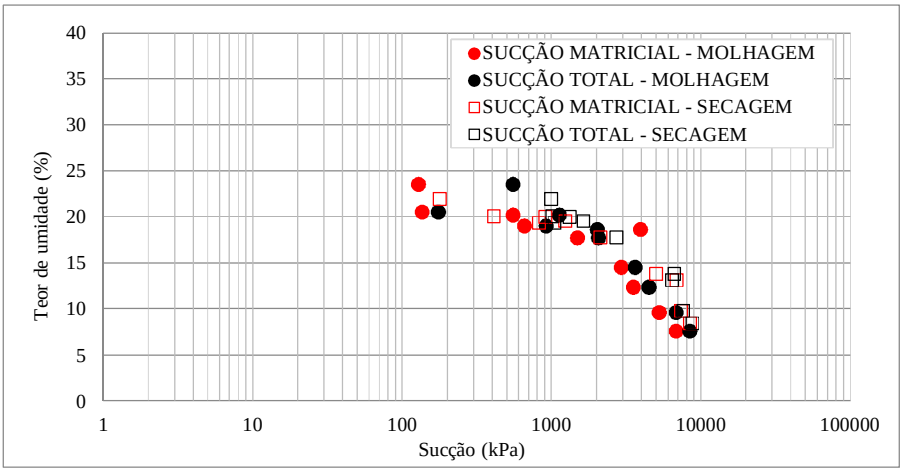
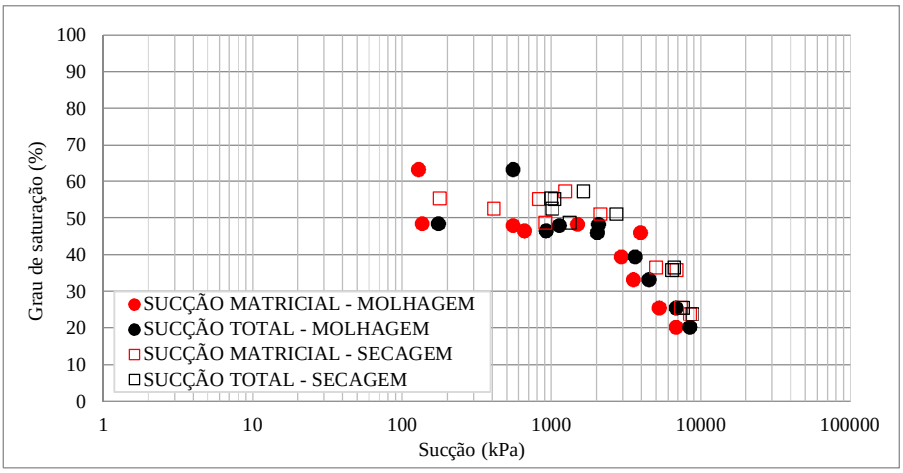


Figura 4.37 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 2,0 à 2,5 m)



As Figuras 4.38 e 4.39 apresentam os resultados obtidos (sucção matricial *versus* teor de umidade e sucção matricial *versus* grau de saturação, respectivamente) nas trajetórias de molhagem e secagem para prever a histerese da curva, onde pode-se observar que as curvas coincidem, não apresentando comportamento de histerese para esta profundidade.

Figura 4.38 – Trajetória de secagem e molhagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 2,0 à 2,5 m)

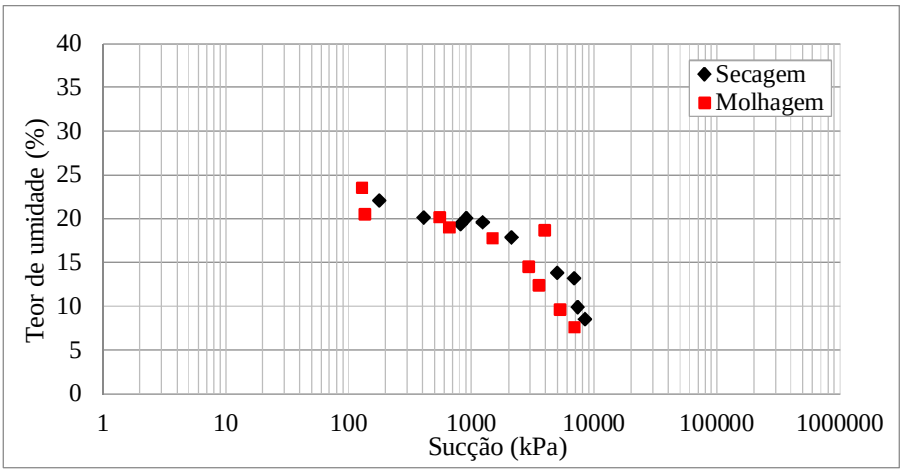
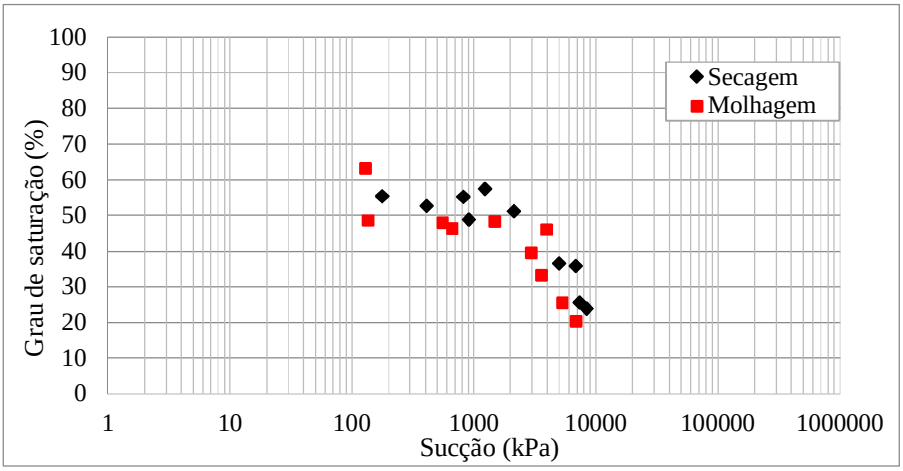


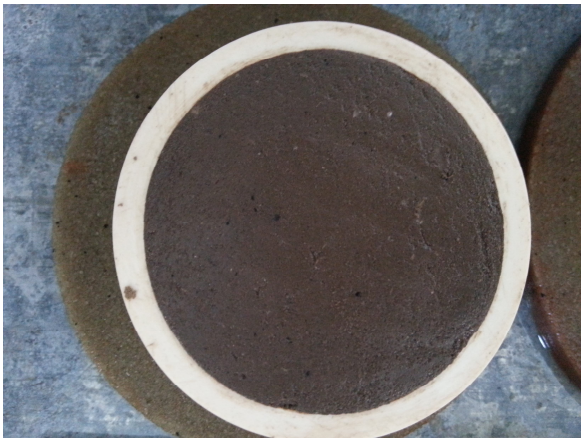
Figura 4.39 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 2,0 à 2,5 m)



Na cota de 2,0 à 2,5 m não se observa a tendência de afastamento da sucção total em relação a matricial. Isso pode ser observado pelo ensaio PANDA que a partir de 2,0 m o perfil tende a apresentar resultados de q_d muito parecidos para ambos os ensaios realizados.

Para tentar melhorar o contato entre o papel filtro e a superfície das amostras, realizou-se um trabalho em paralelo a pesquisa, onde moldaram-se novos corpos de prova com amostras do bloco 01 (cota 0,0 à 0,5 m) e fez-se uma pasta deste mesmo solo aplicando sobre as superfícies do corpo de prova com o auxílio de uma espátula longa (ver Figura 4.41), seguindo as arestas do molde. Após esta etapa, os corpos de prova foram colocados nas umidades de interesse e em seguida deixado equilibrar por dois dias, para em seguida adicionar o papel filtro para a medição da sucção, embalar e começar a contar os dias de equilíbrio.

Figura 4.40 – Corpo de prova com a superfície alisada (cota 0,0 à 0,5 m)



A Tabela 4.8 apresenta os índices físicos das amostras moldadas para a profundidade de 0,0 à 0,5 m.

Tabela 4.8 – Resumo dos índices físicos das amostras ensaiadas

N° molde	***Parâmetros medidos***					
	γn (kN/m³)	***eo***	***So (%)***	***S_f (%)***	***Ψ matricial (kPa)***	***Ψ total (kPa)***
21	13,0	***1,06***	***22,71***	57,59	215	822
22	12,0	1,23	19,71	46,23	194	374
23	12,9	1,07	23,39	46,88	812	1550
24	13,0	1,05	23,99	43,15	841	1119
26	12,7	1,10	22,39	36,51	1404	1746

Os resultados encontrados para os novos corpos de prova com a superfície alisada, não mostrou-se totalmente conclusivos, devido uma dispersão dos resultados. As Figuras 4.41 e 4.42 apresentam os resultados encontrados em termos de teor de umidade e grau de saturação, respectivamente.

Na Figura 4.41 os pontos mais acima mostram um nível de dispersão que provavelmente poderá ser atribuído à presença de pequenos canalículos. Observa-se que para a mesma sucção (por exemplo: 200 kPa) tem-se dois valores de umidade diferentes (18% e 23%), outra situação parecida é para sucção em torno de 800 kPa, onde também tem-se dois valores de umidades diferentes (17% e 23%).

Figura 4.41 – Trajetória de secagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (superfície alisada – cota 0,0 à 0,5 m)

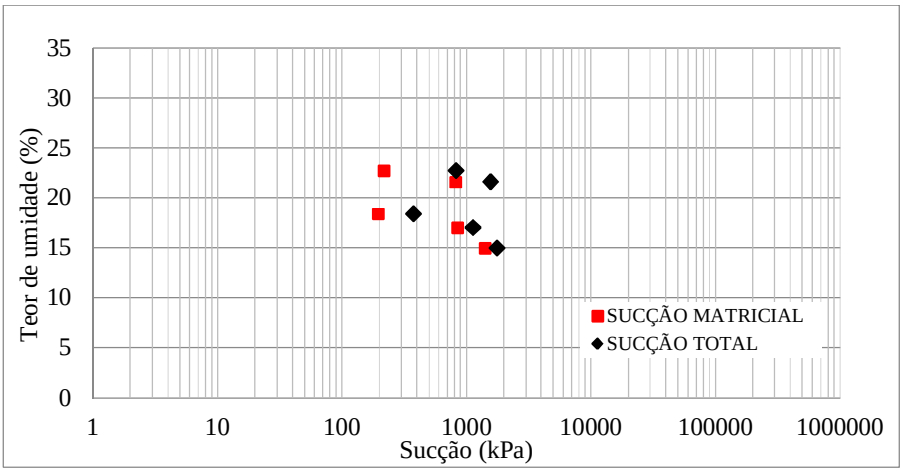
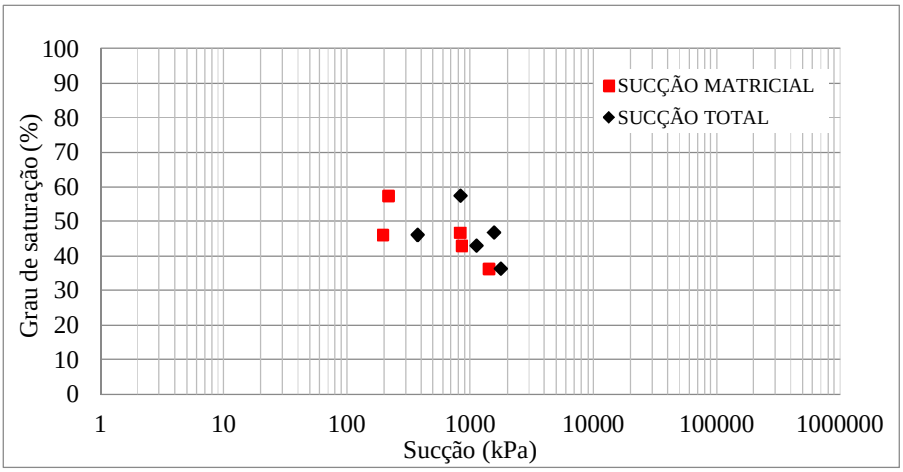


Figura 4.42 – Trajetória de secagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (superfície alisada – cota 0,0 à 0,5 m)



Analisando os índices de vazios de cada amostra (Tabela 4.8), espera-se que os pontos mais acima sejam os de índices de vazios maiores, por isso que estão mais afastados dos demais, porém não é isso que acontece, estes CP não apresentam os índices de vazios maiores conforme Tabela 4.8, e sim os menores em relação aos outros CP's.

4.5.2. WP4C

O procedimento utilizando o equipamento WP4C foi conforme relatado no Capítulo 3. Ressalta-se que o equipamento é utilizado para obtenção da sucção total do solo e tem um limite

de sucção, seu alcance vai de -0,1 a -300 MPa (DECAGON DEVICE, 2010), sendo que de 0 a 100 kPa tem-se leituras com baixa precisão sendo recomendável usá-lo apenas acima de 100 kPa.

A Figura 4.43 e 4.44 apresenta os resultados obtidos no ensaio do WP4C para a cota 0,0 à 0,5 m.

Figura 4.43 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 0,0 à 0,5 m)

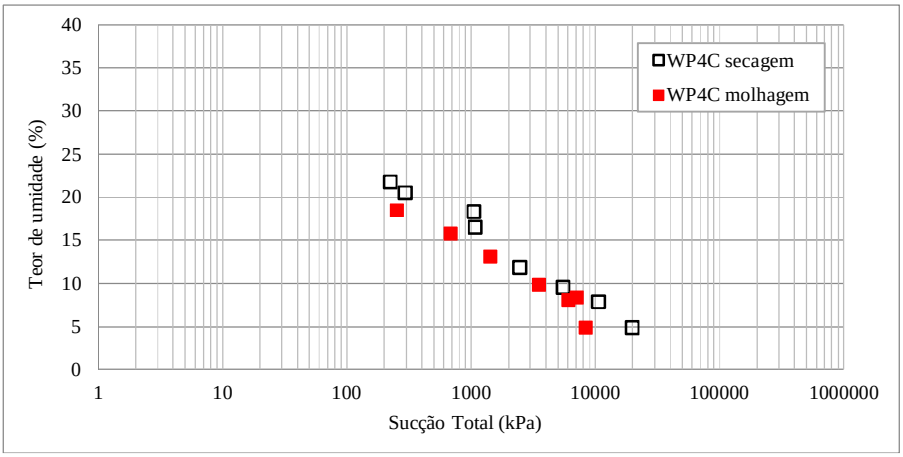
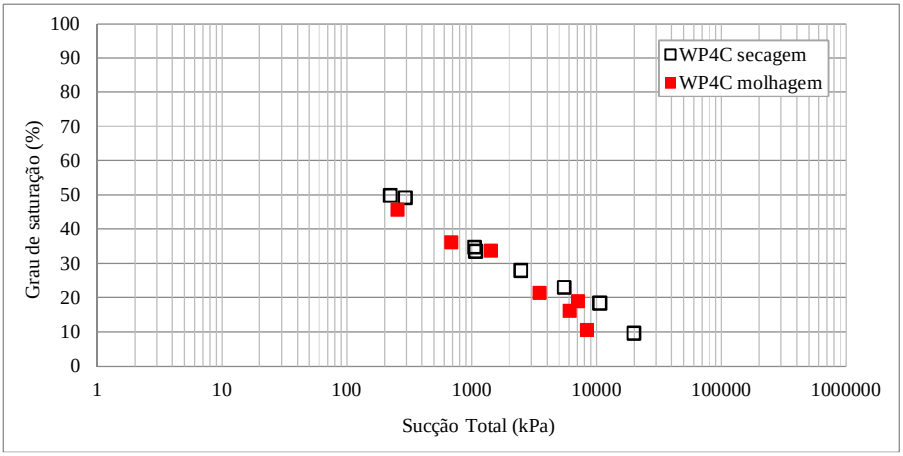


Figura 4.44 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 0,0 à 0,5 m)



Analisando as Figuras 4.44 e 4.45 se observa que esta profundidade (0,0 à 0,5 m) não apresentou comportamento de histerese, confirmando os resultados apresentados pela técnica do papel filtro.

Quando a técnica do papel filtro e o WP4C são comparados se obtêm os resultados apresentados na Figura 4.45 e 4.46 (sucção *versus* teor de umidade e sucção *versus* grau de saturação, respectivamente), o que mostra boa concordância entre os resultados.

Figura 4.45 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 0,0 à 0,5 m)

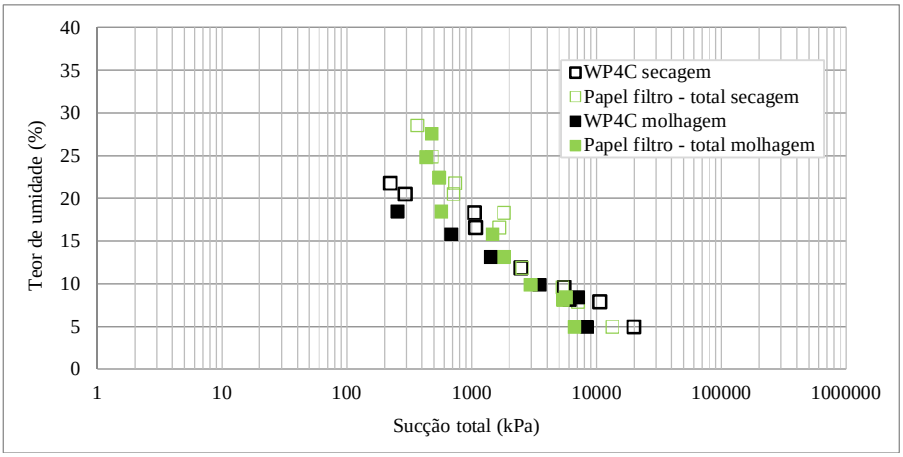
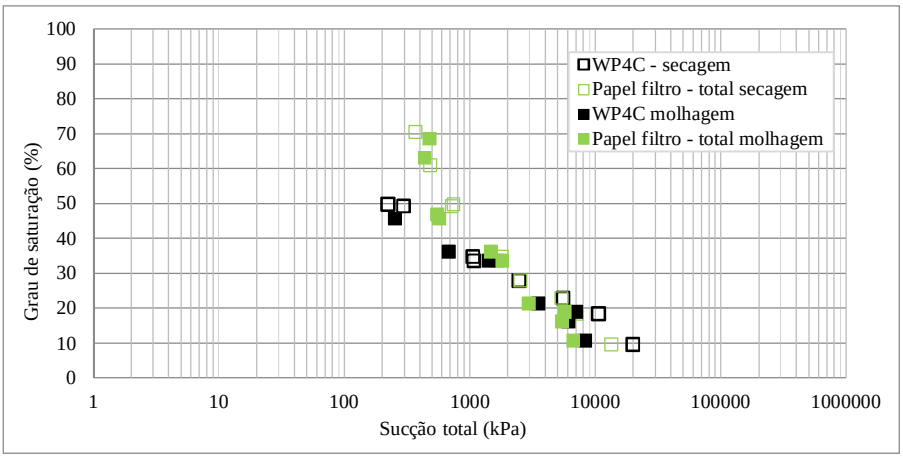


Figura 4.46 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 0,0 à 0,5 m)



Os resultados da cota 0,5 à 1,0 m, apresentam a mesma tendência da cota de 0,0 à 0,5 m, e os resultados estão apresentados no Apêndice F.

A Figura 4.47 e 4.48 apresenta os resultados obtidos no ensaio do WP4C para a cota 1,0 à 1,5 m.

Figura 4.47 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 1,0 à 1,5 m)

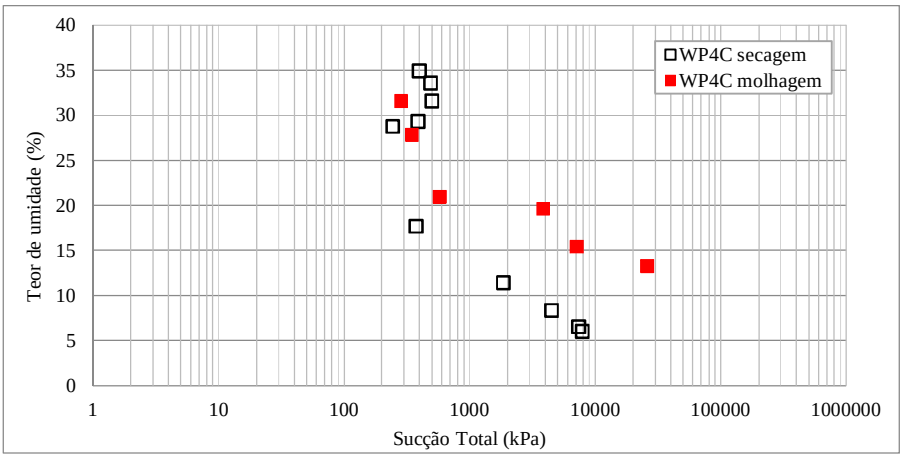
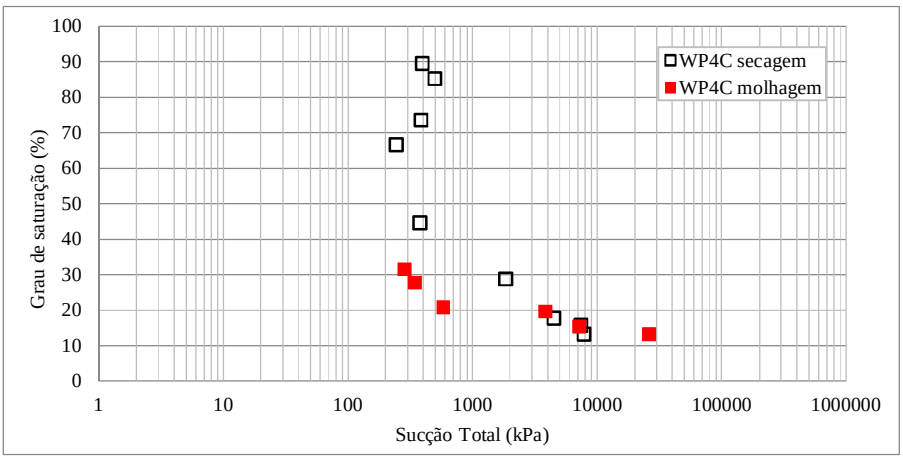


Figura 4.48– Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 1,0 à 1,5 m)



Analisando as Figuras 4.47 e 4.48 se observa que nesta profundidade (1,0 à 1,5 m) existe uma grande dispersão dos resultados, o que pode ser devido a variação da porosidade, porém quando observado sucção *versus* grau de saturação a dispersão praticamente desaparece, o que significa que assim é uma forma de uniformizar essa heterogeneidade em relação a distribuição dos poros das amostras.

Ainda em relação ao comportamento de histerese, observa-se que a curva não apresenta tal comportamento, confirmando os resultados apresentados pela técnica do papel filtro.

Quando a técnica do papel filtro e o WP4C são comparados obtêm-se os resultados apresentados na Figura 4.49 e 4.50 (sucção *versus* teor de umidade e sucção *versus* grau de saturação, respectivamente), o que mostra boa concordância entre os resultados, inclusive pode-se

observar que o WP4C apresentou resultados próximos com os resultados do papel filtro, confirmando uma boa sensibilidade entre os dois métodos.

Figura 4.49 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 1,0 à 1,5 m)

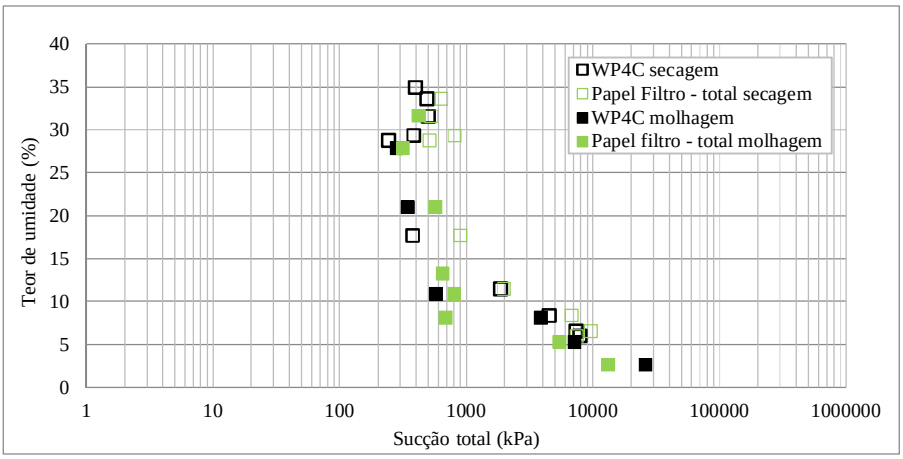
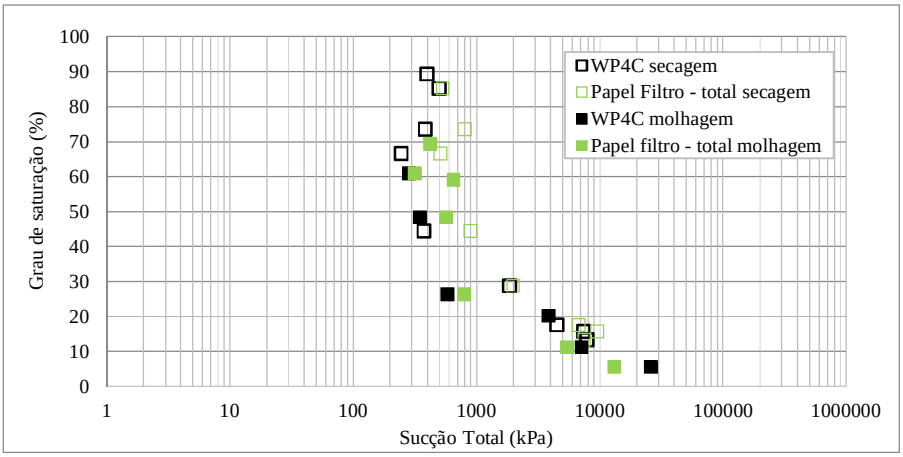


Figura 4.50 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 1,0 à 1,5 m)



Os resultados das cotas 1,5 à 2,0 m, apresentam a mesma tendência da cota de 0,0 à 0,5 m, e os resultados estão apresentados no Apêndice E.

A Figura 4.51 e 4.52 apresenta os resultados obtidos no ensaio do WP4C para a cota 2,0 à 2,5 m.

Figura 4.51 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 2,0 à 2,5 m)

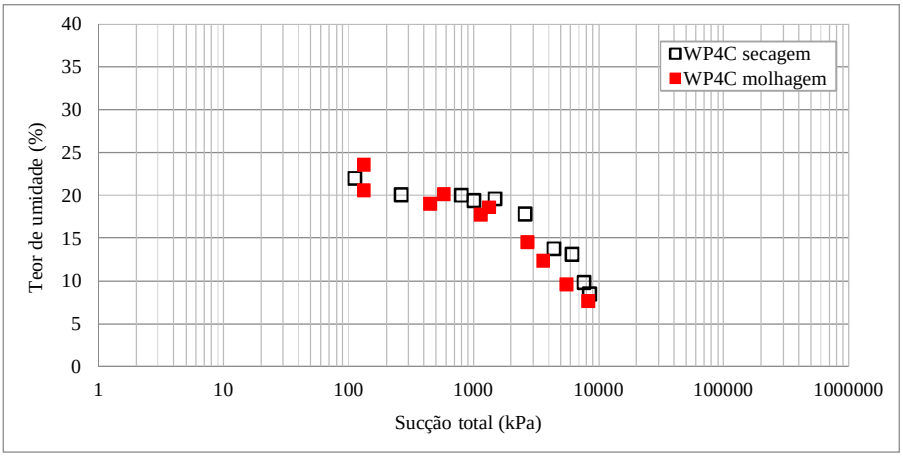
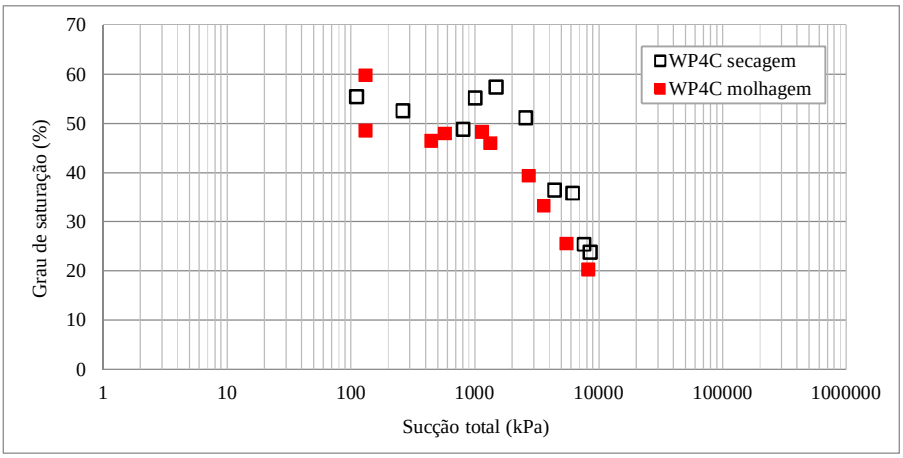


Figura 4.52 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 2,0 à 2,5 m)



Analisando as Figuras 4.51 e 4.52 se observa que essa profundidade (2,0 à 2,5 m) não apresentou comportamento de histerese, confirmando os resultados apresentados pela técnica do papel filtro.

Quando compara-se a técnica do papel filtro com o WP4C obtêm-se os resultados apresentados na Figura 4.53 e 4.54 (sucção *versus* teor de umidade e sucção *versus* grau de saturação, respectivamente), o que mostra boa concordância entre os resultados, inclusive pode-se observar que o WP4C apresentou uma sensibilidade com a sucção total da técnica do papel filtro, mostrando-se uma técnica eficiente e confiável.

Figura 4.53 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 2,0 à 2,5 m)

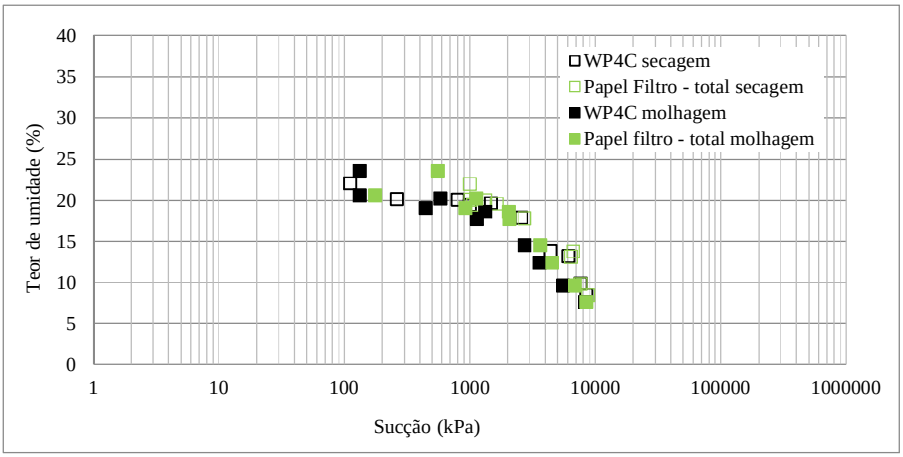
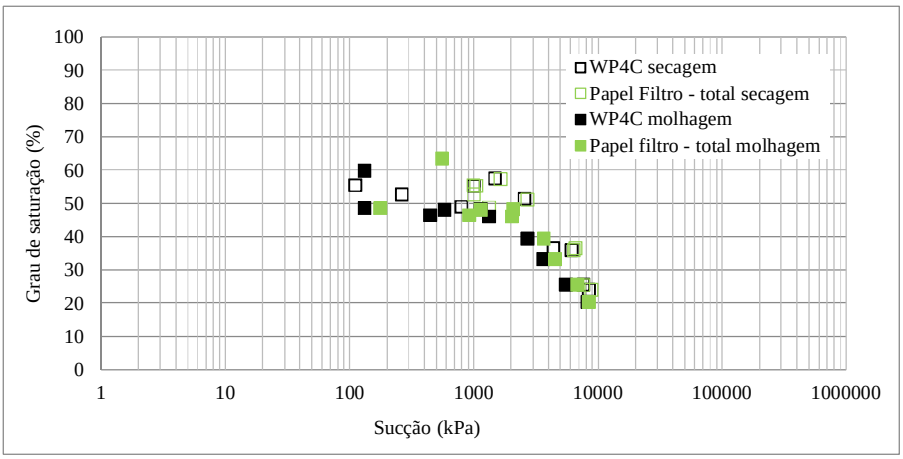


Figura 4.54 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 2,0 a 2,5 m)



Após todas as análises dos dados de comparação entre as técnicas do papel filtro e o WP4C pode-se concluir que os resultados apresentam uma boa congruência e o seu uso mostra-se uma técnica confiável para obtenção de pontos da CCSA.

4.5.3. Tempe Cell

O procedimento utilizando a técnica de translação de eixos foi realizado conforme relatado no Capítulo 3. É importante lembrar que esta técnica de translação de eixos na Tempe Cell utilizada

tem resultados confiáveis nas faixas de sucção de 0 a 100 kPa, devido ao limite de pressão máxima da cerâmica de alto valor de entrada de ar (AVEA).

As Figuras 4.55 e 4.56 apresentam os resultados obtidos no ensaio Tempe Cell (teor de umidade *versus* sucção matricial e grau de saturação *versus* sucção matricial, respectivamente) para a cota 0,0 à 0,5 m. Como as demais cotas se apresentaram com o mesmo comportamento e os resultados estão apresentados no Apêndice G.

Figura 4.55 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,0 à 0,5 m)

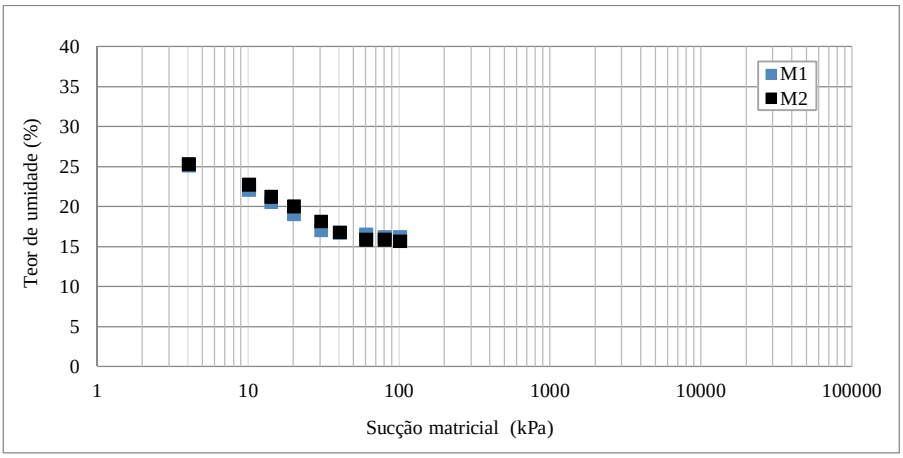
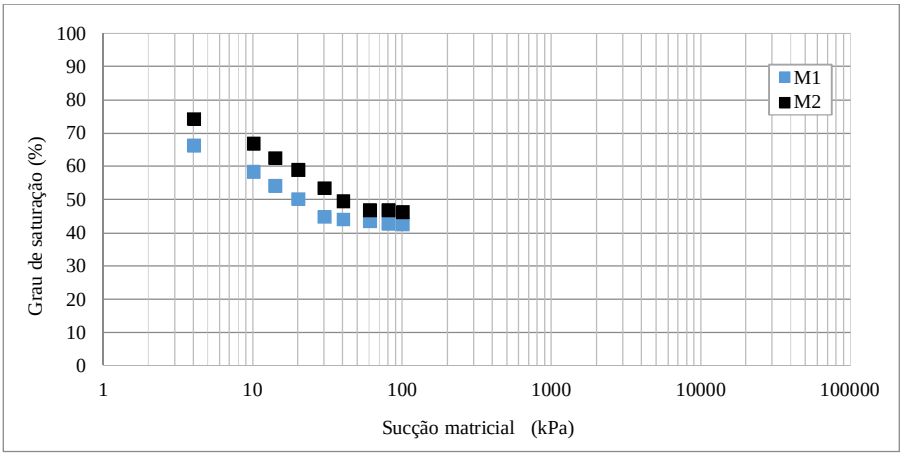


Figura 4.56 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,0 à 0,5 m)



A Tabela 4.9 apresenta um resumo dos índices físicos das amostras utilizadas para os ensaios do Tempe Cell.

Observa-se na Tabela 4.9 uma grande variabilidade entre as amostras ensaiadas, pois apesar de cada par de amostras ser do mesmo bloco e retiradas uma ao lado da outra, apresentam índices

físicos diferentes. Isso justifica a diferença dos dados encontrados entre as amostras do mesmo bloco nos ensaios de Tempe Cell. Mesmo assim, é um ensaio que fornece dados precisos e confiáveis, pois utiliza uma única amostra para obtenção da CCSA, e não há variação de índices físicos durante o ensaio, como por exemplo no papel filtro, que utiliza uma amostra para cada teor de umidade desejado.

Tabela 4.9 – Resumo dos índices físicos das amostras do Tempe Cell

Cota (m)	***Parâmetros medidos***			
	Nº do CP	**γn (kN/m³)**	**e_0**	**S_{r0} * (%)**
0,0 à 0,5	M1	1,33	1,01	24,09
	M2	1,40	0,91	26,87
0,5 à 1,0	M3	1,34	0,99	18,49
	M4	1,42	0,88	21,11
1,0 à 1,5	M5	1,40	0,96	15,67
	M6	1,44	0,91	12,99
1,5 a 2,0	M7	1,53	0,74	30,35
	M8	1,48	0,80	28,18
2,0 à 2,5	M9	1,46	0,81	47,78
	M10	1,42	0,86	45,62

Nota: * Sr_0: Grau de saturação do corpo de prova inicial, logo após a moldagem

4.5.4. Construção da CCSA

Os dados experimentais foram obtidos tanto por molhagem quanto por secagem, com medidas de sucção matricial em alguns casos e total em outros. Através dos resultados obtidos não foi identificado o comportamento de histerese da curva, assumindo assim uma trajetória única tanto na molhagem quanto na secagem. Para elaboração das CCSA foram utilizados apenas os dados obtidos pelas curvas de secagem, que corresponde a condição de realização dos ensaios de campo, e usados os resultados dos 3 métodos nas faixas de confiabilidade de cada um (Papel filtro, WP4C e Tempe Cell) e o modelo de ajuste proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Ao traçar as curvas (Figuras 4.57 a 4.61), observa-se o comportamento bimodal em todas as profundidades. O que rege este tipo de curva é a distribuição dos poros, sendo o primeiro valor de entrada de ar comandado pelos macroporos e o segundo valor de entrada de ar pelos microporos, conforme mostrado nos resultados das curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante, onde foi encontrado uma agregação das partículas finas de argila e silte na areia.

Figura 4.57 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 0,0 à 0,5 m (Bloco I)

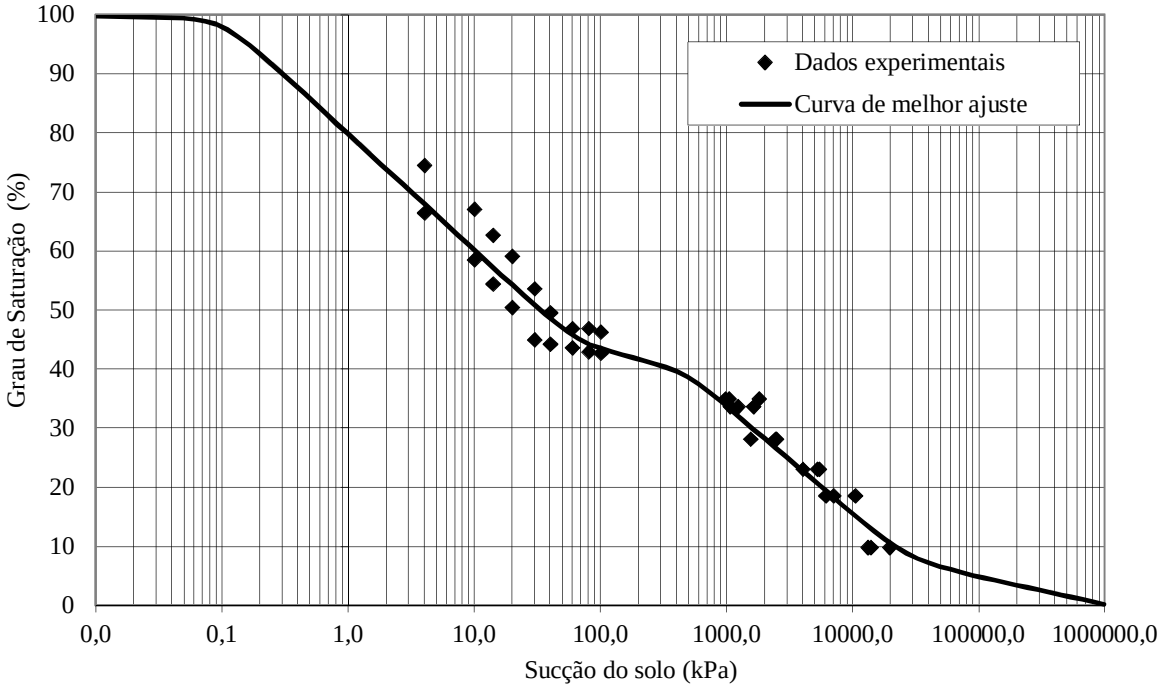


Figura 4.58 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 0,5 à 1,0 m (Bloco II)

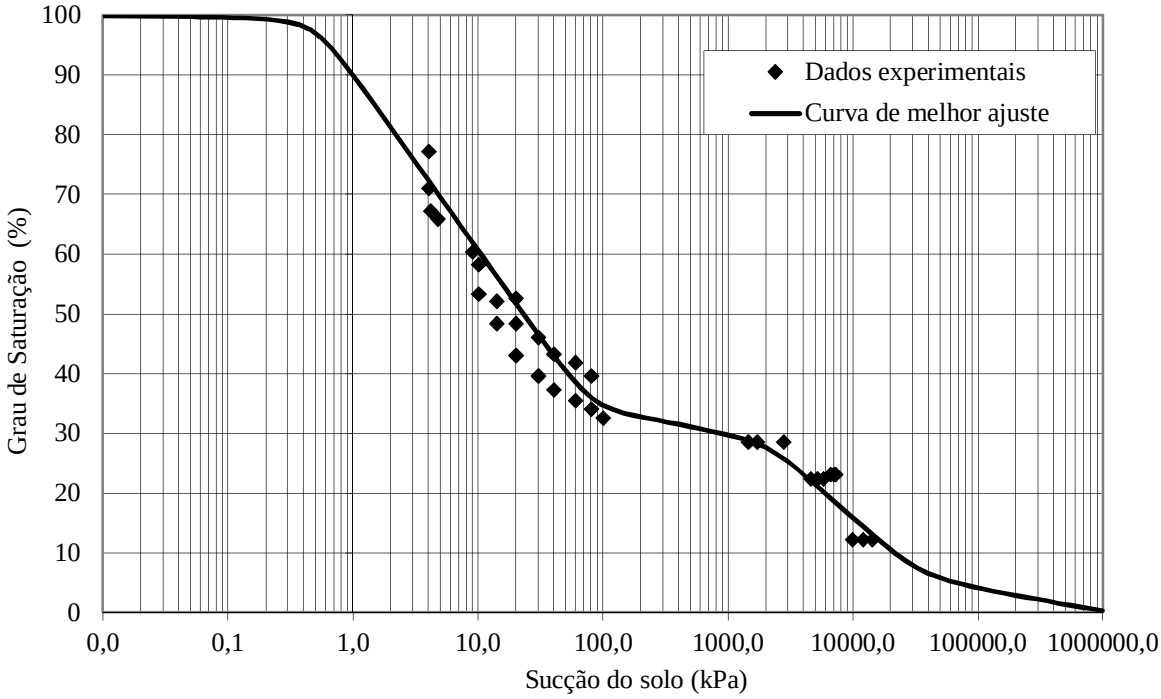


Figura 4.59 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 1,0 à 1,5 m (Bloco III)

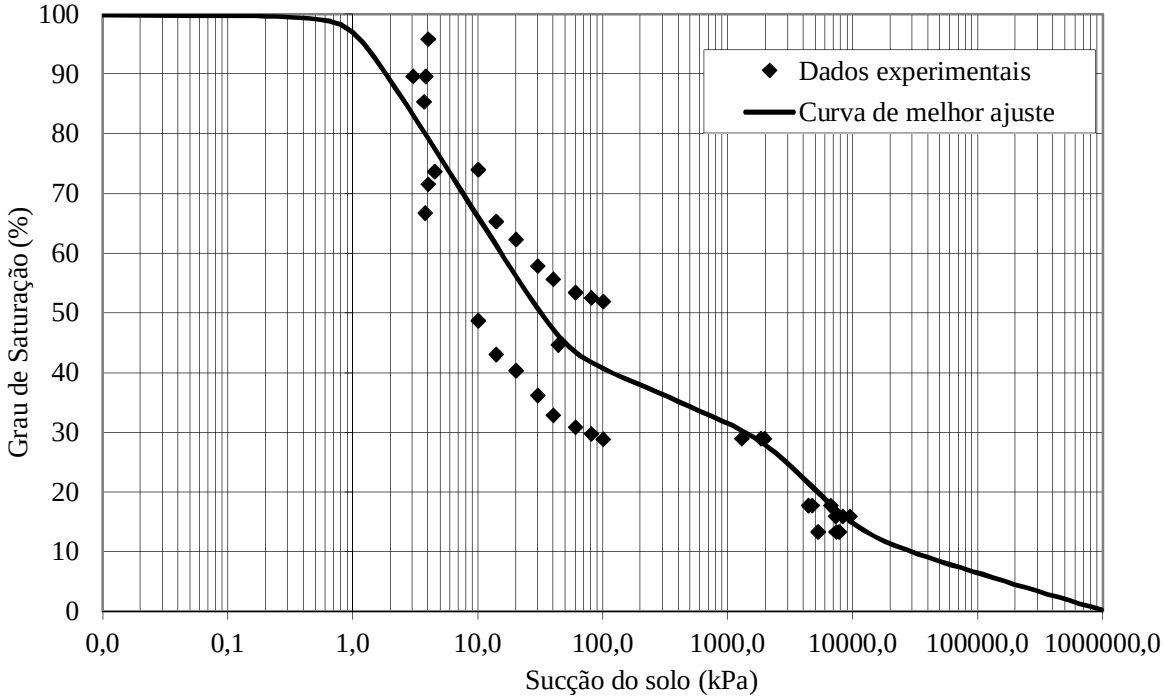


Figura 4.60 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 1,5 à 2,0 m (Bloco IV)

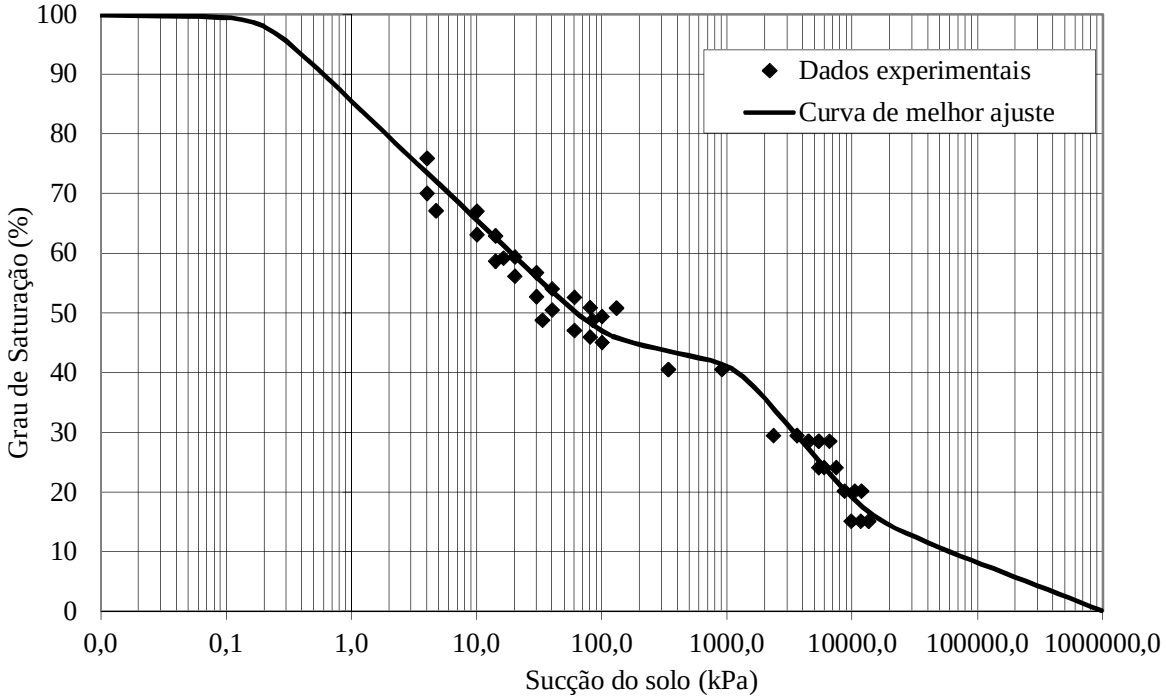
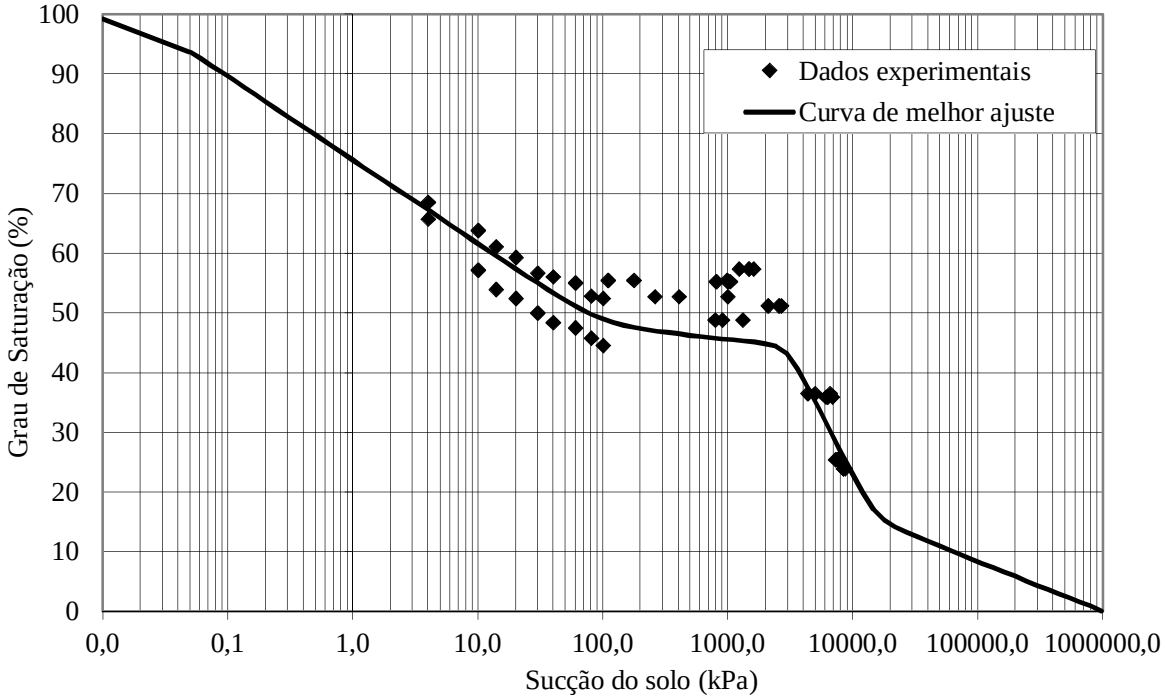


Figura 4.61 – Dados experimentais e ajuste da CCSA, cota 2,0 à 2,5 m (Bloco V)



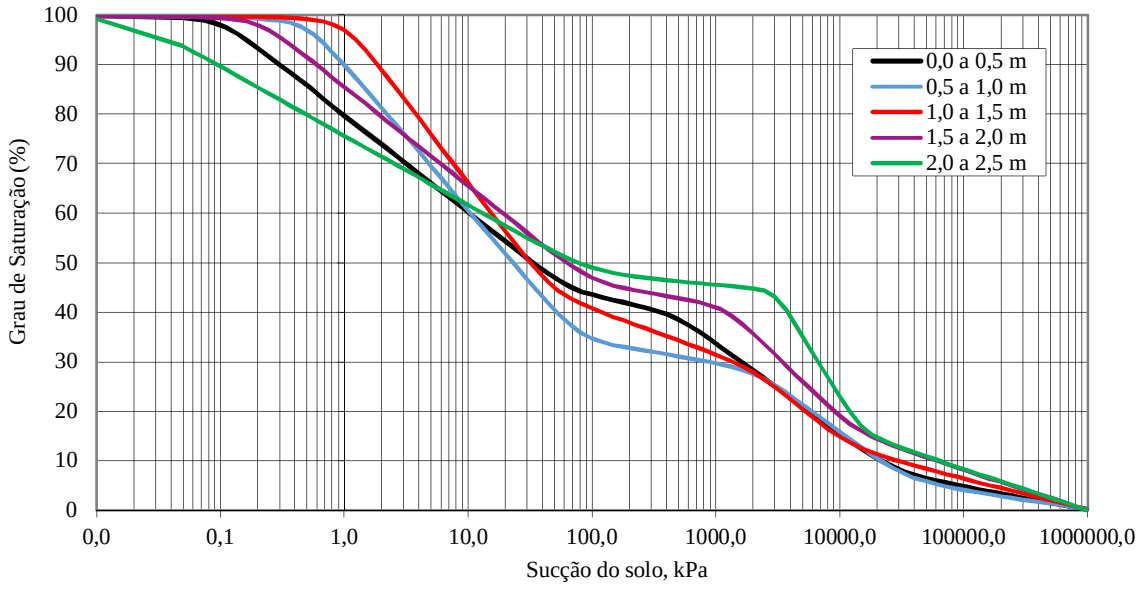
A Tabela 4.10 apresenta de forma resumida os parâmetros de ajuste da CCSA para cada profundidade ensaiada. Todas as curvas foram ajustadas seguindo modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Tabela 4.10 –Parâmetros de ajuste para o modelo Gitirana Jr. e Fredlund (2004)

Cota (m)	***Bloco***	ψ_{b1} (kPa)	ψ_{res1} (kPa)	S_{res1} (%)	ψ_{b2} (kPa)	S_b (%)	ψ_{res2} (kPa)	S_{res2} (%)	***a***
0,0 à 0,5	Bloco I	0,10	70,0	0,43	450,0	0,41	26.000,0	0,070	0,02
0,5 à 1,0	Bloco II	0,50	80,0	0,33	2.200,0	0,30	30.000,0	0,050	0,03
1,0 à 1,5	Bloco III	1,00	50,0	0,42	2.200,0	0,30	10.000,0	0,120	0,03
1,5 a 2,0	Bloco IV	0,20	100,0	0,45	1.200,0	0,42	13.000,0	0,150	0,02
2,0 à 2,5	Bloco V	0,02	100,0	0,47	3.000,0	0,45	15.000,0	0,150	0,02

A Figura 4.62 apresenta o ajuste das 5 (cinco) CCSA plotadas juntas para melhor visualização do comportamento do perfil.

Figura 4.62 – Ajuste das 5 CCSA



Na Tabela 4.10 e na Figura 4.62 se observa que os valores de entrada de ar são pequenos e correspondem a solos granulares (arenoso siltoso) e o valor aumenta da cota 0,0 para 1,5 m mostrando uma leve redução da distribuição de macro poros com a profundidade. Já para as cotas de 1,5 a 2,5 m os valores de entrada de ar continuam pequenos (solos arenosos) e sofrem uma redução, correspondente a um aumento da distribuição de macro poros com a profundidade.

O segundo valor de entrada está na ordem de 1200 a 3000 kPa para as cotas de 0,5 a 2,5 m e apenas para a cota de 0,0 a 0,5 m que está em 450 kPa, mostrando a influência menor dos micro poros para essa cota.

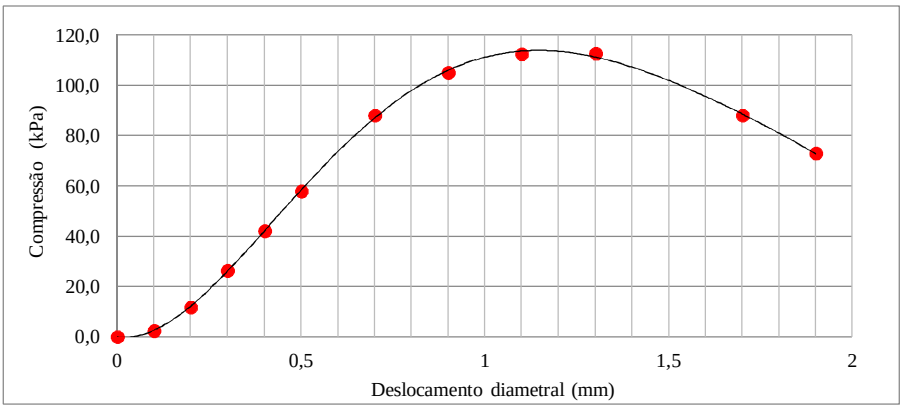
Finalmente, comparando a Figura 4.62 com o perfil de saturação em campo (Figura 4.9) pode-se identificar que a faixa de sução no solo varia de 500 a 1 kPa.

4.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios de compressão diametral foram realizados nas mesmas amostras utilizadas para determinação da sucção pelo método do papel filtro, conforme descrito no Capítulo 3. Este

ensaio permite obter trajetórias tensão *versus* deslocamento até ser atingido à ruptura, como mostra a Figura 4.63.

Figura 4.63 – Comportamento tensão *versus* deslocamento para obtenção dos valores de ruptura para cota 0,0 à 0,5 m.



Com os valores de ruptura foi calculada a resistência a tração dos corpos de prova e determinada a coesão correspondente a essa umidade (ver Figura 3.26 e equação 3.11). Os valores de sucção correspondentes a essa umidade foram obtidos da CCSA correspondente de cada amostra. As Figuras 4.64 a 4.73 apresentam os resultados obtidos no ensaio de compressão diametral e resultados obtidos pela técnica do papel filtro (coesão *versus* sucção matricial e coesão *versus* umidade, respectivamente). Alguns resultados foram excluídos por apresentarem muita dispersão no cálculo do ϕ^b.

Figura 4.64 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 0,0 a 0,5 m

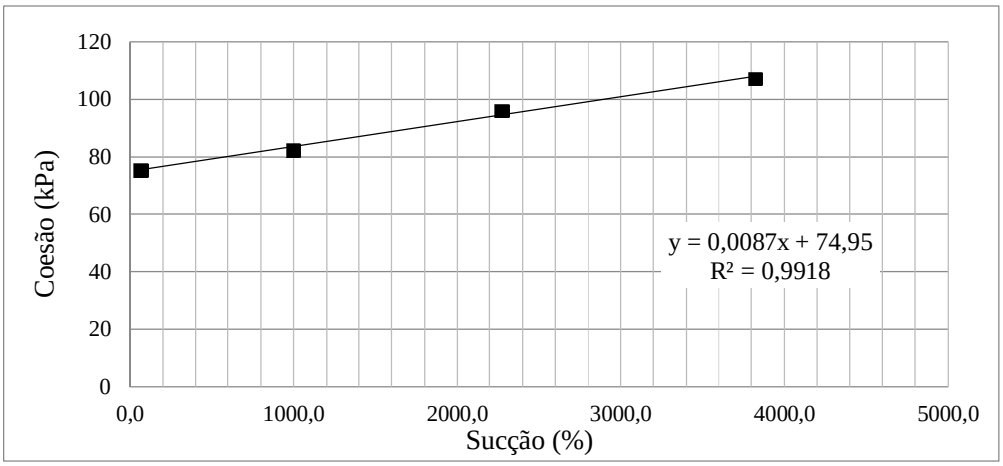


Figura 4.65 - Coesão *versus* umidade - cota 0,0 a 0,5 m

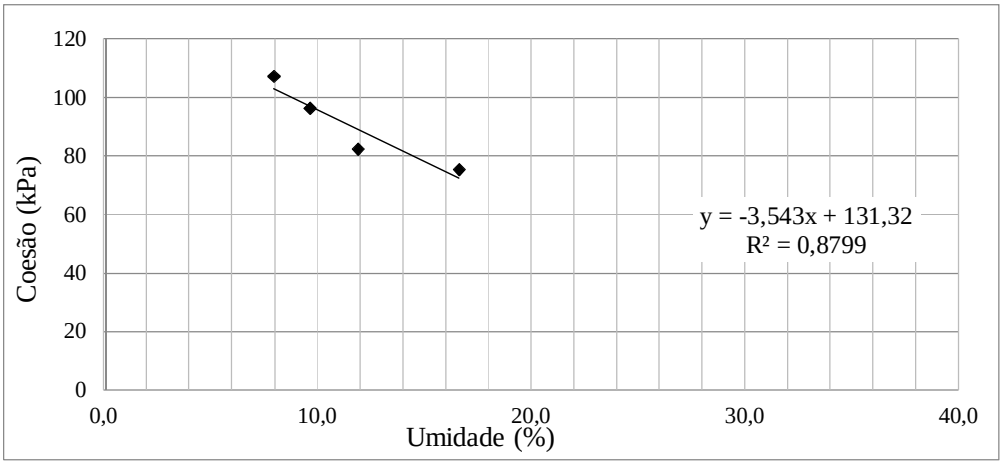


Figura 4.66 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 0,5 a 1,0 m

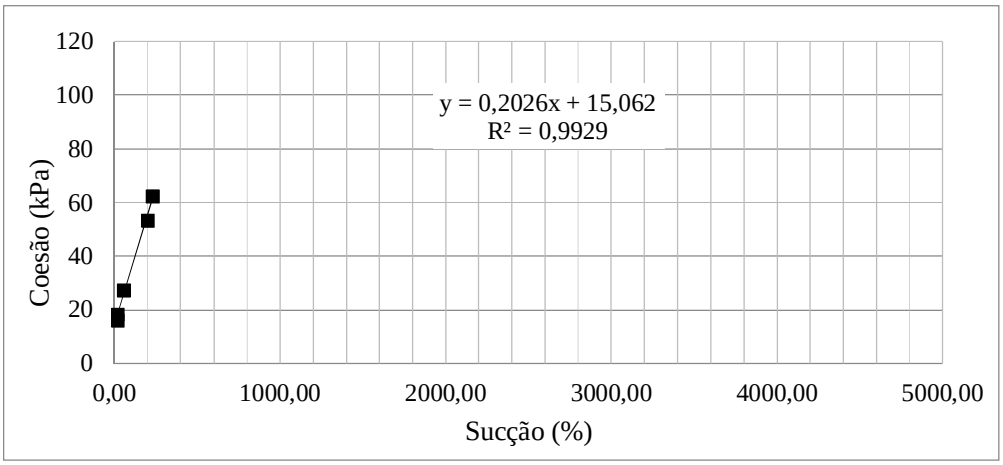


Figura 4.67 - Coesão *versus* umidade - cota 0,5 a 1,0 m

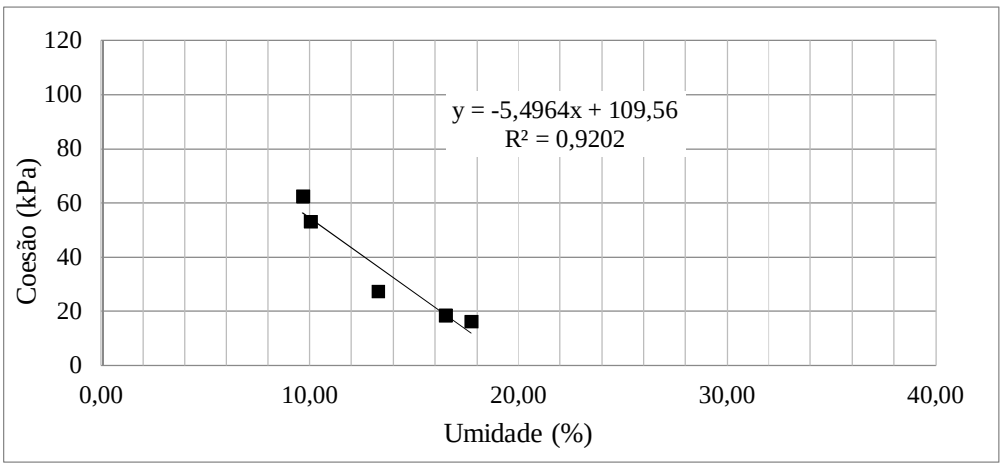


Figura 4.68 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 1,0 a 1,5 m

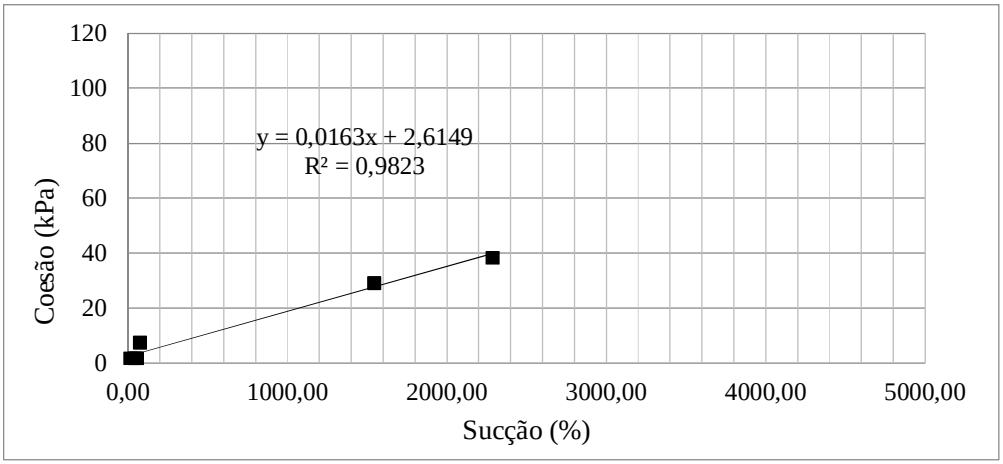


Figura 4.69 - Coesão *versus* umidade - cota 1,0 a 1,5 m

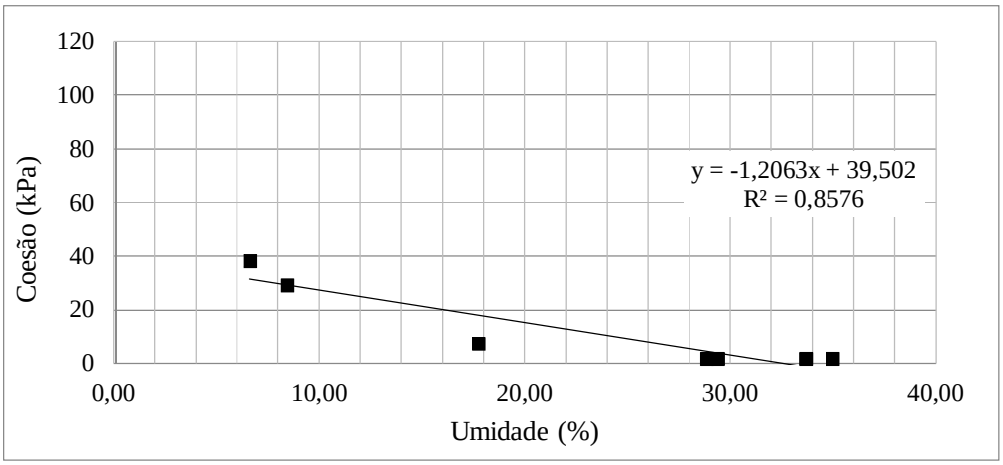


Figura 4.70 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 1,5 a 2,0 m

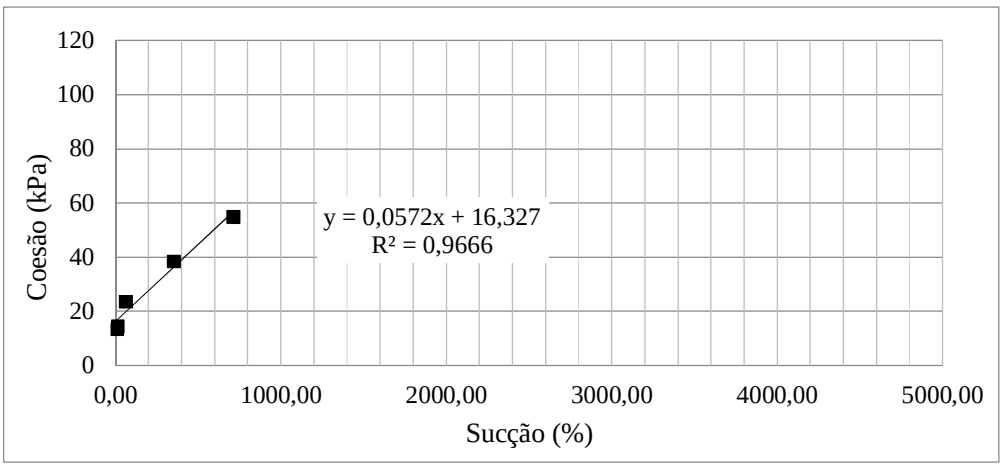


Figura 4.71 - Coesão *versus* umidade - cota 1,5 a 2,0 m

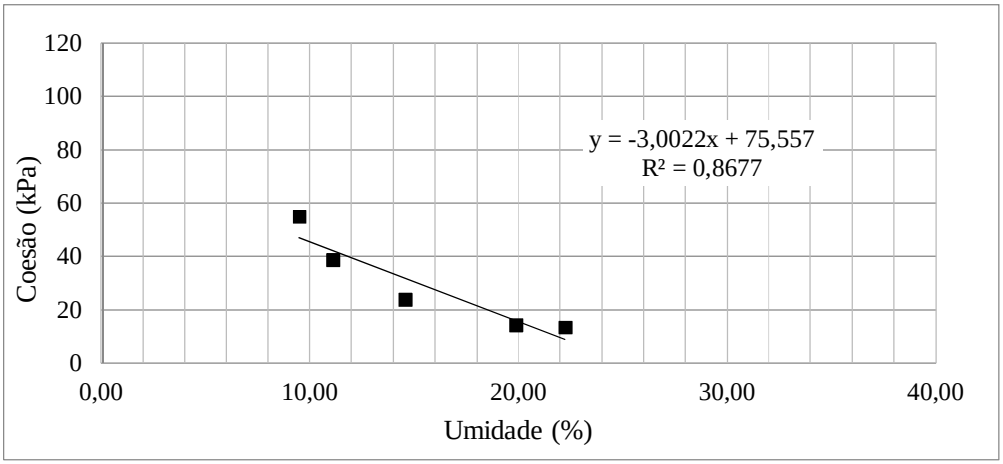


Figura 4.72 - Coesão *versus* sucção matricial - cota 2,0 a 2,5 m

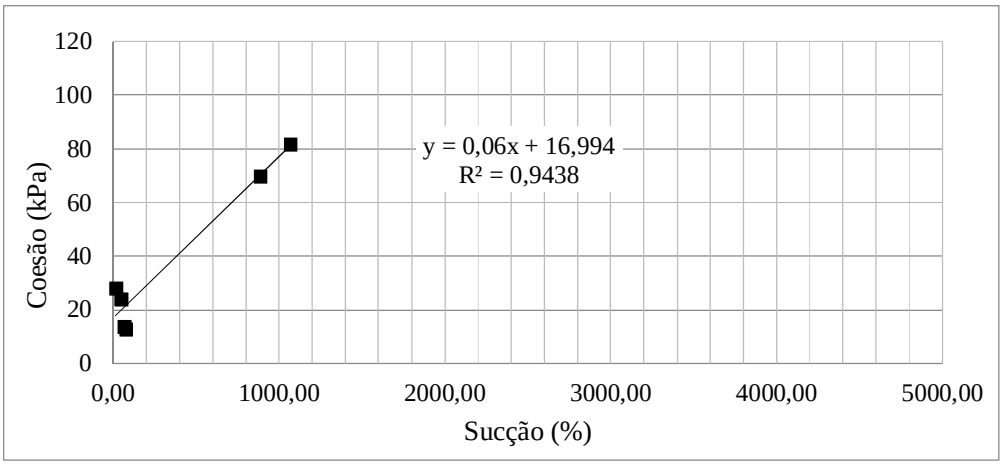
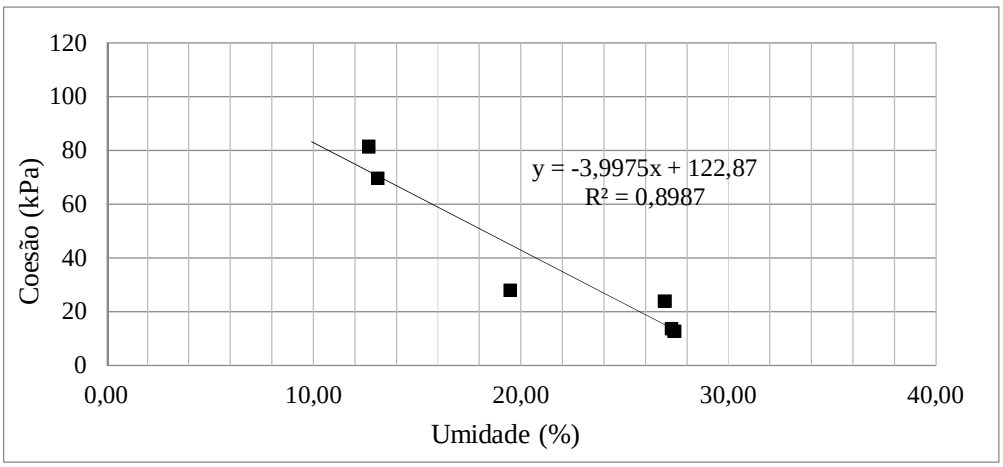


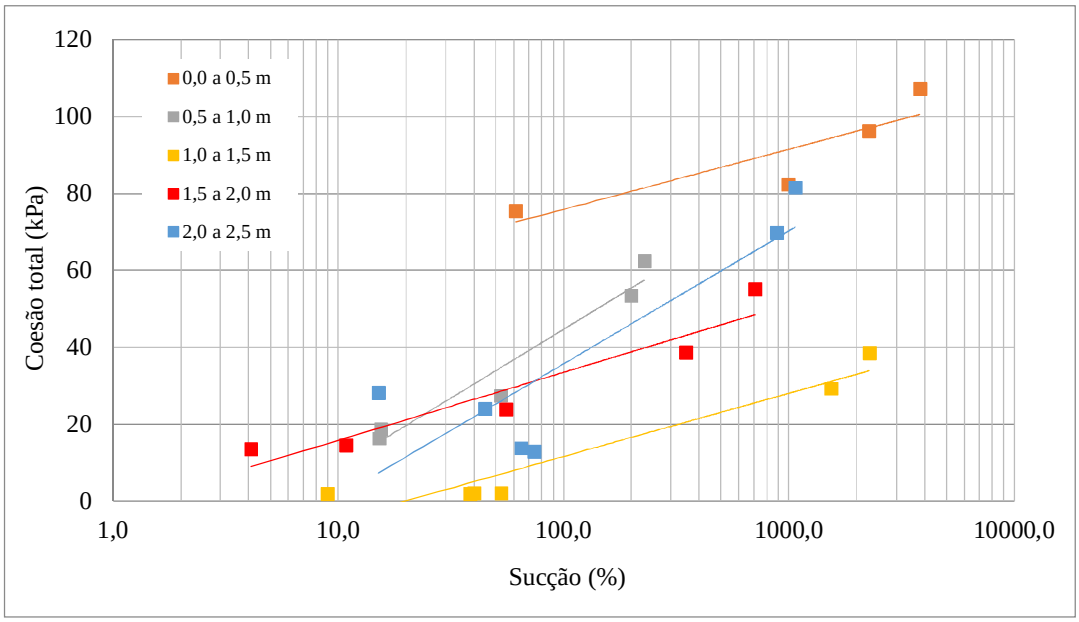
Figura 4.73 - Coesão *versus* umidade - cota 2,0 a 2,5 m



Através da análise das Figuras 4.64, 4.66, 4.68, 4.70 e 4.72 observa-se um aumento da coesão total com o aumento da sucção em todas as profundidades e através da análise das Figuras 4.65, 4.67, 4.69, 4.71 e 4.73, observa-se o mesmo comportamento em todas profundidades de redução da coesão total com o aumento da umidade.

Plotando-se todos os pontos (coesão total *versus* sucção) em um único gráfico (Figura 4.754, sendo a sucção em escala log, pode-se observar a magnitude da dispersão dos dados da cota de 0,0 a 0,5 m em relação as demais. O primeiro meio metro do perfil (0,0 a 0,5 m) representa uma camada mais resistente, como já visto nos resultados do PANDA (ver Figura 4.7) com presença evidente da parcela de coesão devido a sucção. As demais cotas apresentam-se com uma tendência mais próxima, com variação de sucção entre 10 e 1000 kPa e dentro de uma faixa de coesão de 0 a 80 kPa.

Figura 4.74 - Coesão *versus* sucção – todos os pontos



4.6.1. Cálculo do parâmetro ϕ^b

Com o resultado de sucção encontrados a partir da CCSA, plotou-se coesão total (eixo y) *versus* sucção matricial (eixo x) (ver Figuras 4.65, 4.67, 4.69, 4.71 e 4.73), traçou-se uma linha de tendência e a inclinação desta linha nos fornece o parâmetro ϕ^b. Ainda desta relação, obtêm-se

valores de coesão efetiva e coesão total devido o acréscimo de sucção, correspondente a umidade do perfil obtido durante a realização dos ensaios PANDA em campo.

A Tabela 4.11 apresenta um resumo dos parâmetros medidos e dos parâmetros calculados a partir do ensaio de compressão diametral e da CCSA, para o cálculo do parâmetro ϕ^b.

Tabela 4.11 –Parâmetros medidos e calculados para cálculo do parâmetro ϕ^b

Cota (m)	***Bloco***	***Parâmetros medidos***			***Parâmetros calculados***			
		w (%)	c (kPa)	Ψ (kPa)	ϕ^b (º)	c' (kPa)	c (kPa)	(ua-uw) (kPa)
0,0 à 0,5	Bloco I	16,6	75,6	61,1	0,50	74,95	75,0	16,06
		11,9	82,4	992,8				
		9,7	96,4	2269,4				
		8,0	107,3	3818,5				
0,5 à 1,0	Bloco II	17,74	16,36	15,15	11,45	15,06	11,65	15,15
		16,50	18,68	15,49				
		13,24	27,57	52,44				
		9,66	62,55	227,73				
		10,04	53,42	199,00				
1,0 à 1,5	Bloco III	34,96	2,13	52,74	0,93	2,61	3,74	69,6
		33,66	2,08	40,05				
		28,82	2,01	8,93				
		29,37	2,05	38,36				
		17,74	7,70	69,63				
		8,43	29,43	1538,59				
		6,61	38,60	2281,94				
1,5 a 2,0	Bloco IV	22,22	13,57	4,09	3,27	16,32	16,55	4,1
		19,85	14,61	10,83				
		14,55	23,87	55,45				
		11,10	38,76	349,40				
		9,48	55,19	706,47				
2,0 à 2,5	Bloco V	27,36	13,00	74,04	3,43	16,99	24,85	44,69
		27,23	13,84	64,84				
		26,90	24,11	44,70				
		19,46	28,27	15,10				
		9,90	126,24	2947,63				
		12,64	81,74	1067,13				
		13,08	69,92	883,25				

Nota: w: umidade; c_1: coesão total (ensaio de compressão diametral); Ψ: sucção matricial; c': coesão efetiva; c: coesão total; (ua-uw): acréscimo de sucção

Pode se observar que o valor de ϕ^b varia de 0,5º a 4º com exceção do Bloco II que está em 11,5º. Para valores menores de 5º o solo tem características de solo arenoso. Para valores de ϕ^b acima

de 10º o efeito do solo fino é mais presente, no caso em questão a maior parte do perfil tem comportamento granular. Os valores de coesão efetiva foram menores de 23,5 kPa e apenas o bloco I ficou próximo de 75 kPa, sendo assim, a maior parte com coesão efetiva baixa corresponde a solo granular ou arenoso siltoso.

4.7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Existem diversas correlações na literatura (Terzaghi, 1943[3]; Vésic, 1975[4]; Baligh, 1975[5]; Houlsby; Teh, 1988[6], entre outros, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) que são usuais e empregadas na interpretação de ensaios de cone estático. Os melhores resultados tem sido usando uma combinação de metodologias (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Experiências realizadas em câmaras de calibração reunidas por Robertson e Campanella (1983) são apresentadas na Figura 4.76, onde compara a resistência à penetração do cone estático com o ângulo de atrito medido a partir de ensaios triaxiais para solos arenosos.

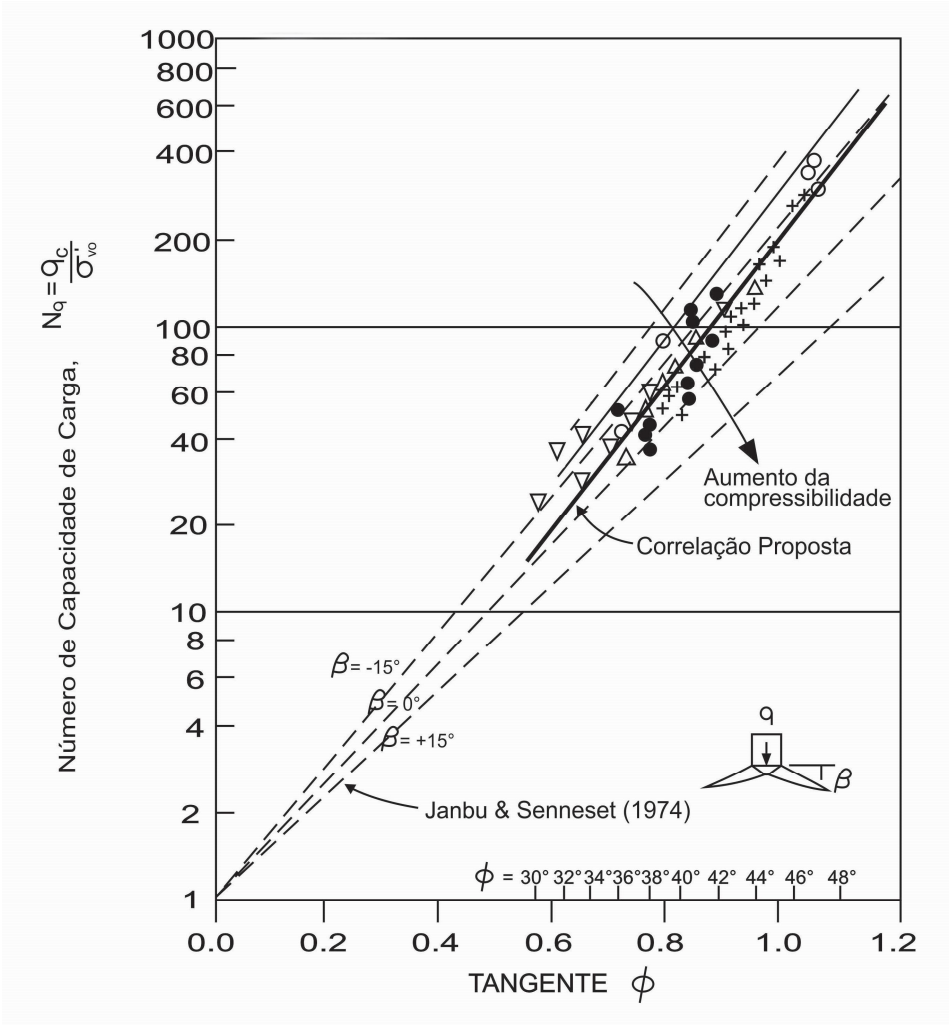
[3] TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley e Sons, 1943

[4] VÉSIC, A. S. Principles of pile foundation design. Soils mech. Series, n. 38. Durham, 1975

[5] BALIGH, M. M. Theory of deep site static cone penetration resistance. Mass. Public. R75-56. Cambridge: MIT, 1975.

[6] HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In:INT. SYMP. ON PENETRATION TESTING, ISOPT, 1., Orlando. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1988. v.2, p. 777-783.

Figura 4.75 - Correlação entre resistência à penetração estática de cone e ângulo de atrito (modificado de ROBERTSON E CAMPANELLA, 1983)

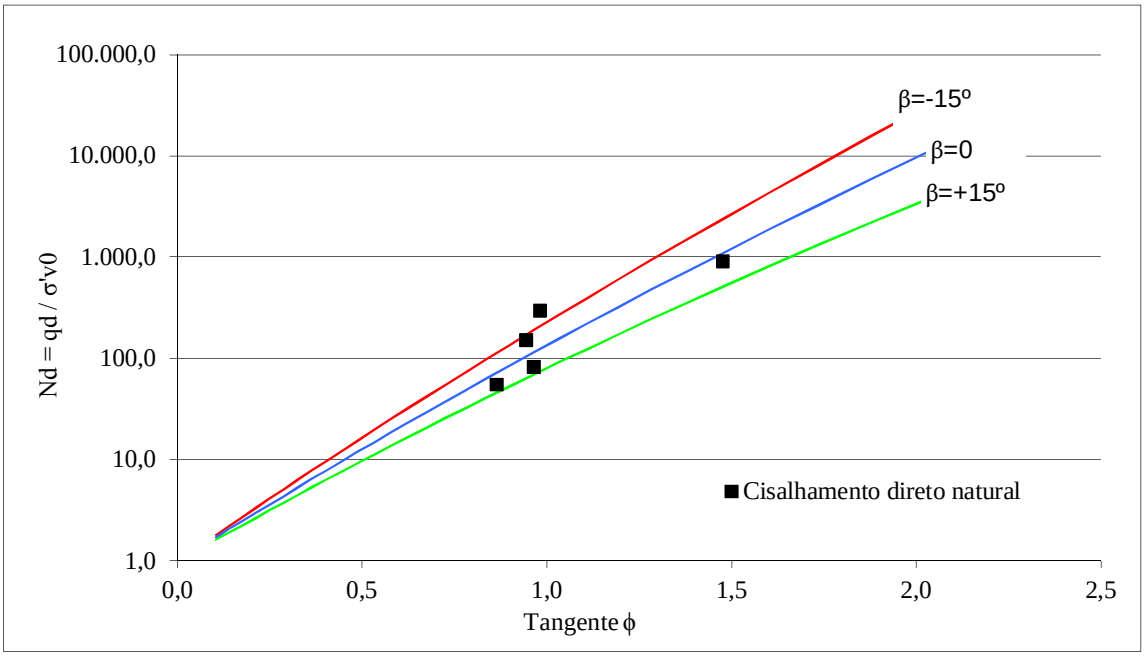


Com a intenção de encontrar uma relação da resistência a penetração dinâmica do PANDA é que se definiu um novo índice N_d (denominado número dinâmico) que é expresso pela relação q_d/σ_{v0}, onde q_d é a resistência a penetração dinâmica e σ_{v0} a tensão vertical para a profundidade desejada. Dessa forma utilizando como base a mesma metodologia proposta na Figura 4.75, apresenta-se os dados na Tabela 4.12 os valores de N_d e tan ϕ para o perfil estudado e na Figura 4.76 a relação obtida. O valor de q_d utilizado foi referente ao valor médio extraído do perfil e o valor de σ_{v0} foi determinado pelo produto do peso específico natural médio do material de 14,3 kN/m^3 (condição de umidade natural) pela profundidade.

Tabela 4.12 – Resultados de N_d e tangente de ϕ

Cota (m)	***σ_{v0} (MPa)***	***q_d (MPa)***	***N_d***	***tan ϕ (º)***
0,0 à 0,5	6,825	6,31	925,03	1,47
0,5 à 1,0	13,66	4,09	299,17	0,98
1,0 à 1,5	20,925	3,20	152,93	0,94
1,5 à 2,0	28,2	1,57	55,79	0,86
2,0 à 2,5	40,15	3,32	82,77	0,96

Figura 4.76- Correlação entre resistência à penetração do PANDA e ângulo de atrito



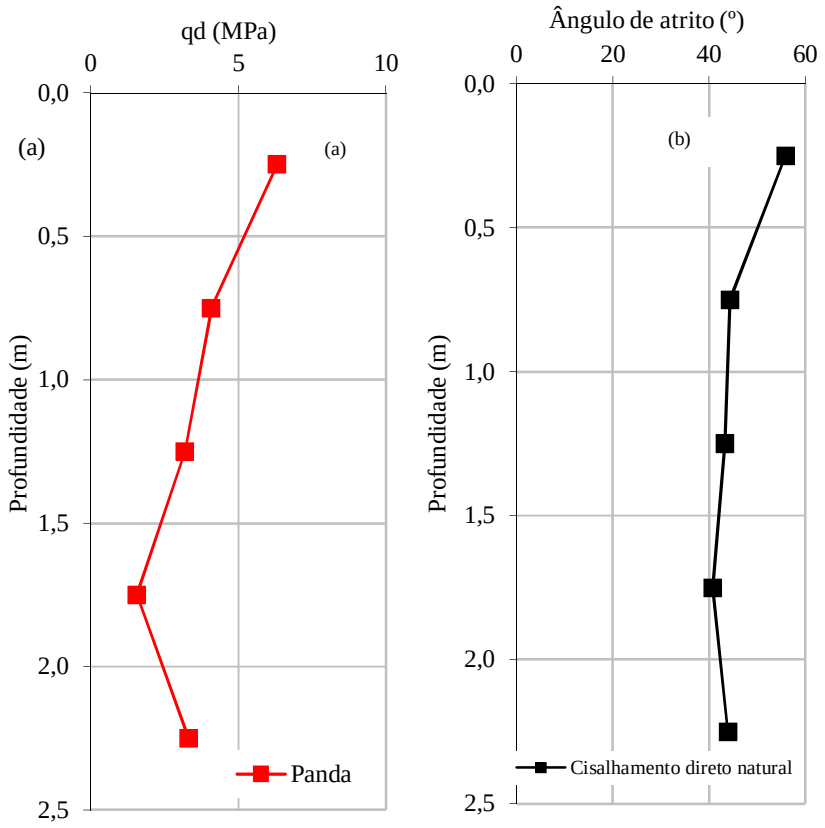
A partir da análise da Figura 4.76 observa-se que os resultados do cisalhamento direto na condição de umidade natural enquadraram-se dentro da faixa proposta por Jambu e Senneset (1974), sendo assim mostra que há uma correlação entre os resultados do ensaio com a teoria de capacidade de carga para projeto de fundações rasas e inclusive estes resultados de cisalhamento direto natural representam a condição de umidade muito próxima a condição do perfil de umidade determinado com a sondagem à trado, conforme pode ser observado na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Resumo da umidade do perfil e dos ensaios de cisalhamento direto

Cota (m)	***Umidade (%)***			
	Campo - Trado	***Amostra deformada***	***Cisalhamento direto***	
			Inicial	***Final***
0,0 à 0,5	19,15	16,04	11,40	9,47
0,5 à 1,0	18,3	13,69	13,67	12,81
1,0 à 1,5	17,22	11,95	10,08	9,17
1,5 à 2,0	23,99	17,09	10,79	9,87
2,0 à 2,5	26,37	18,49	15,98	15,36

O ensaio PANDA mede a resistência de ponta dinâmica do solo - q_d e os seus resultados quando comparados com os resultados de laboratório, como por exemplo ensaio de cisalhamento direto natural, apresentam um comportamento muito semelhante, porém em escalas diferentes, podendo assim serem comparados e usados na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo. A Figura 4.77 apresenta os resultados de q_d *versus* profundidade e ângulo de atrito *versus* profundidade encontrados no ensaio PANDA e no ensaio de cisalhamento direto, respectivamente. Vale lembrar que os resultados de q_d foram obtidos através da média dos primeiros 0,25 m que representam cada cota, por exemplo, na cota de 0,0 à 0,5 m fez-se uma média dos resultados até os primeiros 0,25 m do perfil, para a segunda cota (de 0,5 à 1,0 m) fez-se a média dos primeiros 0,25 m desta cota, ou seja de 0,5 à 0,75 m, e assim sucessivamente para as demais cotas. Optou-se pela média desta forma, pois os ensaios de cisalhamento foram moldados nesta primeira camada de cada bloco.

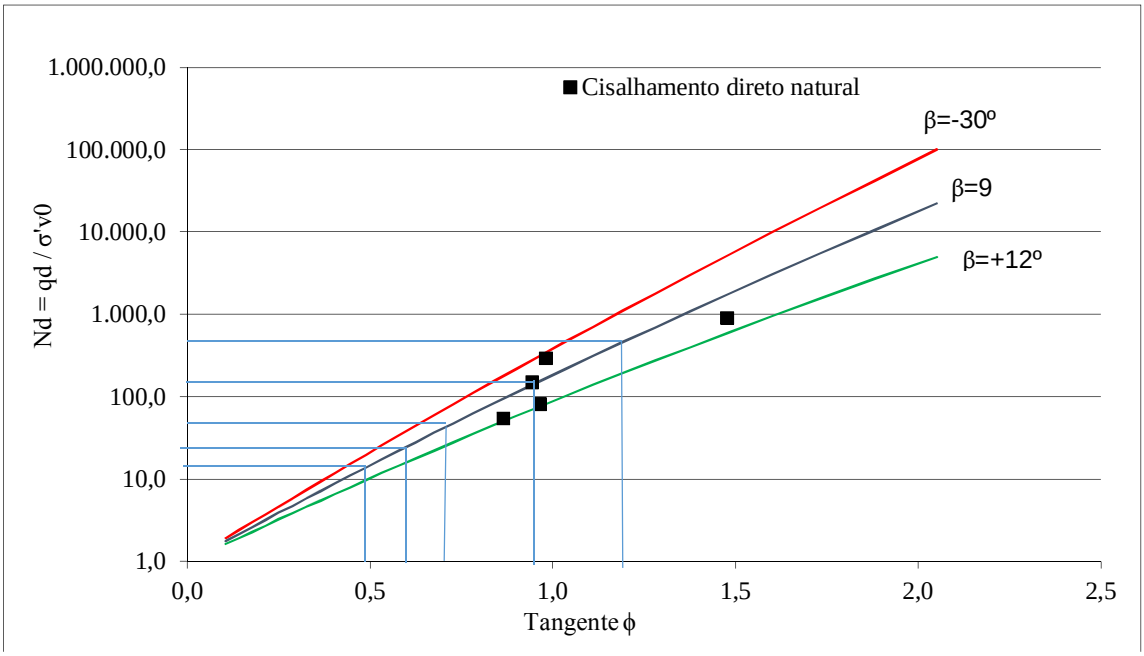
Figura 4.77 – Resultados do ensaio: (a) q_d e (b) ensaio de cisalhamento direto (ângulo de atrito)



A partir do resultado da Figura 4.77 pode ser visto que os resultados de ângulo de atrito de uma forma geral apresentam uma mesma tendência se comparado com os valores de q_d para este solo, porém em escalas diferentes.

Na Figura 4.78 aproximou-se as retas de $\beta_{máximo}$ e $\beta_{mínimo}$ aos valores obtidos no ensaio de cisalhamento direto para este solo, sendo definido novos valores de $\beta_{mínimo}$ = -30º e $\beta_{máximo}$ = +12º. A reta média definida ficou na ordem de 9º. Sendo assim, a partir dos resultados de q_d e da tensão vertical (σ_{vo}) foi possível encontrar valores de tangente de ϕ para este solo.

Figura 4.78 – Relação para encontrar valores de ângulo de atrito a partir de resultados de resultados de q_d

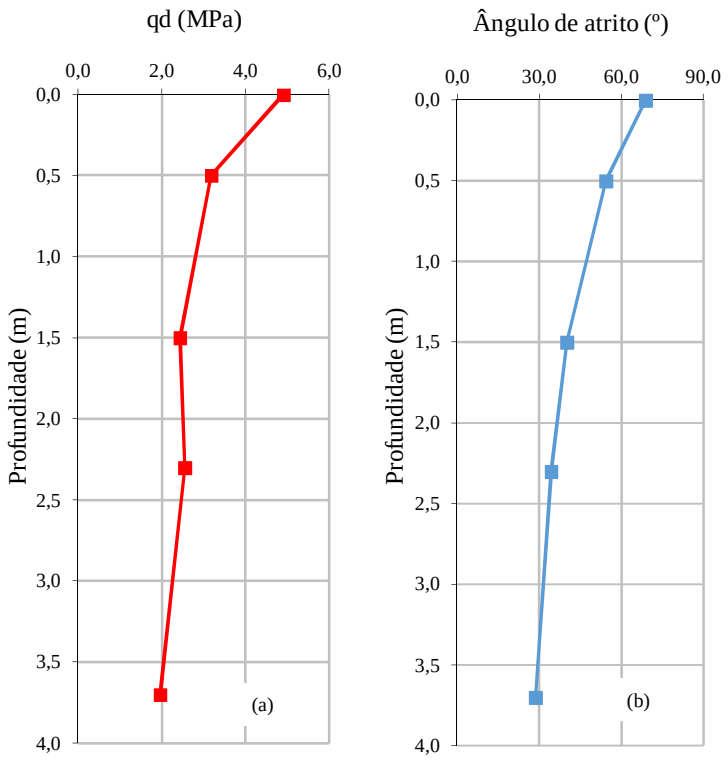


A Tabela 4.14 apresenta os valores estimados de tangente de **ϕ** obtidos pela relação da Figura 4.79 e a Figura 4.80 apresenta os resultados plotados em relação a profundidade.

Tabela 4.14 – Parâmetros estimados a partir do q_d para este solo

Parâmetros - **Condição de umidade natural**			
	Cota	**q_d (MPa) médio**	**ϕ (º)**
Perfil 1	0,0 à 0,50 m	4,90	68,75
Perfil 2	0,5 à 1,5 m	3,17	54,43
Perfil 3	1,5 à 2,3 m	2,43	40,11
Perfil 4	2,3 à 3,7 m	2,55	34,38
Perfil 5	3,7 à 3,4 m	1,96	28,65

Figura 4.80 – Resultados encontrados. (a) Resultado obtido no ensaio PANDA - q_d; (b) Resultados encontrados para o ângulo de atrito *versus* profundidade



Na Figura 4.80 observa-se que os resultados apresentam a mesma tendência ao longo da profundidade para (a) e (b), porém em escalas diferentes.

4.8. APLICAÇÃO PRATICA DOS RESULTADOS

Com os resultados encontrados nos ensaios de resistência em laboratório (ângulo de atrito, coesão e peso específico natural), fez-se algumas simulações no programa SLOPE/W, onde adotou-se os parâmetros encontrados nas 5 (cinco) camadas estudadas.

A Tabela 4.15 apresenta os dados adotados nas simulações, bem como os resultados de FS para cada caso analisado, lembrando que estes resultados foram encontrados nos ensaios de laboratório.

Tabela 4.15 – Parâmetros de laboratório adotados nas simulações com o SLOPE/W

	Parâmetros				
	Cota	**Condição de umidade natural**	**FS**	**Condição inundada**	**FS**
Caso 1	0,0 à 0,5 m	c = 84,28 kPa ϕ = 55,84 º γn = 13,65 kN/m³	5,57	c = 16,85 kPa ϕ = 34,98 º γn = 17,10 kN/m³	1,018
	0,5 à 1,0 m	c = 85,33 kPa ϕ = 44,39 º γn = 13,66 kN/m³		c = 28,86 kPa ϕ = 15,23 º γn = 15,50 kN/m³	
	1,0 à 1,5 m	c = 42,31 kPa ϕ = 43,28 º γn = 13,95 kN/m³		c = 10,16 kPa ϕ = 28,17 º γn = 16,20 kN/m³	
	1,5 à 2,0 m	c = 61,93 kPa ϕ = 40,74 º γn = 14,07 kN/m³		c = 41,85 kPa ϕ = 23,33 º γn = 16,20 kN/m³	
	2,0 à 5,0 m	c = 102,42 kPa ϕ = 43,91 º γn = 16,06 kN/m³		c = 5,43 kPa ϕ = 39,83 º γn = 18,30 kN/m³	
Caso 2	0,0 à 5,0 m	$C_{máx}$ = 102,42 kPa $\phi_{máx}$ = 43,91 º $\gamma n_{máx}$ = 16,06 kN/m³	7,04	$C_{máx}$ = 41,85 kPa $\phi_{máx}$ = 28,17 º $\gamma n_{máx}$ = 18,30 kN/m³	2,274
Caso 3	0,0 à 5,0 m	$C_{mín}$ = 42,31 kPa $\phi_{mín}$ = 40,74 º $\gamma n_{mín}$ = 13,65 kN/m³	3,025	$C_{mín}$ = 5,43 kPa $\phi_{mín}$ = 15,23 º $\gamma n_{mín}$ = 15,50 kN/m³	0,45

Primeiramente elaborou-se uma estrutura com 5 camadas, considerando os parâmetros (condição de umidade natural e inundado) individuais para cada camada.

O resultado do FS encontrado para a condição de umidade natural e inundado estão apresentados nas Figuras 4.81 e 4.82, respectivamente.

Outra simulação realizada foi considerando os parâmetros máximos e mínimos encontrado nos ensaios de resistência em laboratório. As Figuras 4.83 e 4.84 apresentam os parâmetros máximos para a condição de umidade natural, e as Figuras 4.85 e 4.86 apresentam os parâmetros mínimos para a condição inundada.

Figura 4.81 – Resultado do FS para a condição de umidade natural

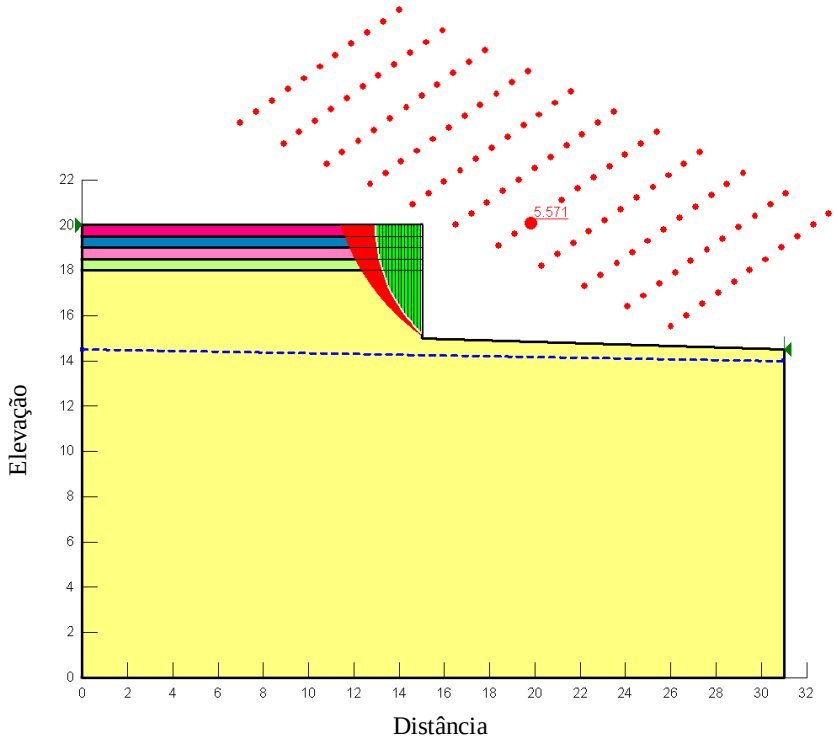


Figura 4.82 – Resultado do FS para a condição inundada

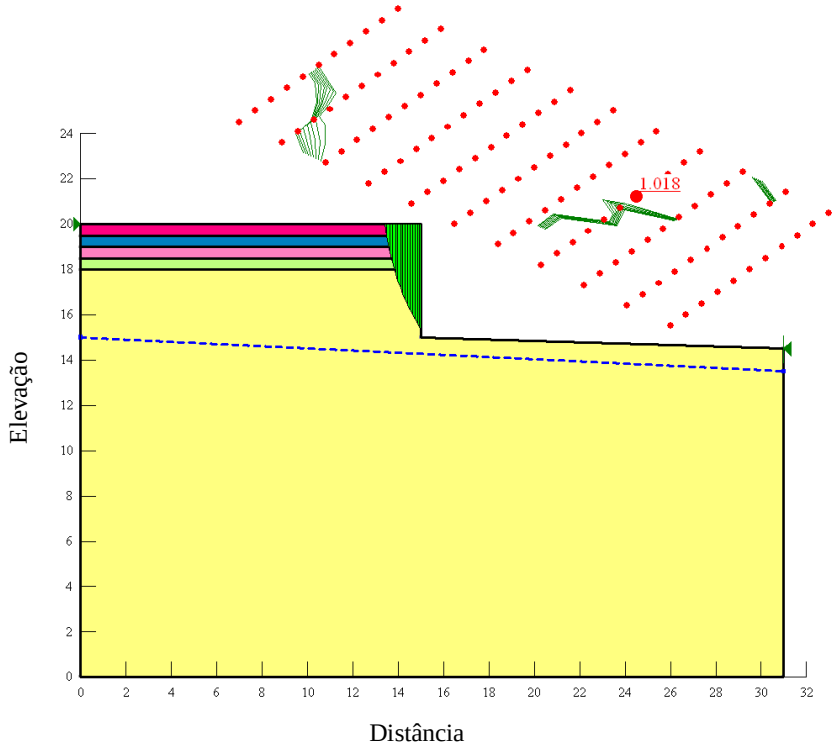


Figura 4.83 – Resultado do FS para a condição de umidade natural – Parâmetros máximos

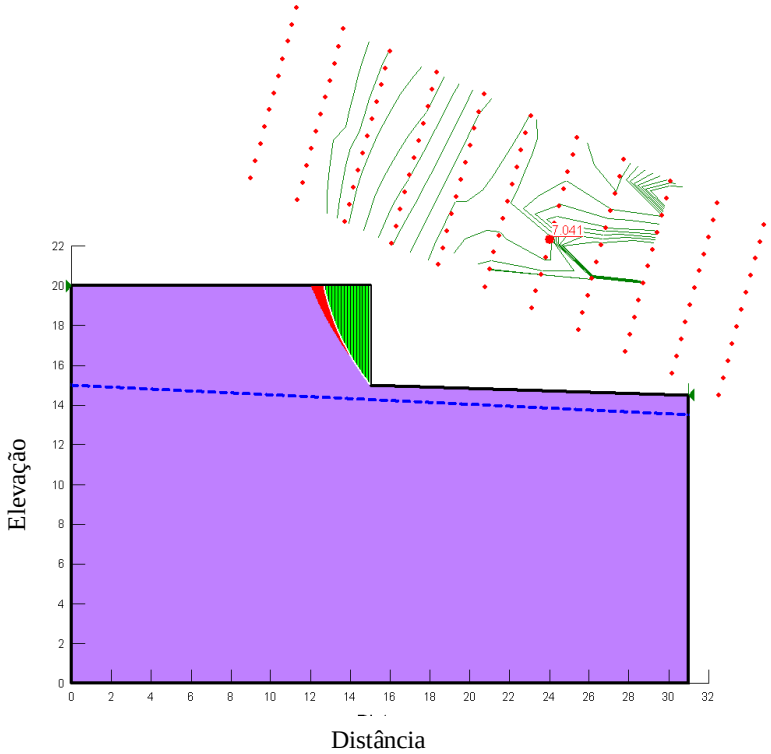


Figura 4.84 – Resultado do FS para a condição inundada – Parâmetros máximos

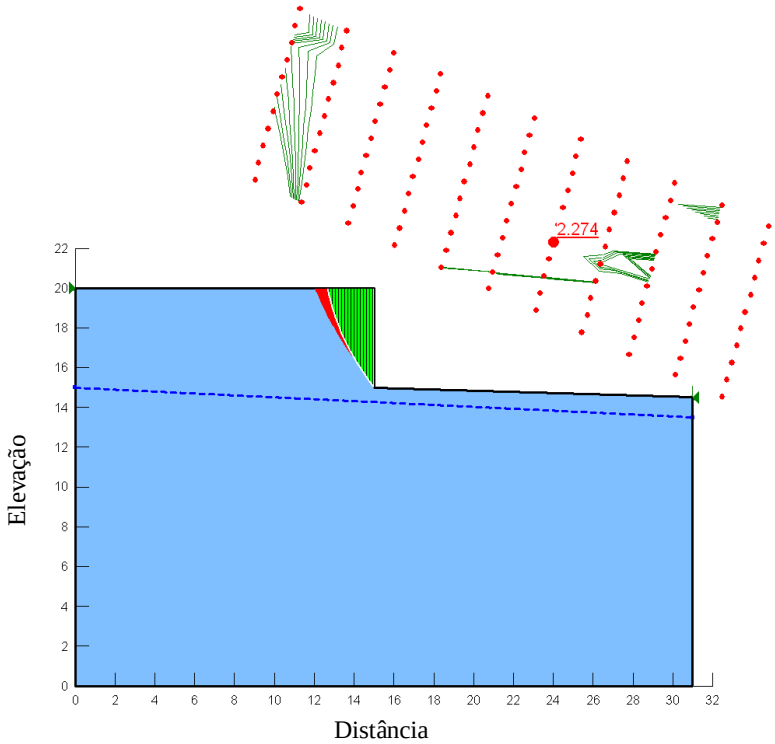


Figura 4.85 – Resultado do FS para a condição de umidade natural – Parâmetros mínimos

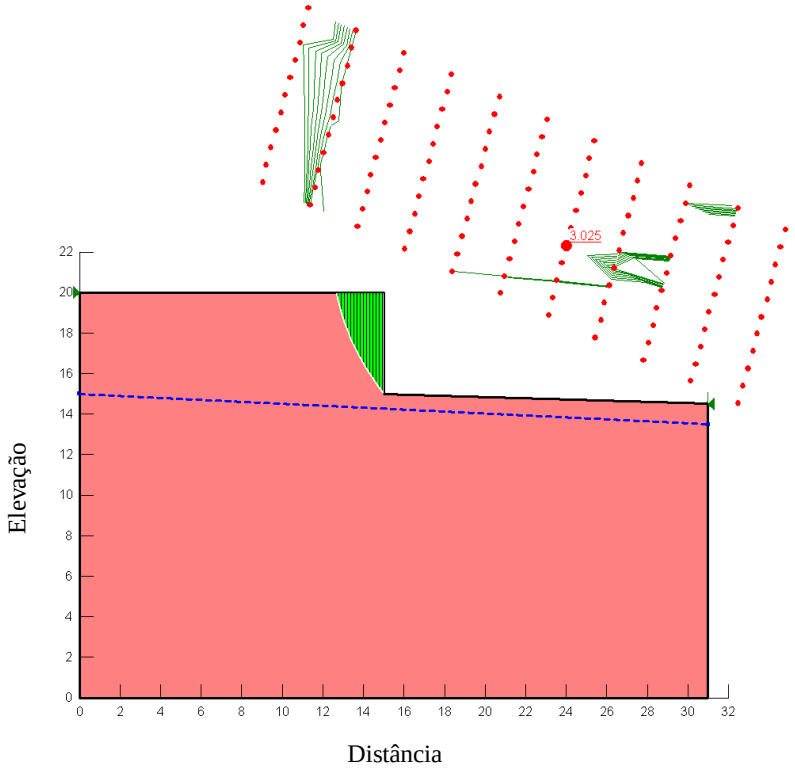
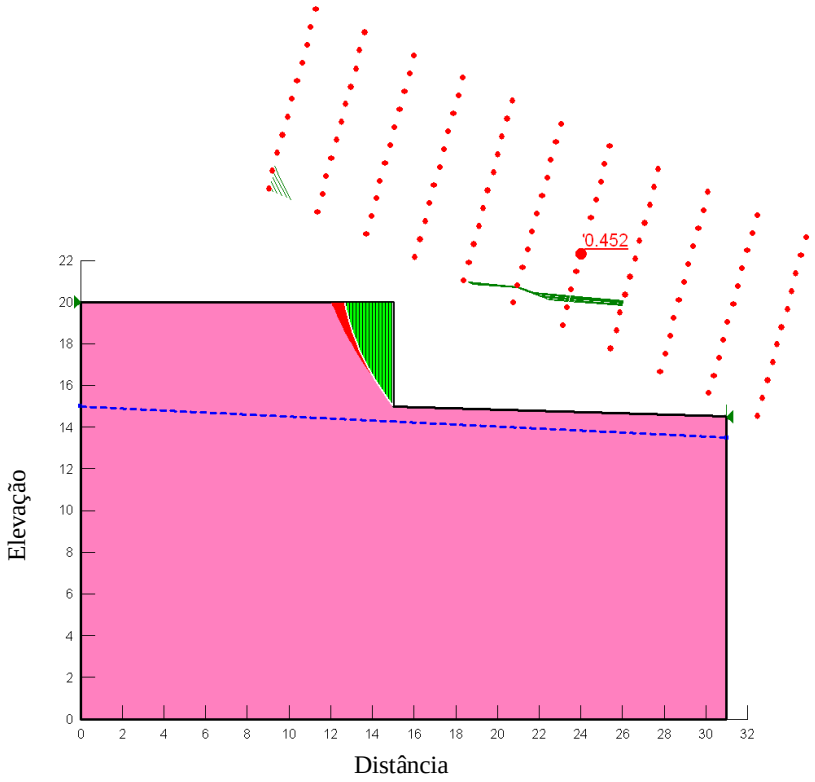


Figura 4.86 – Resultado do FS para a condição inundada – Parâmetros mínimos



Observando as Figuras 4.81 e 4.82 verifica-se a diminuição no FS de 5,57 para 1,018 na condição de umidade natural para a condição inundada, respectivamente. Isso mostra que na condição não saturada o solo apresenta uma parcela de resistência devido a sucção, já quando submetido a inundação, tendendo a chegar próximo da saturação, essa resistência é praticamente anulada, evidenciando uma perda na resistência devido a sucção.

O mesmo acontece nas análises considerando uma única camada, onde adota-se os parâmetros máximos e mínimos encontrados nos ensaios de resistência em laboratório, onde o FS para a condição de umidade natural passa de 7,04 para 3,02 e na condição inundada passa de 2,27 para 0,45 (Figuras 4.82 a 4.86).

Em relação a discretização de 5 camadas ou uma única camada pode-se dizer o quão importante é considerar o perfil de sucção do solo quando vai se projetar qualquer obra geotécnica. Isso pôde ser observado pela diferença nos FS quando realizado a simulação no SLOPE/W com 5 camadas e após considerando apenas uma única camada, onde o FS passa de 5,57 para 7,04 (parâmetros máximos) ou 3,025 (parâmetros mínimos).

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas na realização da pesquisa e também as sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao assunto.

5.1. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES FEITAS A PARTIR DOS ENSAIOS DE CAMPO

O emprego do penetrômetro dinâmico de energia variável (PANDA) como uma ferramenta para identificação de camadas constitui uma opção válida para estimar o comportamento mecânico (resistência) de solos. Trata-se de um ensaio de execução simples e que fornece resultados contínuos e de excelente repetibilidade.

A coleta de amostras para a identificação tátil visual do solo, a indicação da granulometria, a presença de matéria orgânica e a umidade auxiliam na identificação do perfil, ou seja os ensaios de laboratório são sempre importantes aliados aos ensaios de campo.

Os resultados de teor de umidade (w) das amostras coletadas a 0,20 m da face do talude teve uma variação em relação as amostras coletas a 1,20 m da face do talude. Este maciço de solo retêm a umidade interna mesmo sendo predominantemente arenoso, como mostrado no perfil de umidade a 0,20 m e a 1,2 m da face, ou seja, é muito importante a determinação do perfil de umidade do solo para auxiliar na interpretação do ensaio PANDA.

5.2. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES FEITAS A PARTIR DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As análises granulométricas realizadas com uso de defloculante identificou o material como um solo de comportamento silte arenoso, apresentando uma fração de silte em torno de 20% da

composição do material. As análises sem o uso de defloculante identificaram o solo como areia siltosa, sem detectar a presença de fração argila na composição. Essa diferença foi notada pela existência de agregações de partículas constituintes desse solo em macro e micro concreções.

Os índices de consistência do solo mostraram uma baixa atividade. Esta baixa atividade é típica de solos tropicais.

A classificação do solo segundo a SUCS e AASHTO, não correspondem com o comportamento mecânico observado nos ensaios de laboratório e campo que no caso foi classificado como solo arenoso.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto inundado apresentaram uma tendência de coesão igual a zero, o que representa bem a condição inundada de um solo arenoso, já nos ensaios de cisalhamento na condição natural obteve-se uma grande parcela de coesão total, o que explica a presença de sucção no solo, que mostra a presença de uma pequena parcela de argila. Estes valores de coesão efetiva são próximos dos calculados com o ensaio de compressão diametral.

Na determinação da CCSA, não foi constatado o fenômeno de histerese em nenhuma das curvas, e todas tiveram comportamento bimodal, que são curvas típicas para solos tropicais, com distribuição de poros não homogênea, com o primeiro valor de entrada de ar pequeno correspondente a solo arenoso e o segundo correspondente aos microporos (nas agregações argilosas).

Com base nos resultados de campo e de laboratório foi possível empregar relações a partir do resultado do ensaio PANDA e da tensão vertical para a obtenção de parâmetros de resistência de solos, principalmente ângulo de atrito na condição de umidade natural, mostrando a influência da sucção no ensaio PANDA, quando usado para estimar parâmetros de resistência.

5.3. PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se para pesquisas futuras:

- Desenvolver uma formulação analítica do ensaio PANDA através de fórmulas dinâmicas, para determinar a energia de cravação efetiva aplicada com o ensaio PANDA;

- Estudar as teorias de expansão de cavidade esférica, que consiste em determinar a pressão necessária para expandir uma cavidade em um meio homogêneo, de certa quantia, com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência e deformação do solo;

- Realizar uma simulação numérica do ensaio PANDA com os parâmetros obtidos em laboratório, em seguida, com os resultados obtidos em campo com o PANDA realizar uma retroanálise do ensaio e com isso encontrar parâmetros médios do perfil do solo estudado;

- Realizar o ensaio PANDA em condições de umidades diferentes para poder comparar com os parâmetros de resistência quando próximo a saturação;

- Realizar ensaio de compressão triaxial não saturado.

REFERÊNCIAS

AFNOR: l'Association Française de Normalisation. **NF P94-105**. Controle de La qualité Du Compactage – Méthode ao pénétromètre dynamique à énergie variable –Norme Française. La Plaine Saint-Denis Cedex, 2012, 38 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas**. NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio.Rio de Janeiro, 2001, 17p.

ABNT _____. **NBR MB 3406**: Solo – Ensaio de Penetração de Cone *in situ*. Rio de Janeiro, 1991, 9p.

ABNT _____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984, 13p.

ABNT_____. **NBR 6457**: Solo - Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986, 9p.

ABNT _____. **NBR 6459**: Determinação do Limite de Liquidez – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984, 6p.

ABNT _____. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984, 3p.

ABNT _____. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984, 8p.

ABNT _____. **NBR 12025**: Solo-Cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1986, 2p.

ABNT _____. **NBR 7222**: Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011, 3p.

ASTM - American Society for Testing and Materials. **D3080:** Standard Test Method for Direct Shear Test of Soil under Consolidated Drained Conditions. United States, 2011. 9p.

ASTM_____.**D1586**: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT). United States,1967, 9p.

ASTM_____.**D5298:** Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. United States, 1992.

ASTM_____. **D6951**: Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. United States, 2003, 7p.

ASTM_____.**D2850:** Standard Test Method for Uncosolidated – Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. United States, 2007, 6p.

BORGES, C. R. **Comportamento Hidro-Mecânico de um Perfil de Solo Não Saturado de Aparecida de Goiânia – GO**. 2010. 363 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

BROOKS, R. J.; COREY, A. T. Hydraulic properties of porous médium. **Hydrology Paper 3**, Colorado State University (Fort Collins). 1964.

CAMPEBEL, G. S. A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. **Soil Science**. V. 117. P. 311-314, 1974.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY; SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings. **Proceedings, Istitute of Civil Engineering**, v. 36, n. 2, p. 82-82-98, 1992.

CAMAPUMDE CARVALHO, J., FERNANDES, A.J.C., GOURVÈS, R.P.H.; REZENDE, L.R. **Avaliação do pressiômetro Pencel e do penetrômetro PANDA para uso em pavimentação**. 37ª Reunião anual de pavimentação – 11º Encontro nacional de conservação rodoviária – 37ª RAPv / 11º ENACOR. Goiânia/GO, Brasil. 2006. 10p.

DAMASCO PENNA. Cartilha explicativa do ensaio de CPTU. www.damascopenna.com.br, acesso em 09/04/2013.

DANZIGER, B. R. **Análise Dinâmica da Cravação de Estacas**. 1991. 569 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

DECAGON DEVICE. Operator's Manual. Version 3. Pullman WA 9963. 2010.

DIEMER, F. GITIRANA JR. G. F. N.; VARGAS, C. L. A. (2013). Avaliação sazonal e espacial da resistência do talude de uma voçoroca utilizando um penetrômetro dinâmico, *GEOCENTRO – 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste*, 9 p.

FERREIRA, R. S.; MACHADO, C. R. **Ensaio de cone** – CPT Mecânico executado comercialmente**.** In: I Simpósio de Geotecnia do Centro Oeste, 2003, Editora Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS,Cuiabá-MS, 2003, 13p.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soil.** John Wiley & Sons, Inc. New York, USA, 1993, 517p.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equation for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31, p. 521-532, 1994.

GITIRANA JR. G. F. N.; FREDLUND, D. G. soil water characteristic curve equation with independent properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, p. 209 – 2012, 2004.

GOURVÈS, R.; BARJOT, R. **The Panda ultralight dynamic penetrometer. The Interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology**. Vol. 3, Proc 11 Euro. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen 1995. p. 83-88.

GUERIN, G. **Estimation dês paramètres de comportement des sols latéritiques à partird'essais de pénétrationem place**. Trabalho de Conclusão de Curso. Polytech Clermont-Ferrand. Département Génie Civil. 2011. 120p.

HEYN, A.T. **Aplicações do Penetrômetro Dinâmico de Ponta Cônica na Avaliação de Estruturas de Pavimento**. In: Reunião Anual de Pavimentação, 21.,1986, Salvador. Anais... Rio de Janeiro: ABPV, p. 139-149, 1986.

LOBO, B. O. **Mecanismos de penetração dinâmica em solos granulares**. 2009.231f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil).Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

L'EXCELLENT, D. **Comparative studies of CPT, SPT and Panda tests.**2005. 140 f Report for engineering degree Graduating. Clermond-Ferrand, França, 2005.

MOTA. N.M.B. **Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília**: interpretação e aplicação em projetos de fundação. 2003. 364 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departamento de Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MARINHO, F. A. M. Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro. *In*: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. Foz do Iguaçu – PR, 9p. 1994.

OLIVEIRA, J.C. **Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil Em Pavimentos Flexíveis**. 2007. 190 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departamento de Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos com Exercícios Resolvidos**. Editora Oficina de Textos, 2 edição, São Paulo, p.9-14, p.51-57, p.65-69, 2000.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. *Interpretation of cone penetration tests*. **Canadian Geotech. Journal**, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.

ROCHA, M.F. **Influência do Perfil de Sucção em Obras de Contenção em Solos não SATURADOS.** 2013. 271 F. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

SALGADO, R.; MITCHEL, J. K., JAMIOKOLSKI, M. (1997). **Cavitity expansion and penetration resistance in sand**. In: Journal of Geotechnical and Geoenvioromental Engineering, ASCE, Vol. 2, nº4, p 344-354.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Editora Oficina de Texto, São Paulo, 2012, 223p.

SHENG, D., CUI, L., ANSARI, Y**. Interpretation of Cone Factor in Undrained Soils via Full-Penetration Finite Element Analysis**. International Journal of Geomechanics. ASCE. doi: 10.1061, 2012.

SILVA JÚNIOR, F.A.**Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. 2005. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2005.

SILVA. J. P. **Estudos Preliminares para Implantação de Trincheiras de Infiltração**. 2007. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

SOL-SOLUTION. **Ultralight Dynamic Cone Penetrometer With Variable Energy:** Panda 2 Handbook. Version 1.05. Romagnat, France: Peintamelec Ingenierie, 2007. 88p.

SOUSA, M. L. de. **Pavimentação Rodoviária**. Livros técnicos e científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, p. 71-73, 1980.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 2ª edição, 729p, 1967.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. **Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction**. Canadian Geotechnical Journal, v.33 (3), p. 379-392, 1996.

VAN GENUCHTEN, M. Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of saturated soils. **Soil Science of America Journal**, v. 44, p. 892-898, 1980.

VAZIRI, H. H.; WANG, X. **Theoretical Solutions for Problem of a Cylindrical Cavity Expansion in a Mohr-Coulomb Material.** Computers & Structures, v.48, No 5, p. 961-962, 1993.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.**4. ed., v.único, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.; DANGIZER. **Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.4, p. 12-21, 2004.

APÊNDICE A

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Figura A.1 – Peso Específico dos Grãos do Solo (cota 0,0 à 0,5 m)

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo	**Dissertação Francielle**	**Profundidade (m)**	**0,0 - 0,50**
Registro nº	FD894,1 - 00	Data:	23/08/2013
Ensaio nº	1	Ensaiado por:	Francielle
Calculado/visto por:		Teor de umidade (%)	1,61
Solo úmido (g)	60	Solo seco (g)	59,046

Picnômetro nº	**01**		**23**
Peso do picnômetro (g)	180,680	170,120	218,960
Peso do Pic. + Solo (g)	239,726		278,006
Peso solo seco (g)	59,046		59,046
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	715,050	704,300	752,880
Peso d'água Complementar (g)	475,324		474,874
Peso Pic + Água (g)	678,070	666,970	716,100
Peso de água (no Pic) (g)	497,390		497,140
Peso d'água deslocado (g)	22,066		22,266
Temperatura d'água (°C)	26,0	26,0	26,0
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9968	0,9968	0,9968
Volume de água deslocado (cm^3)	22,138		22,338
Peso esp. dos Grãos	**2,667**		**2,643**
Média		**2,655**	

Figura A.2 – Peso Específico dos Grãos do Solo (cota 0,5 à 1,0 m)

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo	**Dissertação Francielle**	**Profundidade (m)**	**0,50 - 1,00**
Registro nº	FD894,1 - 50	Data:	31/08/2013
Ensaio nº	2	Ensaiado por:	Francielle
Calculado/visto por:	Francielle	Teor de umidade (%)	5,65
Solo úmido (g)	50	Solo seco (g)	47,328

Picnômetro nº	**18**	**23**	**09**
Peso do picnômetro (g)	191,770	218,960	187,670
Peso do Pic. + Solo (g)	239,098	266,288	234,998
Peso solo seco (g)	47,328	47,328	47,328
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	712,320	750,970	718,420
Peso d'água Complementar (g)	473,222	484,682	483,422
Peso Pic + Água (g)	682,410	720,980	688,410
Peso de água (no Pic) (g)	490,640	502,020	500,740
Peso d'água deslocado (g)	17,418	17,338	17,318
Temperatura d'água (°C)	28,5	28,5	28,5
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9961	0,9961	0,9961
Volume de água deslocado (cm^3)	17,486	17,405	17,385
Peso esp. dos Grãos	**2,707**	**2,719**	**2,722**
Média		**2,716**	

Figura A.3 – Peso Específico dos Grãos do Solo (cota 1,0 à 1,5 m)

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo	**Dissertação Francielle**	**Profundidade (m)**	**1,00 - 1,50**
Registro nº	FD894,1 - 100	Data:	31/08/2013
Ensaio nº	3	Ensaiado por:	Francielle
Calculado/visto por:	Francielle	Teor de umidade (%)	1,49
Solo úmido (g)	50	Solo seco (g)	49,266

Picnômetro nº	**08**	**03**	
Peso do picnômetro (g)	158,510	175,070	205,800
Peso do Pic. + Solo (g)	207,776	224,336	
Peso solo seco (g)	49,266	49,266	
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	690,660	707,240	737,880
Peso d'água Complementar (g)	482,884	482,904	
Peso Pic + Água (g)	659,220	675,760	706,560
Peso de água (no Pic) (g)	500,710	500,690	
Peso d'água deslocado (g)	17,826	17,786	
Temperatura d'água (°C)	28,5	28,5	28,5
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9961	0,9961	0,9961
Volume de água deslocado (cm^3)	17,895	17,855	
Peso esp. dos Grãos	**2,753**	**2,759**	
Média		**2,756**	

Figura A.4 – Peso Específico dos Grãos do Solo (cota 1,5 à 2,0 m)

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo	**Dissertação Francielle**	**Profundidade (m)**	**1,50 - 2,00**
Registro nº	FD894,1 - 150	Data:	11/09/2013
Ensaio nº	6	Ensaiado por:	Francielle
Calculado/visto por:	Francielle	Teor de umidade (%)	3,31
Solo úmido (g)	50	Solo seco (g)	48,398

Picnômetro nº	**2**	**7**	**8**
Peso do picnômetro (g)	205,950	185,250	158,840
Peso do Pic. + Solo (g)	254,348	233,648	207,238
Peso solo seco (g)	48,398	48,398	48,398
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	737,120	716,320	690,180
Peso d'água Complementar (g)	482,772	482,672	482,942
Peso Pic + Água (g)	707,050	686,050	659,880
Peso de água (no Pic) (g)	501,100	500,800	501,040
Peso d'água deslocado (g)	18,328	18,128	18,098
Temperatura d'água (°C)	24,5	24,5	24,5
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9972	0,9972	0,9972
Volume de água deslocado (cm^3)	18,380	18,180	18,150
Peso esp. dos Grãos	**2,633**	**2,662**	**2,667**
Média		**2,664**	

Figura A.5 – Peso Específico dos Grãos do Solo (cota 2,0 à 2,5 m)

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo	**Dissertação Francielle**	**Profundidade (m)**	**2,00 - 2,50**
Registro nº	FD894,1 - 200	Data:	11/09/2013
Ensaio nº	7	Ensaiado por:	Francielle
Calculado/visto por:	Francielle	Teor de umidade (%)	3,36
Solo úmido (g)	50	Solo seco (g)	48,376

Picnômetro nº	**25**	**1**	**17**
Peso do picnômetro (g)	171,210	182,310	176,340
Peso do Pic. + Solo (g)	219,586	230,686	224,716
Peso solo seco (g)	48,376	48,376	48,376
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	702,160	713,310	707,170
Peso d'água Complementar (g)	482,574	482,624	482,454
Peso Pic + Água (g)	671,910	683,120	676,990
Peso de água (no Pic) (g)	500,700	500,810	500,650
Peso d'água deslocado (g)	18,126	18,186	18,196
Temperatura d'água (°C)	28,5	28,5	28,5
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9961	0,9961	0,9961
Volume de água deslocado (cm^3)	18,196	18,256	18,266
Peso esp. dos Grãos	**2,659**	**2,650**	**2,648**
Média		**2,652**	

APÊNDICE B

LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Figura B.1 – Limites de consistência cota 0,0 à 0,5 m

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

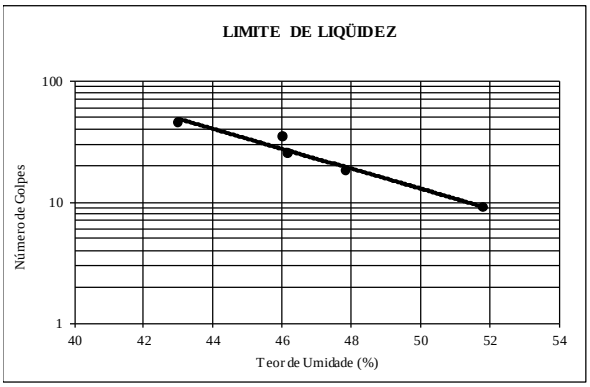
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Projeto:	**Dissertação de Mestrado**	**Cliente**	
Registro nº	FD 894,1-00	Data:	28/08/2013
Ensaio nº	1	Ensaiado por:	Francielle
Calculado por:	Francielle	Visto por:	Carlos Lauro

LIMITE DE LIQÜIDEZ

Cápsula nº	152	111	150	135	4B	
C + S + A (g)	13,06	17,53	15,43	21,11	20,01	
C + Solo (g)	10,53	14,16	12,48	16,47	15,54	
Cápsula (g)	5,65	7,12	6,07	5,68	5,86	
Água (g)	2,53	3,37	2,95	4,64	4,47	
Solo (g)	4,88	7,04	6,41	10,79	9,68	
Umidade (%)	51,84	47,87	46,02	43,00	46,18	
GOLPES	9	18	34	45	25	



Limite de Liquidez (%)
47,2

Limite de Plasticidade (%)
38,2

Índice de Plasticidade (%)
9,0

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº		143	19		138	
C + S + A (g)	5,87	5,04	6,03	6,01	4,99	
C + Solo (g)	5,24	4,5	5,36	5,44	4,45	
Cápsula (g)	3,73	3,03	3,58	4,15	3,11	
Água (g)		0,54	0,67		0,54	
Solo (g)		1,47	1,78		1,34	
Umidade (%)		36,7	37,6		40,3	
Média	38,2					

Figura B.2 – Limites de consistência cota 0,5 à 1,0 m

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

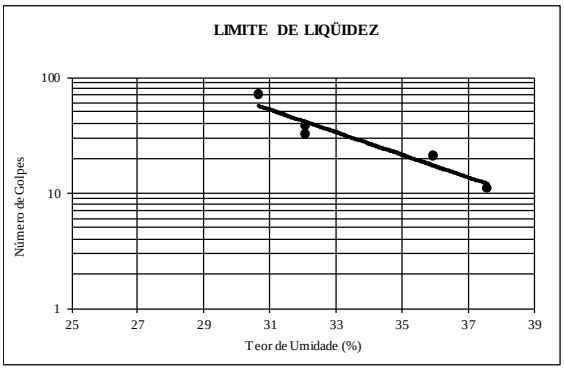
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Projeto:	**Dissertação de Mestrado**	**Cliente**	
Registro nº	FD 894,1-50	Data:	07/11/2013
Ensaio nº	2	Ensaiado por:	Francielle
Calculado por:	Francielle	Visto por:	Carlos Lauro

LIMITE DE LIQÜIDEZ

Cápsula nº	8	9	13	124	143	
C + S + A (g)	10,89	11,89	11,31	12,40	13,19	
C + Solo (g)	9,45	10,28	9,94	10,76	11,55	
Cápsula (g)	5,62	5,80	5,67	5,65	6,20	
Água (g)	1,44	1,61	1,37	1,64	1,64	
Solo (g)	3,83	4,48	4,27	5,11	5,35	
Umidade (%)	37,60	35,94	32,08	32,09	30,65	
GOLPES	11	21	32	38	70	



Limite de Liquidez (%)
34,8

Limite de Plasticidade (%)
19,7

Índice de Plasticidade (%)
15,0

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº		6	127	139	141	
C + S + A (g)	7,04	6,87	7,55	7,52	7,64	7,29
C + Solo (g)	6,84	6,64	7,31	7,28	7,4	7,09
Cápsula (g)	5,7	5,49	6,06	6,09	6,17	5,92
Água (g)		0,23	0,24	0,24	0,24	
Solo (g)		1,15	1,25	1,19	1,23	
Umidade (%)		20,0	19,2	20,2	19,5	
Média	19,7					

Figura B.3 – Limites de consistência cota 1,0 à 1,5 m

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

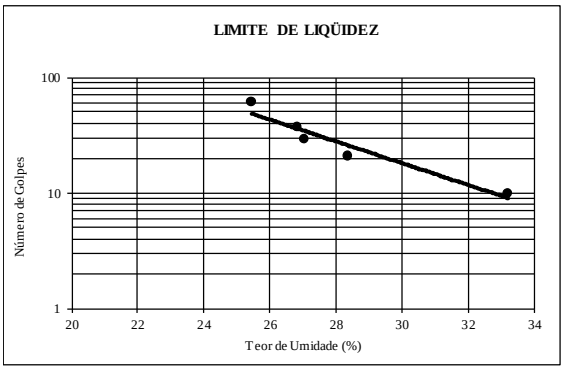
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Projeto:	**Dissertação de Mestrado**	**Cliente**	
Registro nº	FD 894,1-100	Data:	05/09/2013
Ensaio nº	3	Ensaiado por:	Francielle
Calculado por:	Francielle	Visto por:	Carlos Lauro

LIMITE DE LIQÜIDEZ

Cápsula nº	20	2	48	12	40	
C + S + A (g)	12,81	16,66	18,20	15,06	16,08	
C + Solo (g)	10,93	14,45	15,68	13,42	14,08	
Cápsula (g)	5,27	6,66	6,37	7,31	6,22	
Água (g)	1,88	2,21	2,52	1,64	2,00	
Solo (g)	5,66	7,79	9,31	6,11	7,86	
Umidade (%)	33,22	28,37	27,07	26,84	25,45	
GOLPES	10	21	29	37	61	



Limite de Liquidez (%)
29,1

Limite de Plasticidade (%)
8,5

Índice de Plasticidade (%)
20,5

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº		100	136	149	154	
C + S + A (g)	7,75	7,79	7,25	7,22	7,22	
C + Solo (g)	7,48	7,41	6,96	6,98	6,9	
Cápsula (g)	3,73	3,03	3,58	4,15	3,11	
Água (g)		0,38	0,29	0,24	0,32	
Solo (g)		4,38	3,38	2,83	3,79	
Umidade (%)		8,7	8,6	8,5	8,4	
Média	8,5					

Figura B.4 – Limites de consistência cota 1,5 à 2,0 m

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

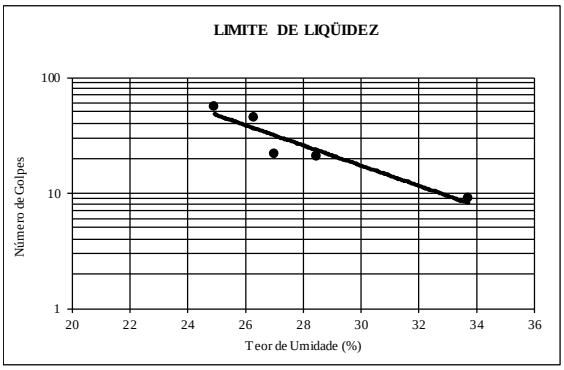
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Projeto:	**Dissertação de Mestrado**	**Cliente**	
Registro nº	FD 894,1-150	Data:	05/09/2013
Ensaio nº	4	Ensaiado por:	Francielle
Calculado por:	Francielle	Visto por:	Carlos Lauro

LIMITE DE LIQÜIDEZ

Cápsula nº	8	16	101	17	31	
C + S + A (g)	15,00	14,44	19,08	12,07	12,48	
C + Solo (g)	12,63	12,43	16,45	10,62	10,98	
Cápsula (g)	5,60	5,37	6,72	5,11	4,96	
Água (g)	2,37	2,01	2,63	1,45	1,50	
Solo (g)	7,03	7,06	9,73	5,51	6,02	
Umidade (%)	33,71	28,47	27,03	26,32	24,92	
GOLPES	9	21	22	45	56	



Limite de Liquidez (%)
28,9

Limite de Plasticidade (%)
17,8

Índice de Plasticidade (%)
11,1

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº			109	123	141	
C + S + A (g)	7,15	7,18	7,45	7,43	7,93	
C + Solo (g)	6,89	6,98	7,21	7,17	7,66	
Cápsula (g)	5,69	5,97	5,82	5,68	6,21	
Água (g)			0,24	0,26	0,27	
Solo (g)			1,39	1,49	1,45	
Umidade (%)			17,3	17,4	18,6	
Média	17,8					

Figura B.5 – Limites de consistência cota 2,0 à 2,5 m

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

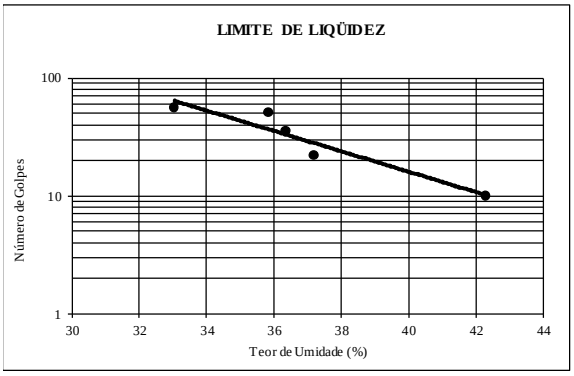
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Projeto:	**Dissertação de Mestrado**	**Cliente**	
Registro nº	FD 894,1-200	Data:	07/11/2013
Ensaio nº	5	Ensaiado por:	Francielle
Calculado por:	Francielle	Visto por:	Carlos Lauro

LIMITE DE LIQÜIDEZ

Cápsula nº	40	43	4B	20	3	
C + S + A (g)	13,01	12,25	13,90	12,09	13,40	
C + Solo (g)	10,98	10,61	11,70	10,28	11,54	
Cápsula (g)	6,18	6,20	5,65	5,23	5,91	
Água (g)	2,03	1,64	2,20	1,81	1,86	
Solo (g)	4,80	4,41	6,05	5,05	5,63	
Umidade (%)	42,29	37,19	36,36	35,84	33,04	
GOLPES	10	22	35	50	56	



Limite de Liquidez (%)
38,5

Limite de Plasticidade (%)
19,1

Índice de Plasticidade (%)
19,4

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº	116		112	8	131	
C + S + A (g)	7,32	7,54	7,83	7,15	8,3	6,84
C + Solo (g)	7,08	7,26	7,58	6,89	7,96	6,6
Cápsula (g)	5,8	5,97	6,22	5,56	6,25	5,22
Água (g)	0,24		0,25	0,26	0,34	
Solo (g)	1,28		1,36	1,33	1,71	
Umidade (%)	18,8		18,4	19,5	19,9	
Média	19,1					

APÊNDICE C

CISALHAMENTO DIRETO NATURAL

Figura C.1 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto natural (0,0 a 0,5 m)

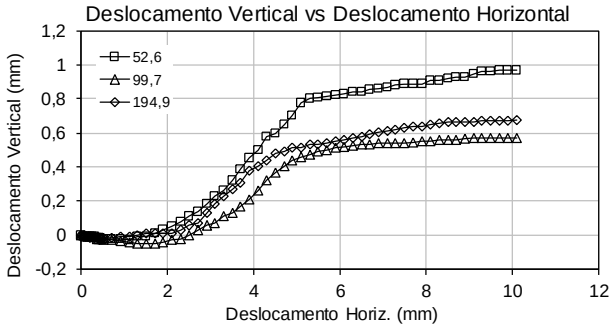
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

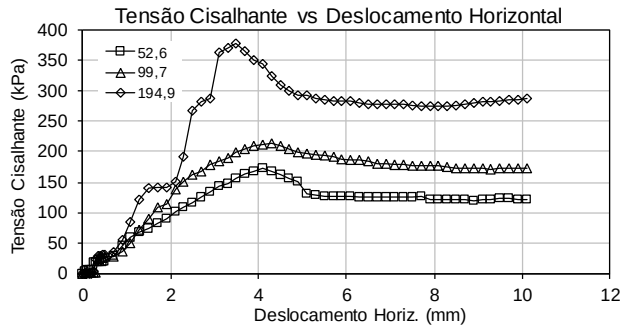
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD894,1- 00	Prof. (m)	0,0 a 0,50m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. natural			Velocidade	0,042	mm/min
Tipo C. P.	indeformado	Data	17/08/13	Executado por	Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	52,63	173,99	10,10	11,5	1,346
2	99,67	212,98	10,10	12,5	1,418
3	194,88	377,47	10,10	10,2	1,411

Regre. Lin.	**1,4737**	**X +**	**84,276**

Ângulo de Atrito	**55,84**
Coesão (kPa)	**84,28**
Deslocamento (mm)	**10,10**





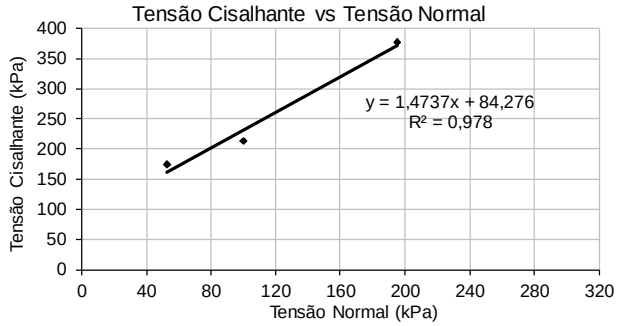


Figura C.2 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto natural (0,5 a 1,0 m)

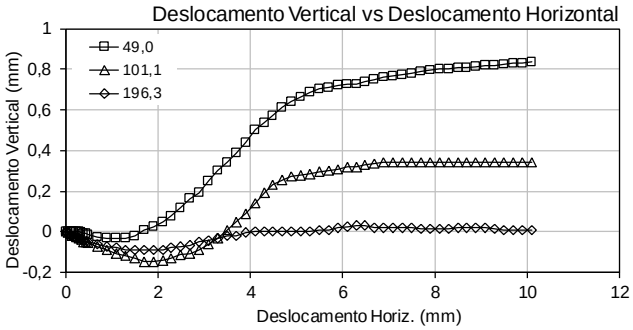
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

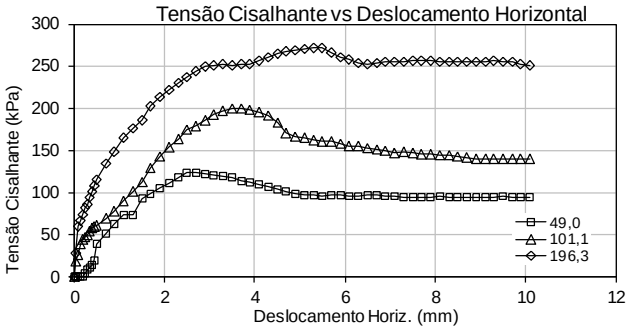
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD894,1- 50	Prof. (m)	0,5 a 1,0
Tipo Ensaio	Cis. Dir. natural			Velocidade	0,042	mm/min
Tipo C. P.	indeformado	Data	25/08/2013	Executado por	Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhamento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	49,04	123,26	10,10	14,1	1,346
2	101,14	199,95	10,10	14,3	1,466
3	196,29	271,96	10,10	12,6	1,365

Regre. Lin.	**0,9789**	**X +**	**85,33**

Ângulo de Atrito	**44,39**
Coesão (kPa)	**85,33**
Deslocamento (mm)	**10,10**





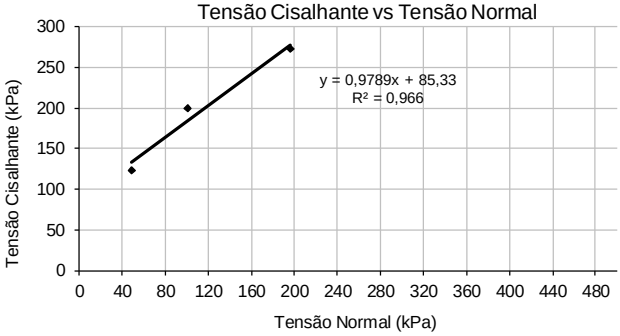


Figura C.3 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto natural (1,5 a 2,0 m)

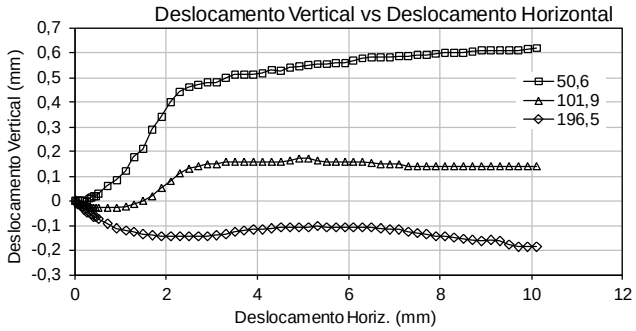
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

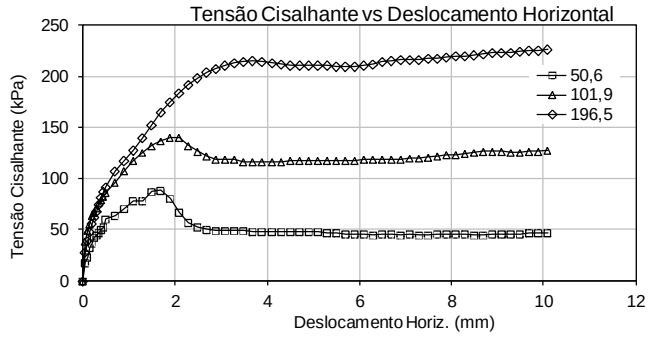
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD894,1- 100	Prof. (m)	1,0 a 1,5
Tipo Ensaio	Cis. Dir. natural			Velocidade	0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	25/08/2013	Executado por	Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	50,64	88,64	10,10	9,8	1,457
2	101,95	140,40	10,10	10,1	1,423
3	196,47	226,58	10,10	10,3	1,385

Regre. Lin.	**0,9417**	**X +**	**42,308**

Ângulo de Atrito	**43,28**
Coesão (kPa)	**42,31**
Deslocamento (mm	**10,10**





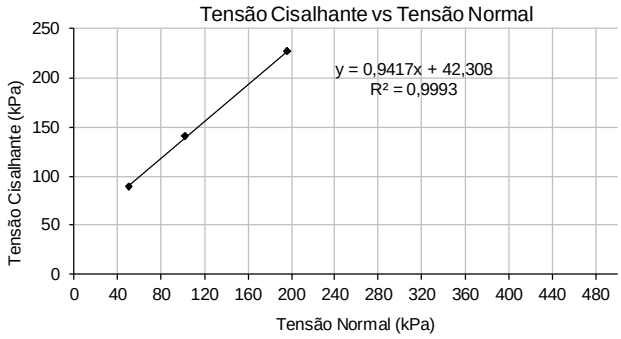


Figura C.4 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto natural (1,5 a 2,0 m)

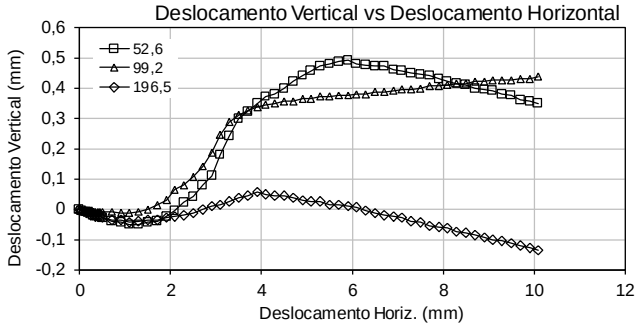
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

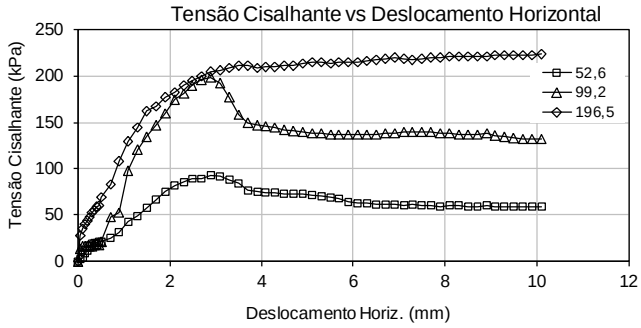
Projeto	Dissertação Francielle	Registro	FD894,1- 150	Prof. (m)	1,50 - 2,0	
Tipo Ensaio	Cis. Dir. natural			Velocidade	0,042	mm/min
Tipo C. P.	indeformado	Data	22-08-13	Executado por	Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	52,63	92,41	10,10	10,7	1,387
2	99,44	169,58	10,10	10,2	1,481
3	196,46	223,96	10,10	11,5	1,435

Regre. Lin.	**0,8612**	**X +**	**61,93**

Ângulo de Atrito	**40,74**
Coesão (kPa)	**61,93**
Deslocamento (mm)	**10,10**





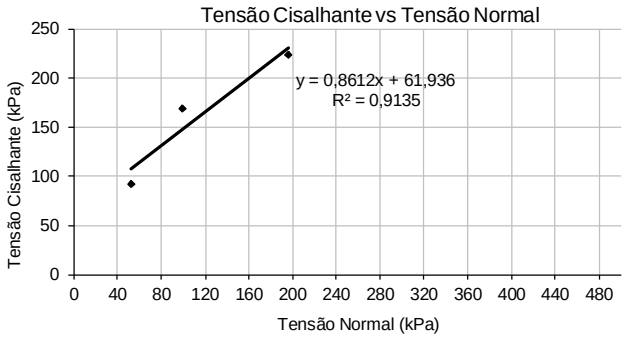


Figura C.5 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto natural (2,0 a 2,5 m)

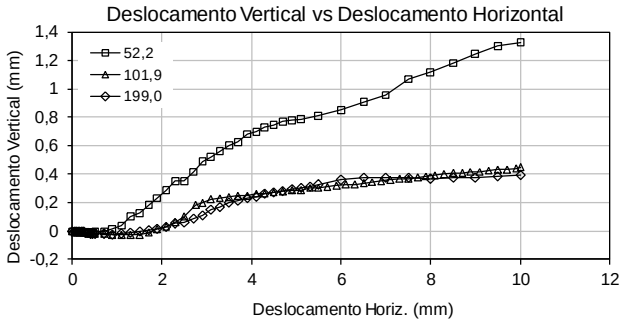
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

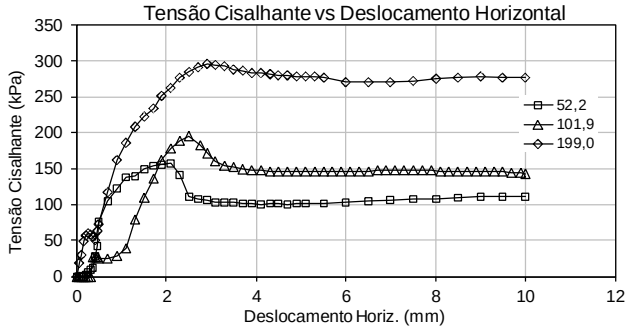
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD894,1- 200	Prof. (m)		2,0 a 2,5
Tipo Ensaio	Cis. Dir. natural		σ_0 (kPa)		Velocidade	0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	03/11/2013		Executado por	Francielle	

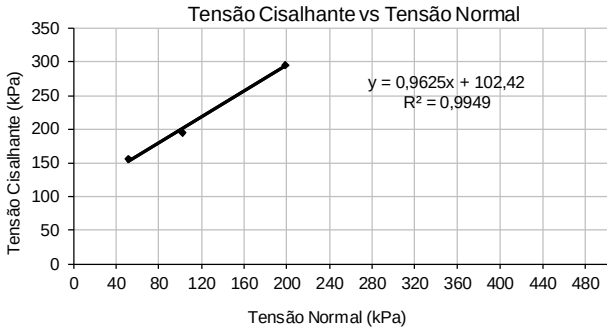
Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	52,23	156,54	10,00	15,1	1,701
2	101,95	194,72	10,00	16,5	1,614
3	199,02	295,95	10,00	16,4	1,595

Regre. Lin.	**0,9625**	**X +**	**102,42**

Ângulo de Atrito	**43,91**
Coesão (kPa)	**102,42**
Deslocamento (mm)	**10,00**







CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO

Figura C.6 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado (0,0 a 0,5 m)

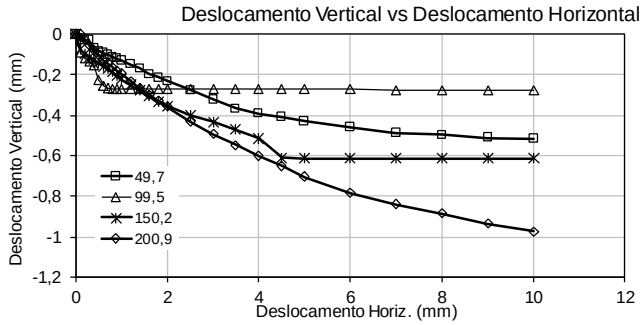
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 5 X 5 CM)

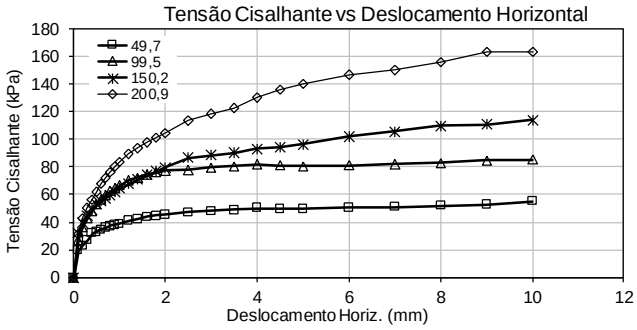
Projeto	Dissertação Francielle			Registro	FD 894,1-00	Prof.	0,0 a 0,50	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. inundado				Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	6-2-14		Executado por		Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	200,87	163,27	10,00	7,1	1,801
2	99,45	85,25	10,00	7,2	1,789
3	150,23	113,67	10,00	8,1	1,697
4	49,71	55,19	10,00	4,8	1,678

Regre. Lin.	**0,6996**	**X +**	**16,851**

Ângulo de Atrito	**34,98**
Coesão (kPa)	**16,85**
Deslocamento (mm)	**10,00**





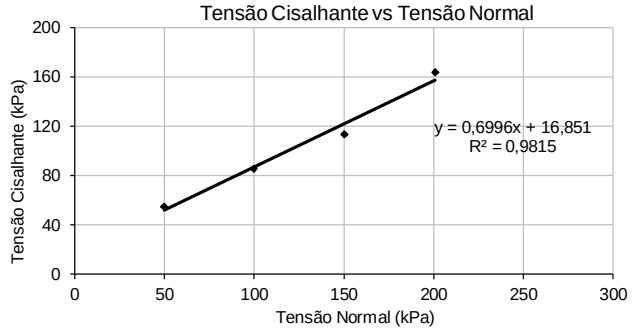


Figura C.7 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado (0,5 a 1,0 m)

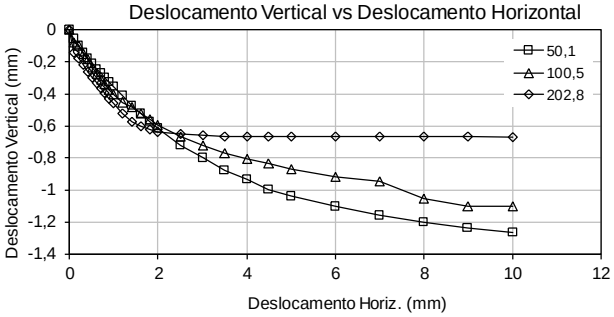
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 5 X 5 CM)

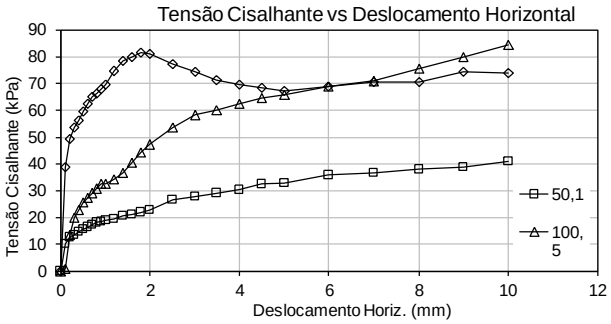
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD 894,1 - 50	Prof.	0,5 a 1,0	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. inundado			Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	28-1-14	Executado por		Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	50,07	41,15	10,00	7,4	1,628
3	150,02	73,56	10,00	7,7	1,550
4	202,77	81,51	10,00	11,3	1,537

Regre. Lin.	**0,2722**	**X +**	**28,86**

Ângulo de Atrito	**15,23**
Deslocamento (mm)	**10,00**





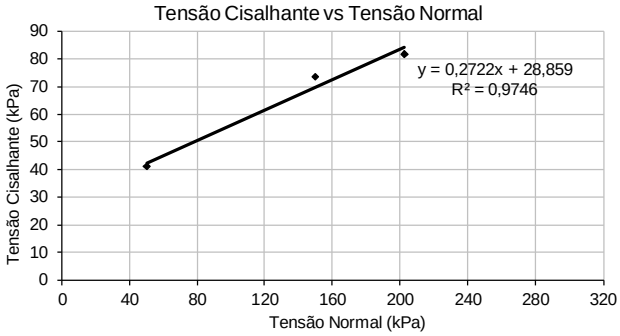


Figura C.8 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado (1,0 a 1,5 m)

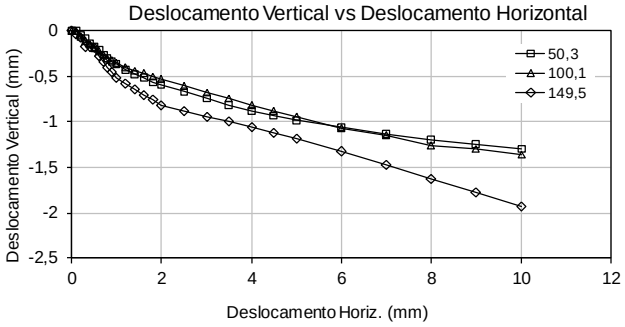
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 5 X 5 CM)

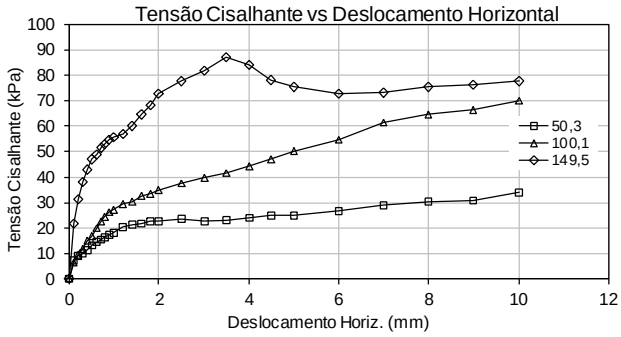
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD894,1-100	Prof.	1,0 a 1,5	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. inundado			Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	2-2-2014	Executado por		Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	50,34	33,99	10,00	7,2	1,664
2	100,12	70,07	10,00	8,9	1,665
3	149,49	87,07	10,00	7,2	1,615

Regre. Lin.	**0,5356**	**X +**	**10,16**

Ângulo de Atrito	**28,17**
Coesão (kPa)	**10,16**
Deslocamento (mm)	**10,00**





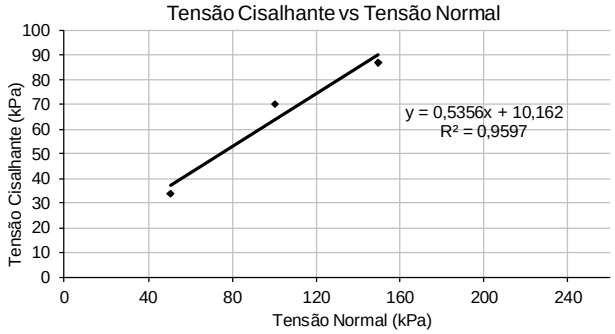


Figura C.9 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado (1,5 a 2,0 m)

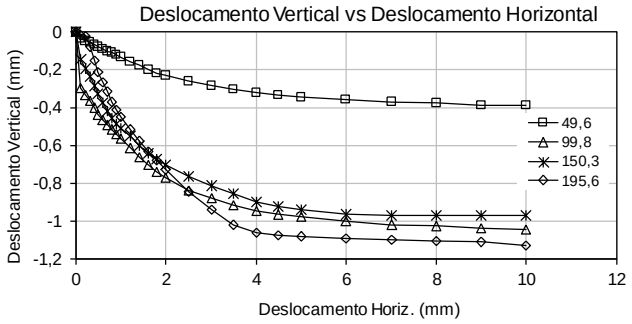
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 5 X 5 CM)

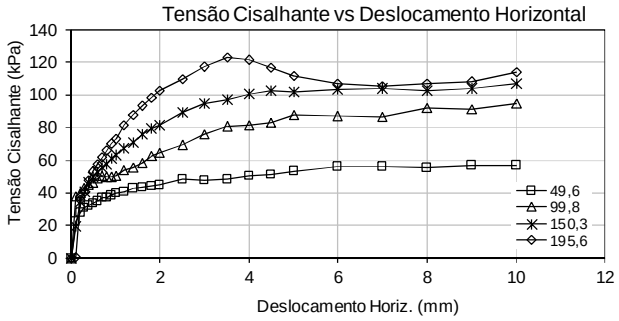
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD 894,1 - 150	Prof.	1,5 a 2,0	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. inundado			Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	14-01-14	Executado por		Francielle	

Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	49,62	56,87	10,00	2,3	1,708
2	99,85	94,63	10,00	1,9	1,671
3	150,35	106,68	10,00	2,6	1,659
4	195,63	122,87	10,00	3,3	1,584

Regre. Lin.	0,4591	X +	34,931

Ângulo de Atrito	**24,66**
Coesão (kPa)	**34,93**
Deslocamento (mm)	**10,00**





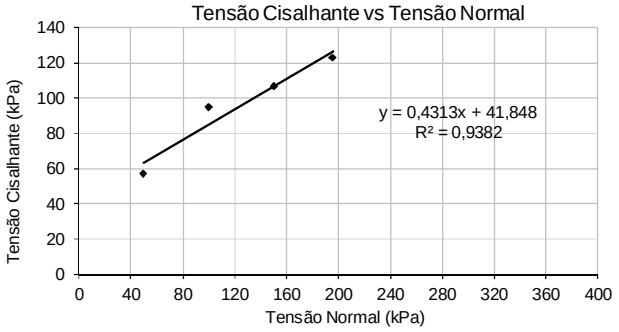


Figura C.10 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado (2,0 a 2,5 m)

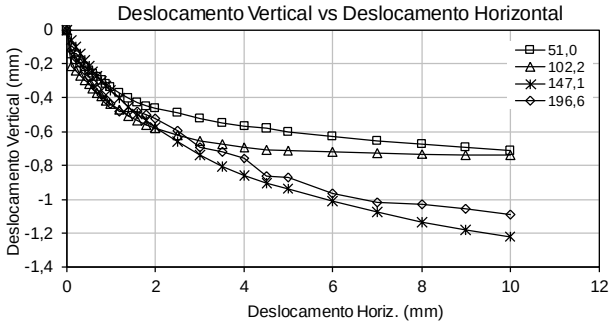
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 5 X 5 CM)

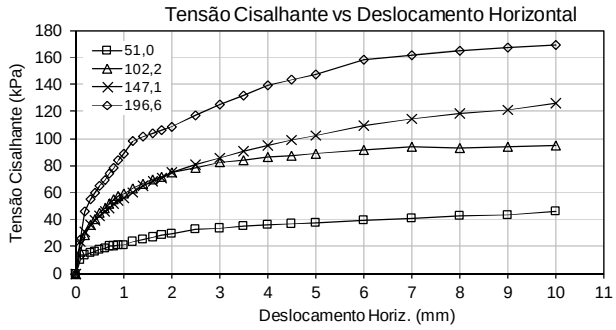
Projeto	Dissertação Francielle		Registro	FD 894,1 - 200	Prof.	2,0 a 2,5	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. inundado			Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Data	6-1-14	Executado por		Francielle	

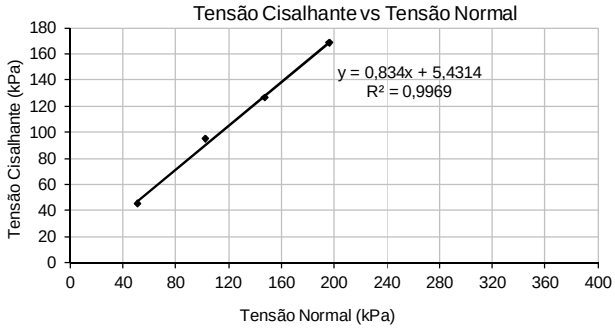
Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocam ento atingido (mm)	Umidade inicial (%)	Densidad e natural (g/cm^3)
1	51,01	45,81	10,00	15,1	1,844
2	102,21	94,86	10,00	12,7	2,074
4	196,59	168,99	10,00	14,3	1,836
5	147,05	126,44	10,00	18,1	1,813

Regre. Lin.	0,834	X +	5,4314

Ângulo de Atrito	**39,83**
Coesão (kPa)	**5,43**
Deslocamento (mm)	**10,00**







APÊNDICE D

RESULTADOS OBTIDOS PELA TÉCNICA DO PAPEL FILTRO

Figura D.1 – Trajetória de secagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 0,5 a 1,0 m)

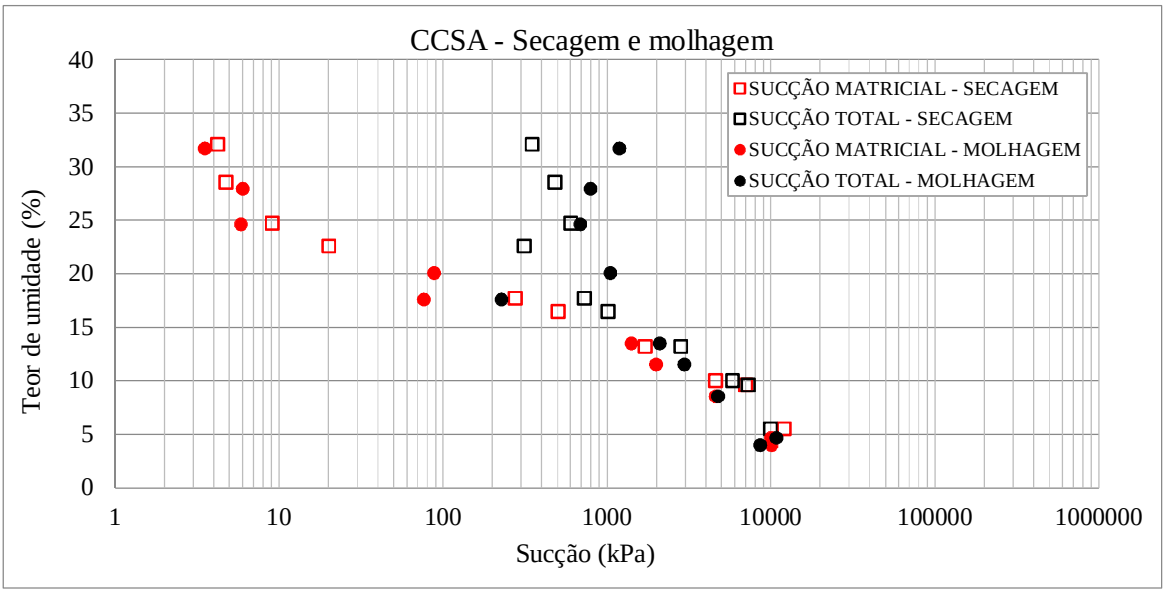


Figura D.2 – Trajetória de molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 0,5 a 1,0 m)

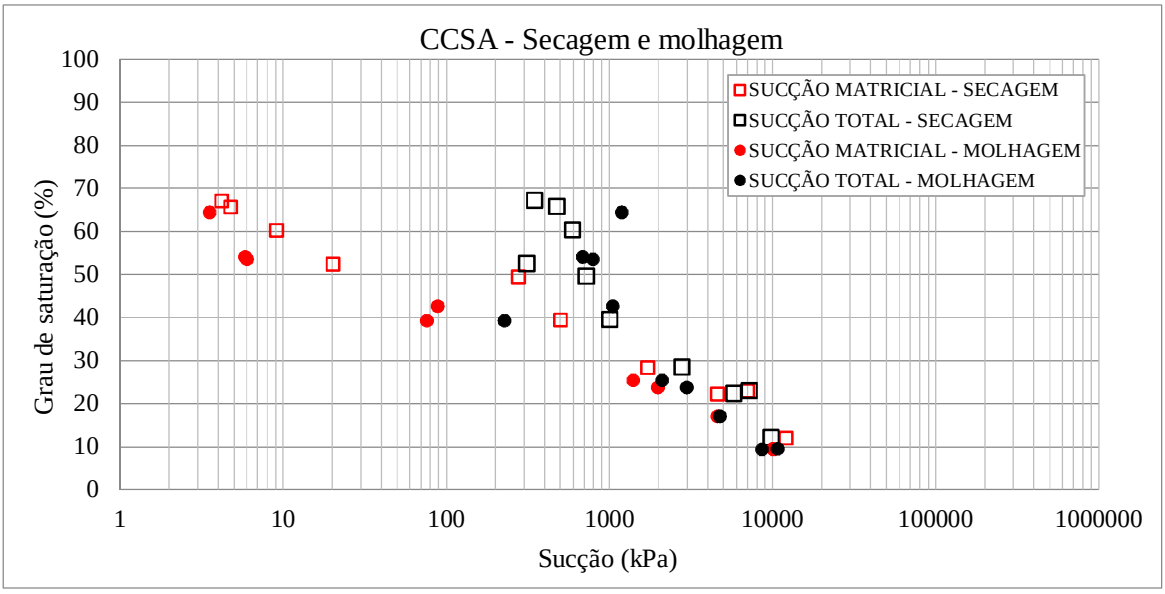


Figura D.3 – Trajetória de secagem e molhagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,5 a 1,0 m)

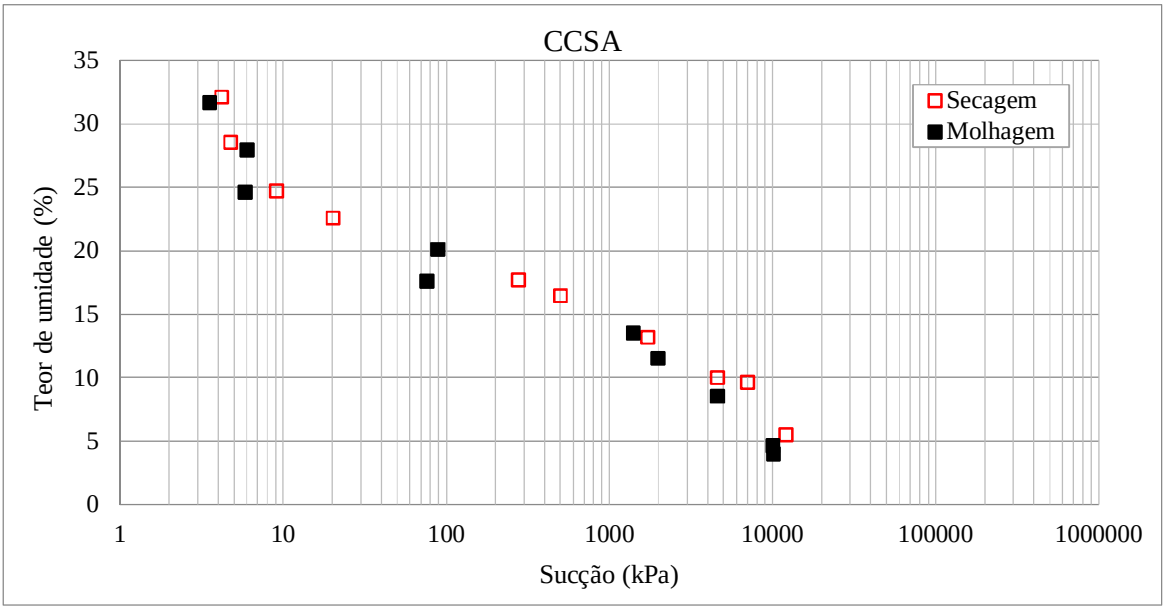


Figura D.4 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,5 a 1,0 m)

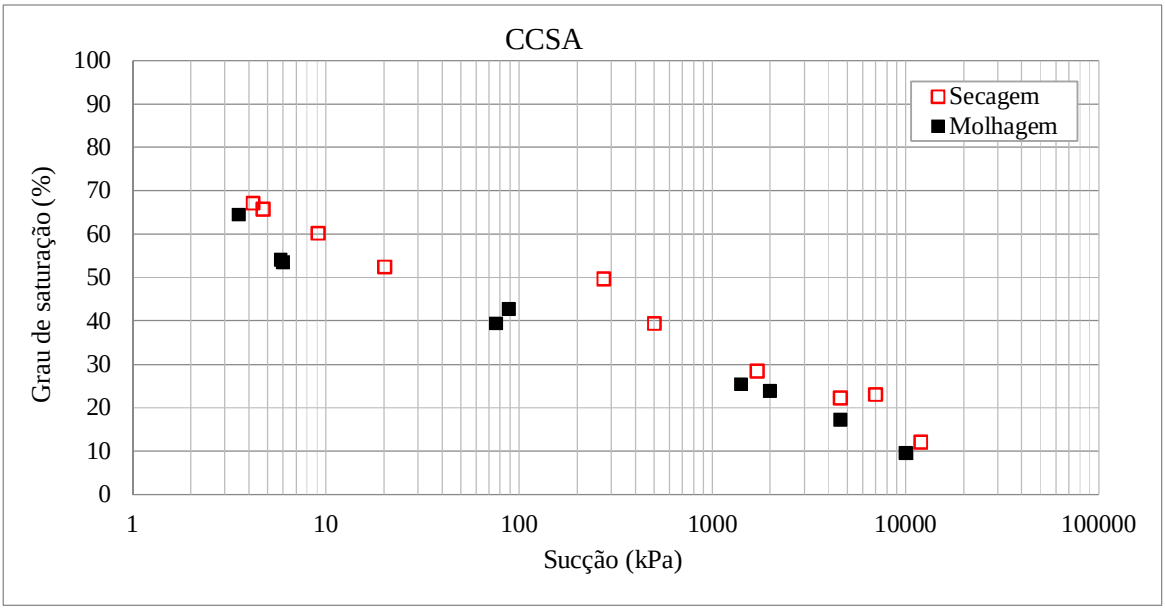


Figura D.5 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)

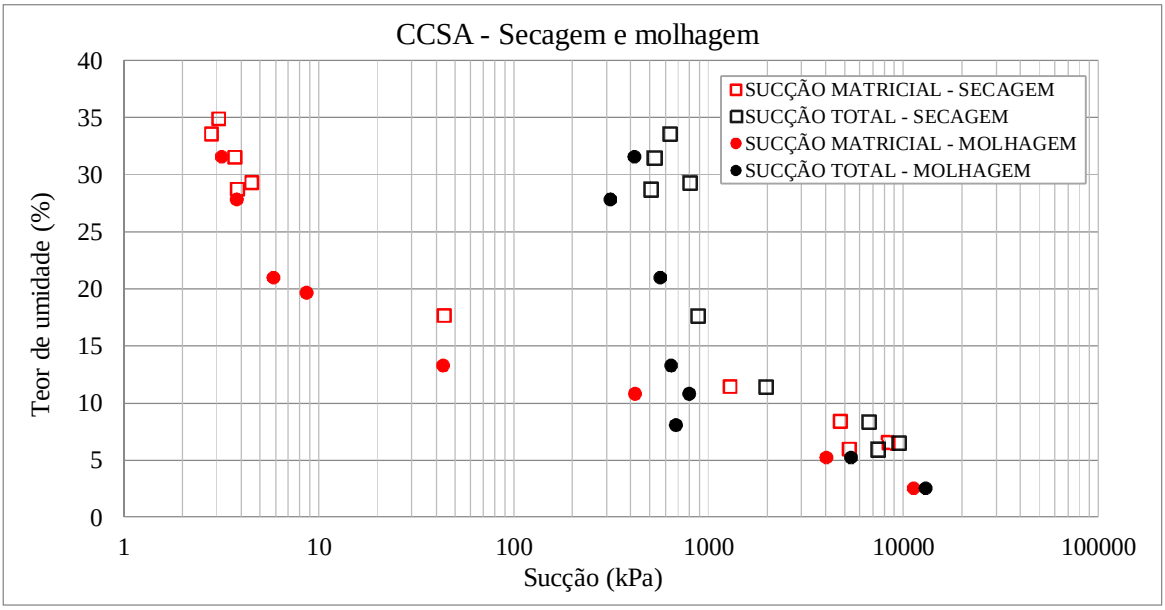


Figura D.6 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)

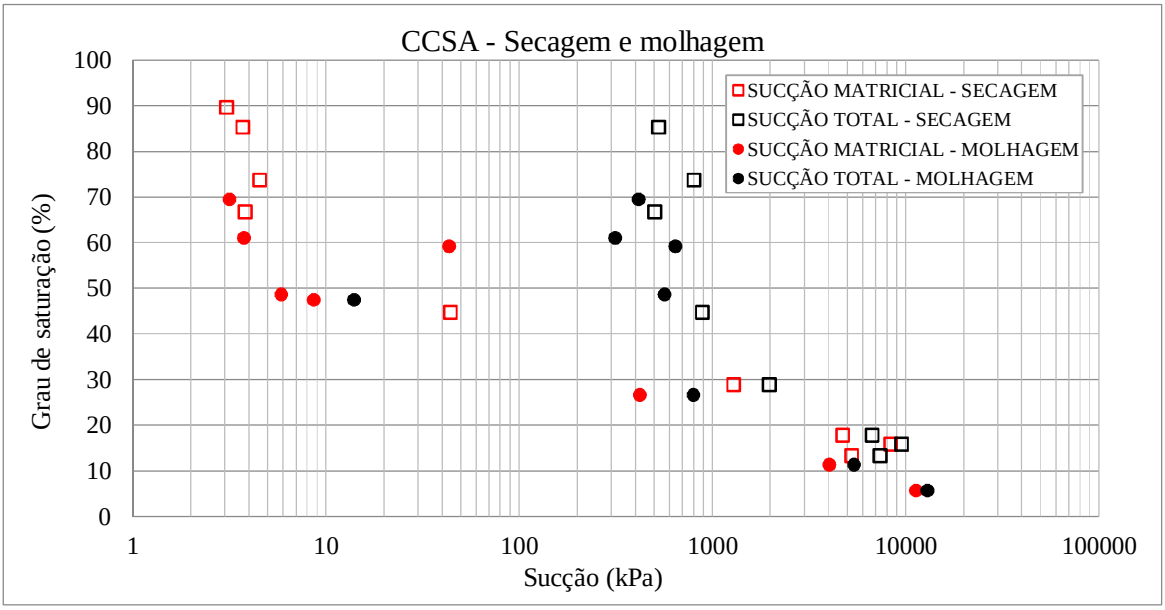


Figura D.7 – Trajetória de secagem e molhagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 1,0 a 1,5 m)

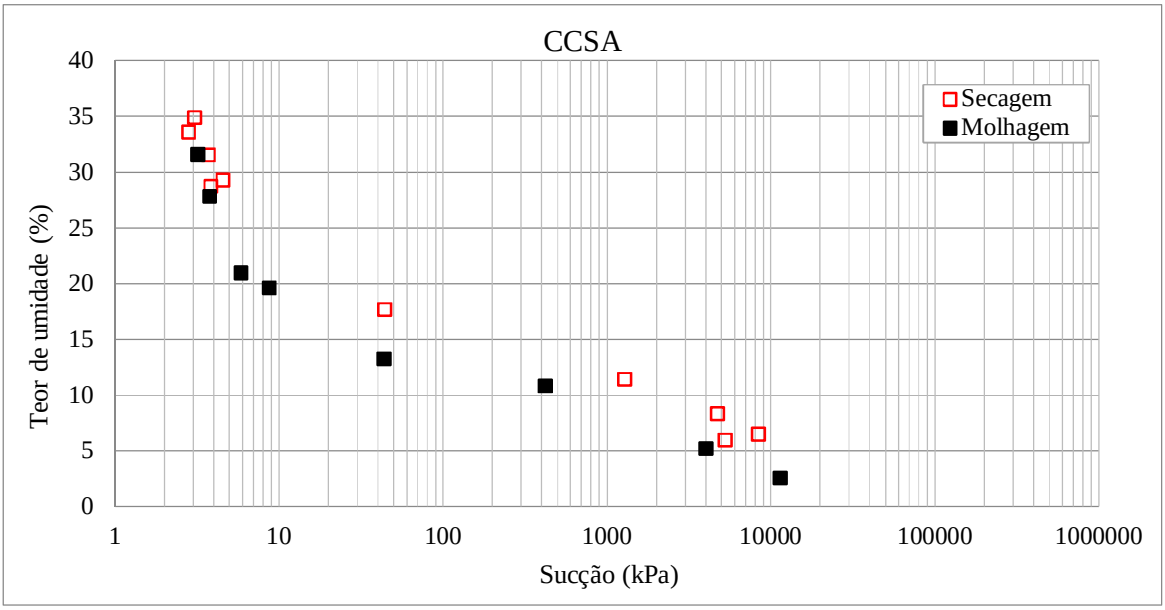


Figura D.8 – Trajetória de secagem e molhagem - grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 1,0 a 1,5 m)

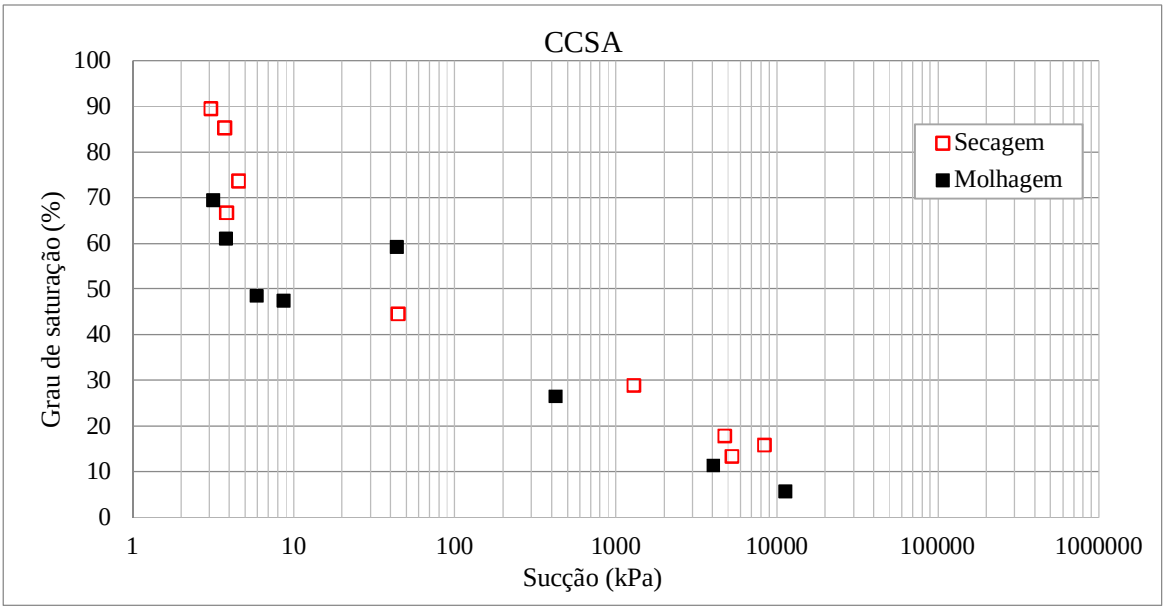


Figura D.9 – Trajetória de secagem e molhagem - teor de umidade *versus* sucção (cota 1,5 a 2,0 m)

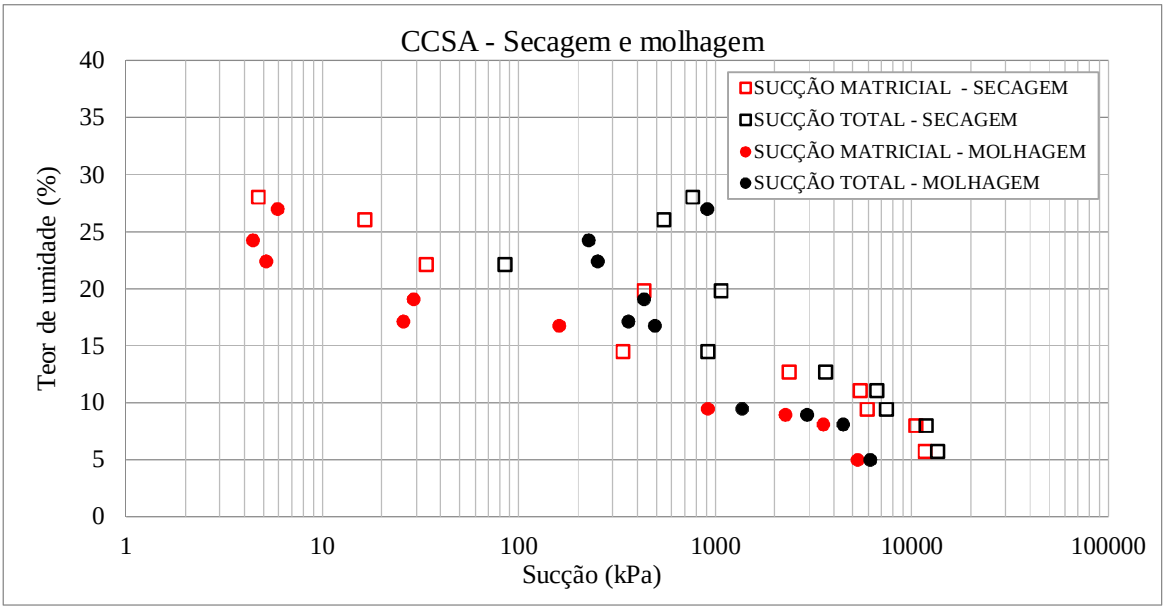


Figura D.10 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção (cota 1,5 a 2,0 m)

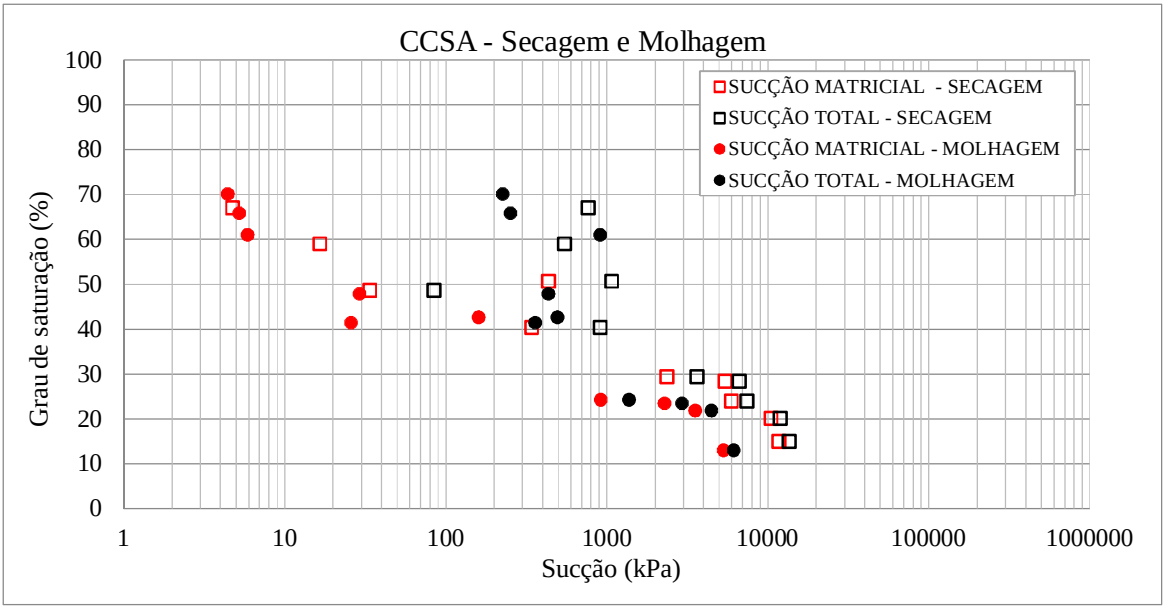


Figura D.11 – Trajetória de secagem e molhagem – teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 1,5 a 2,0 m)

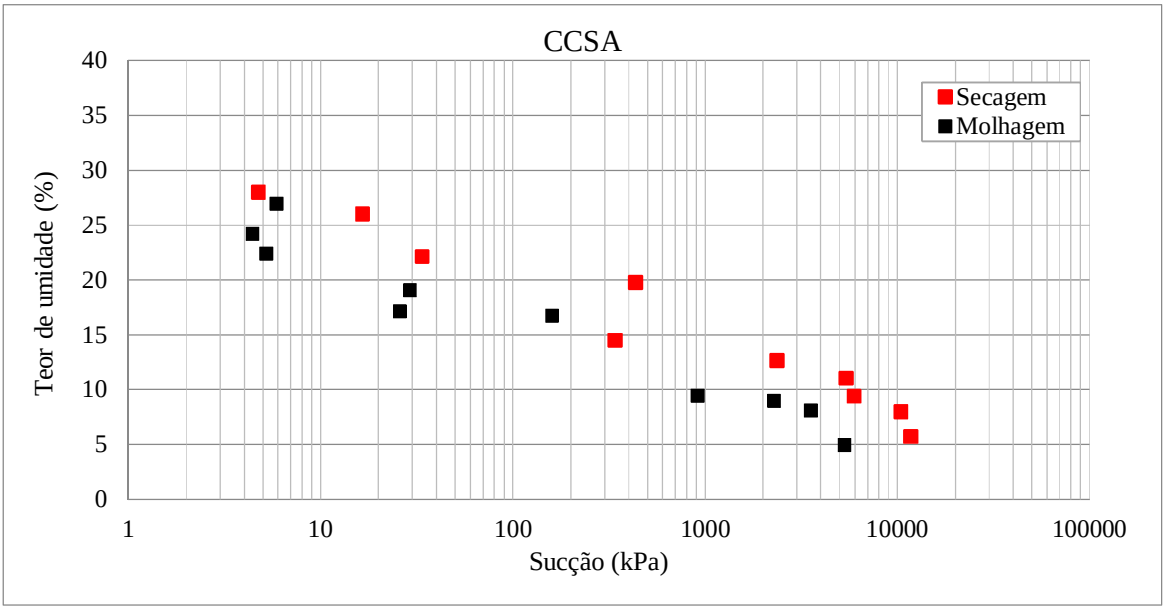
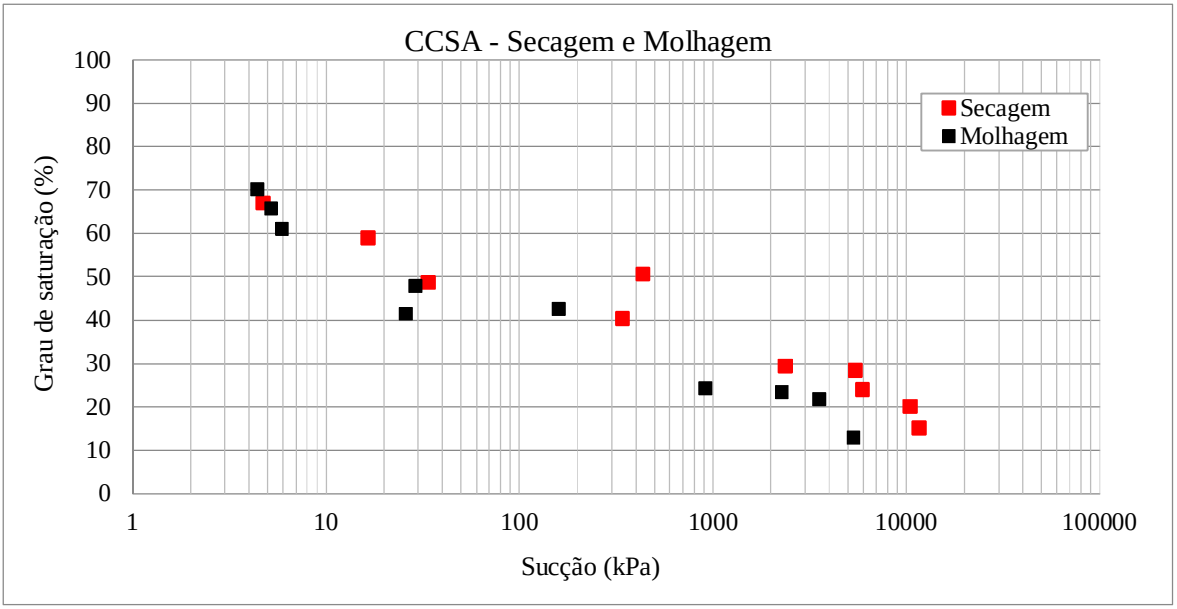


Figura D.12 – Trajetória de secagem e molhagem – grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 1,5 a 2,0 m)



APÊNDICE E

RESULTADOS OBTIDOS PELO WP4C

Figura E.1 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 0,5 a 1,0 m)

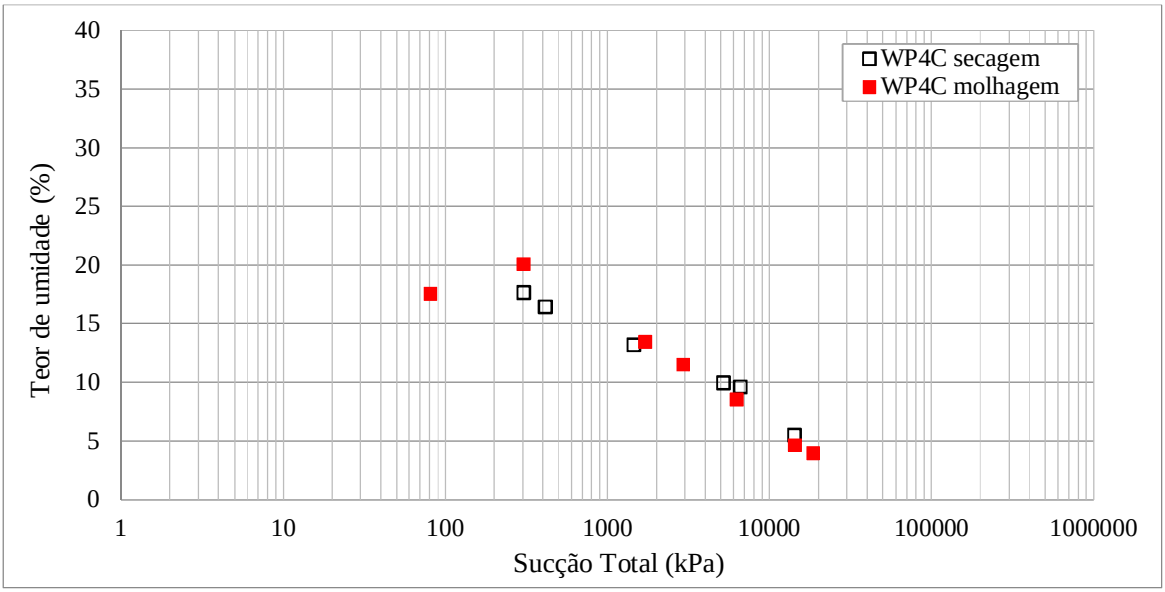


Figura E.2 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 0,5 a 1,0 m)

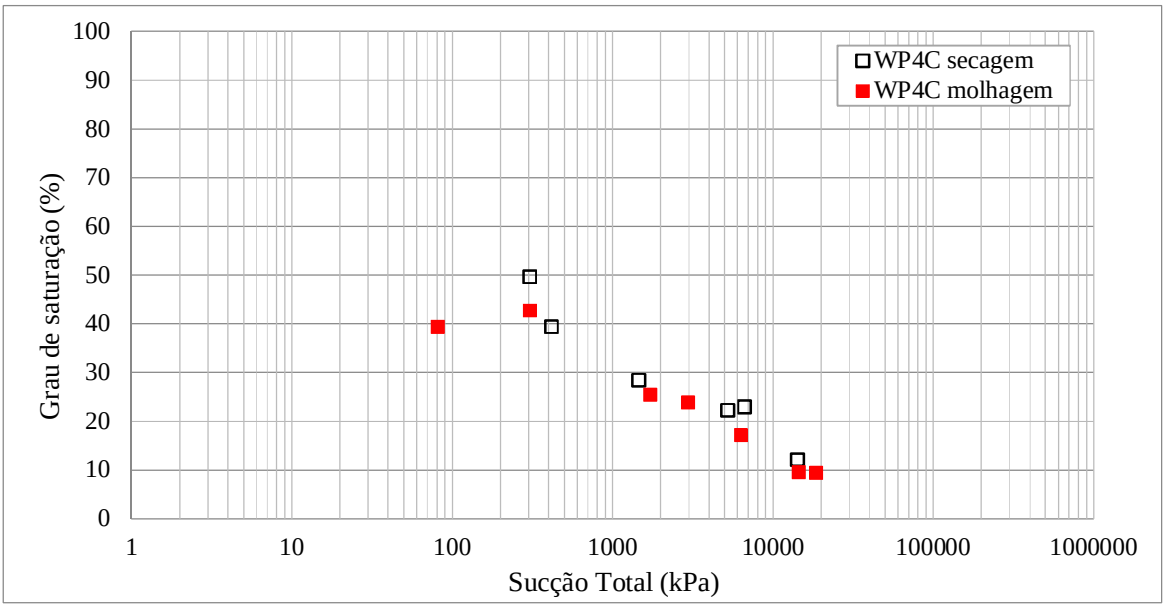


Figura E.3 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 0,5 a 1,0 m)

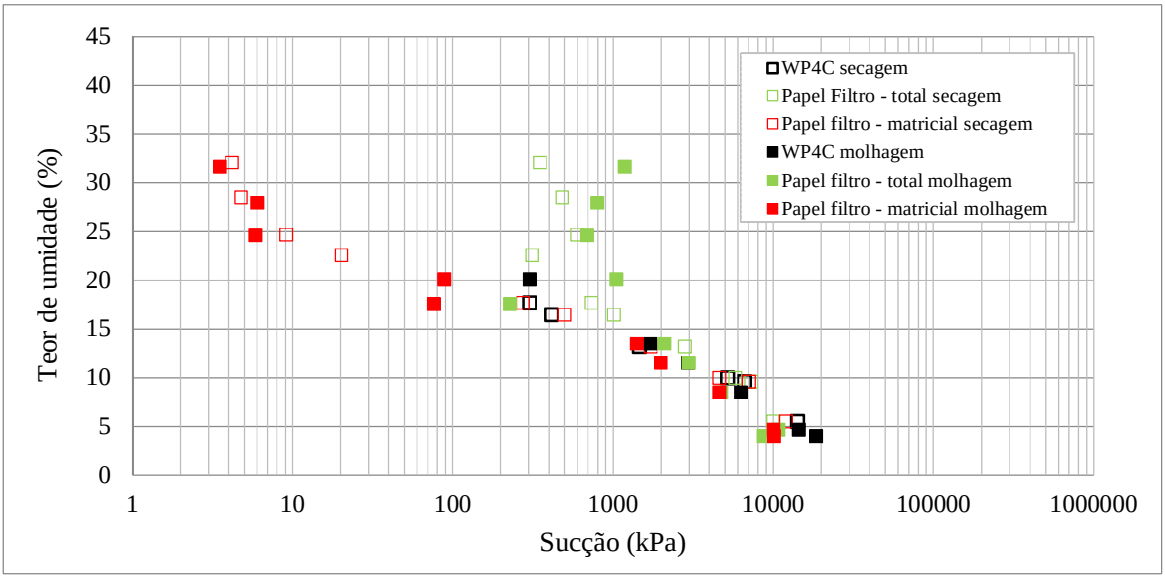


Figura E.4 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 0,5 a 1,0 m)

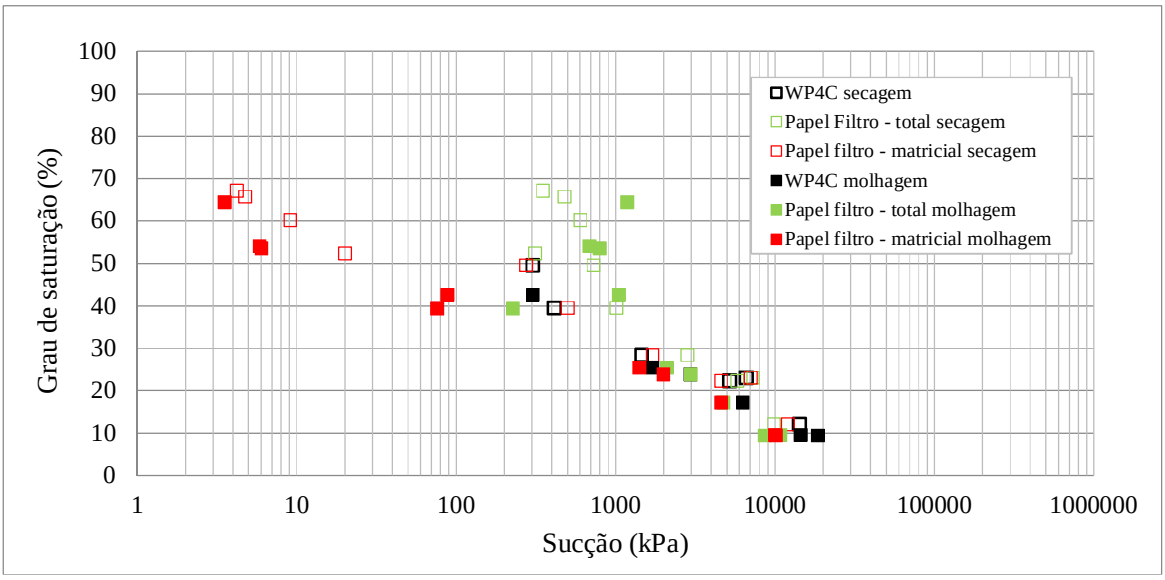


Figura E.5 – Resultados obtidos pelo WP4C – Teor de umidade *versus* sucção total (cota 1,5 a 2,0 m)

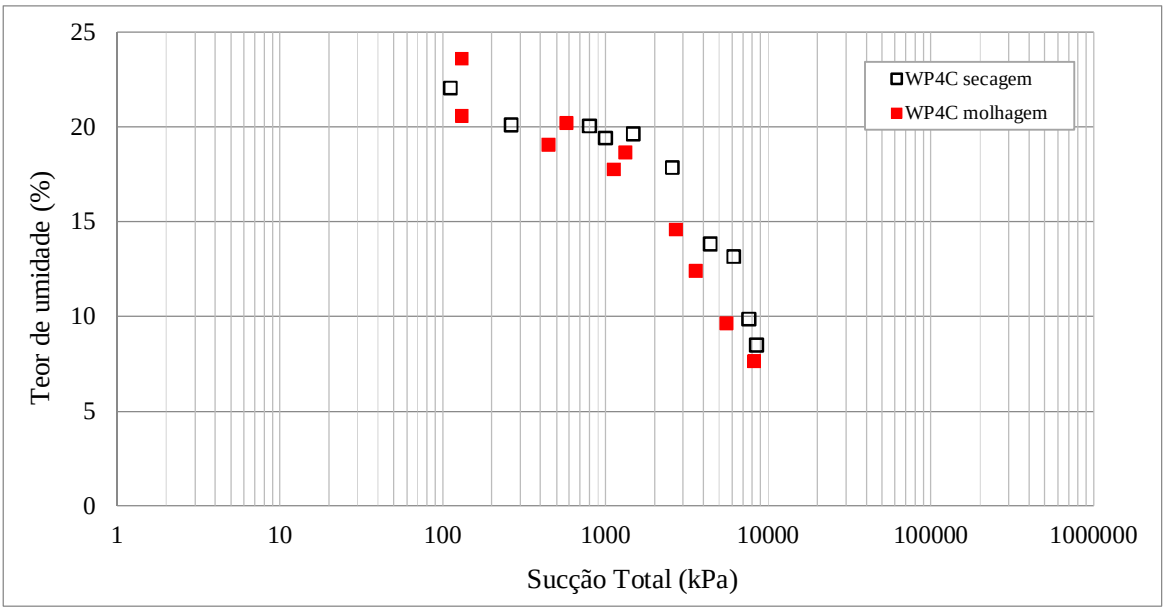


Figura E.6 – Resultados obtidos pelo WP4C – Grau de saturação *versus* sucção total (cota 1,5 a 2,0 m)

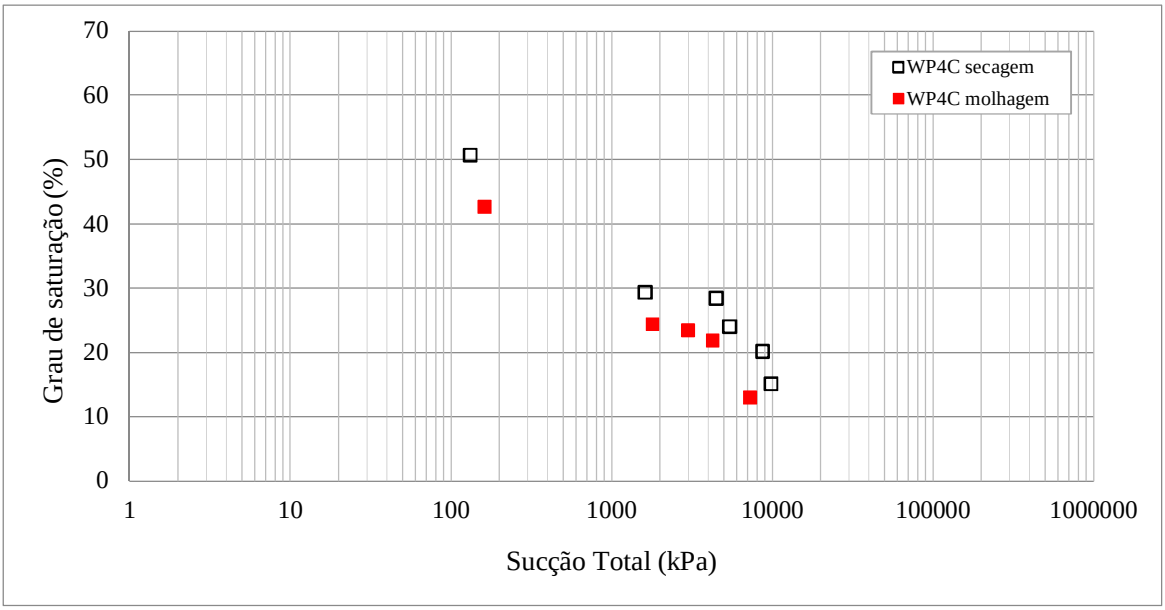


Figura E.7 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Teor de umidade *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)

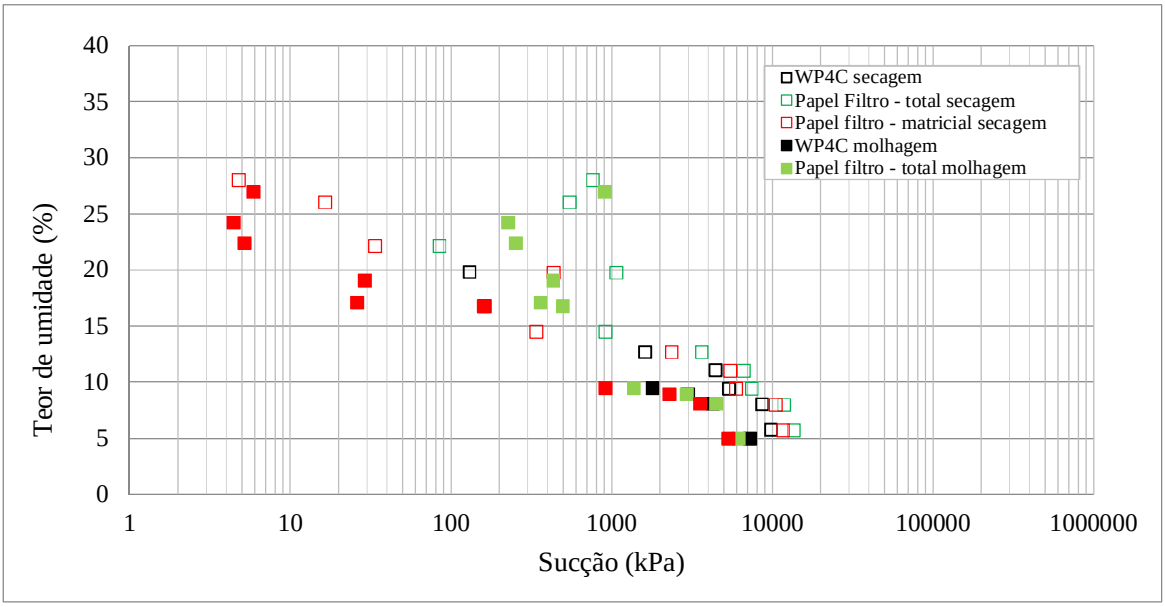
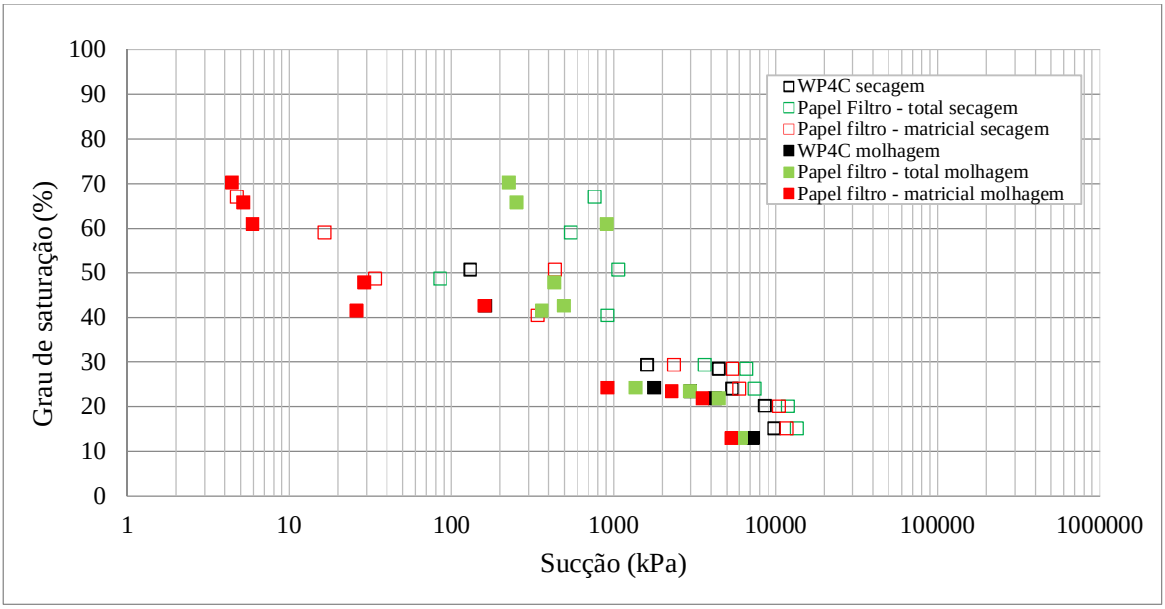


Figura E.8 – Comparação entre as técnicas do papel filtro e WP4C – Grau de saturação *versus* sucção (cota 1,0 a 1,5 m)



APÊNDICE F

RESULTADOS OBTIDOS PELO TEMPE CELL

Figura F.1 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 0,5 a 1,0 m)

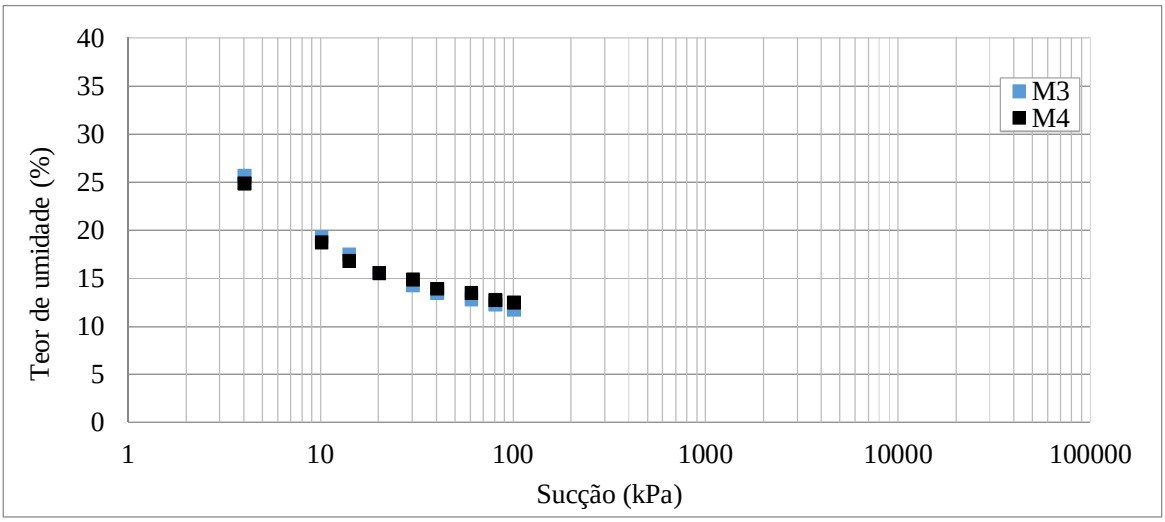


Figura F.2 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 0,5 a 1,0 m)

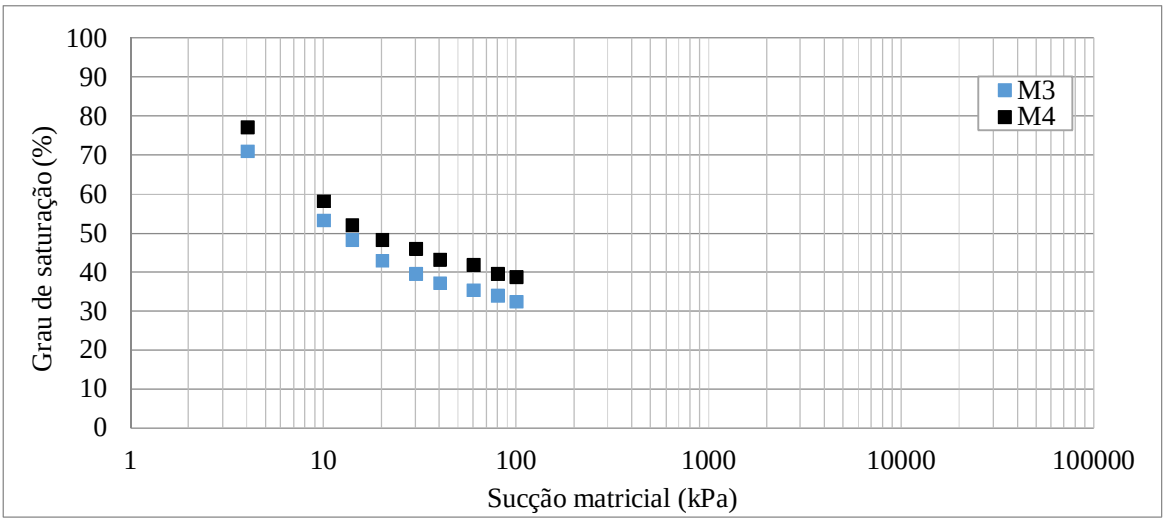


Figura F.3 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 1,0 a 1,5 m)

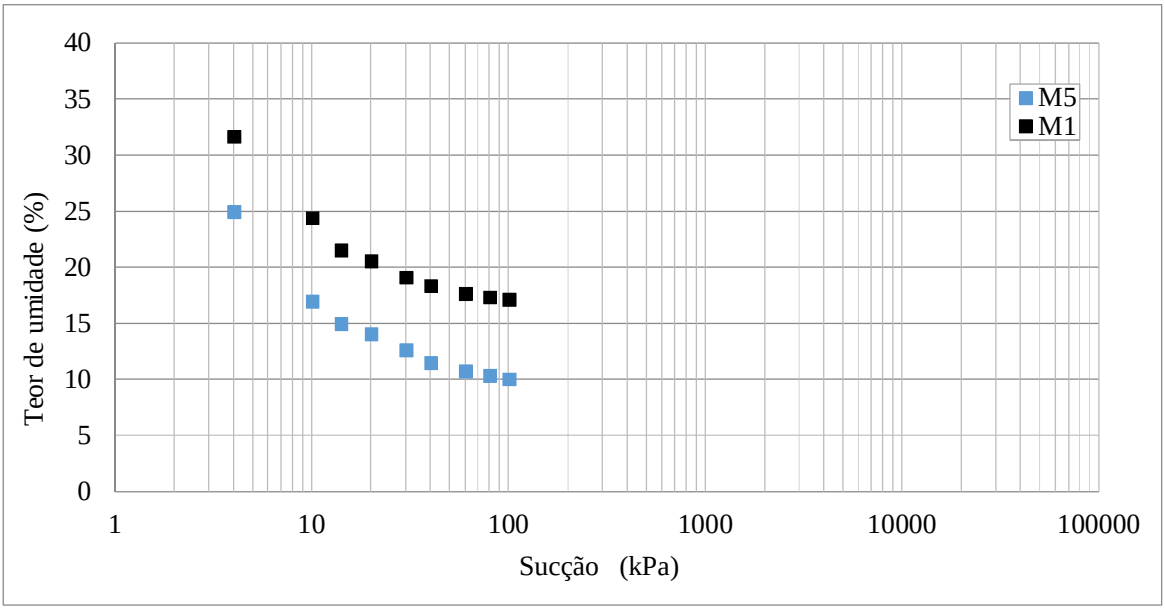


Figura F.4 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 1,0 a 1,5 m)

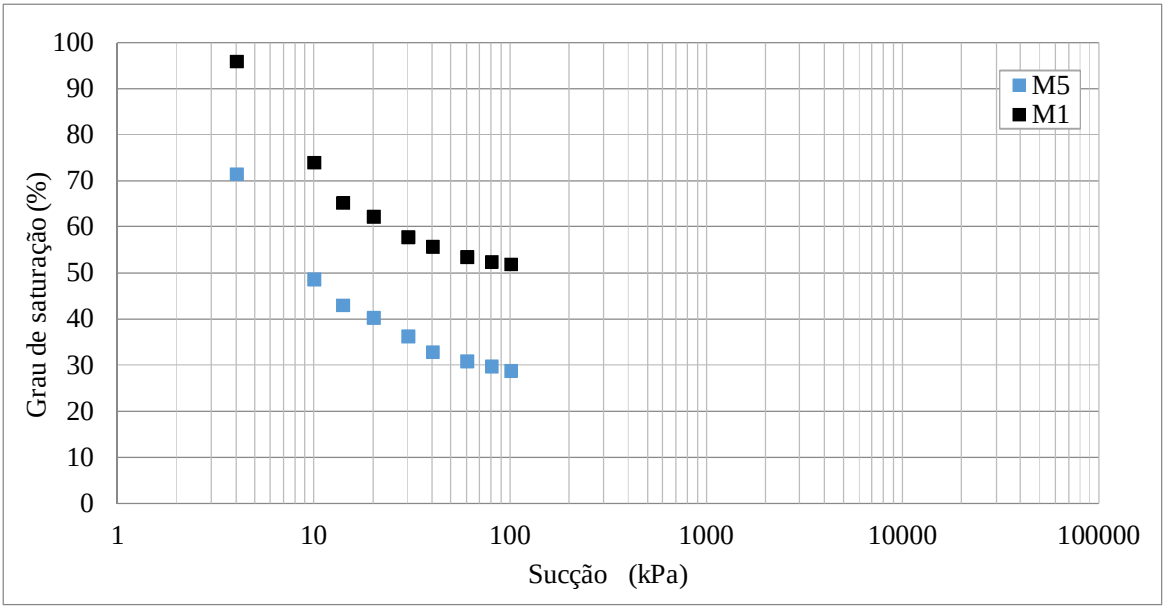


Figura F.5 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 1,5 a 2,0 m)

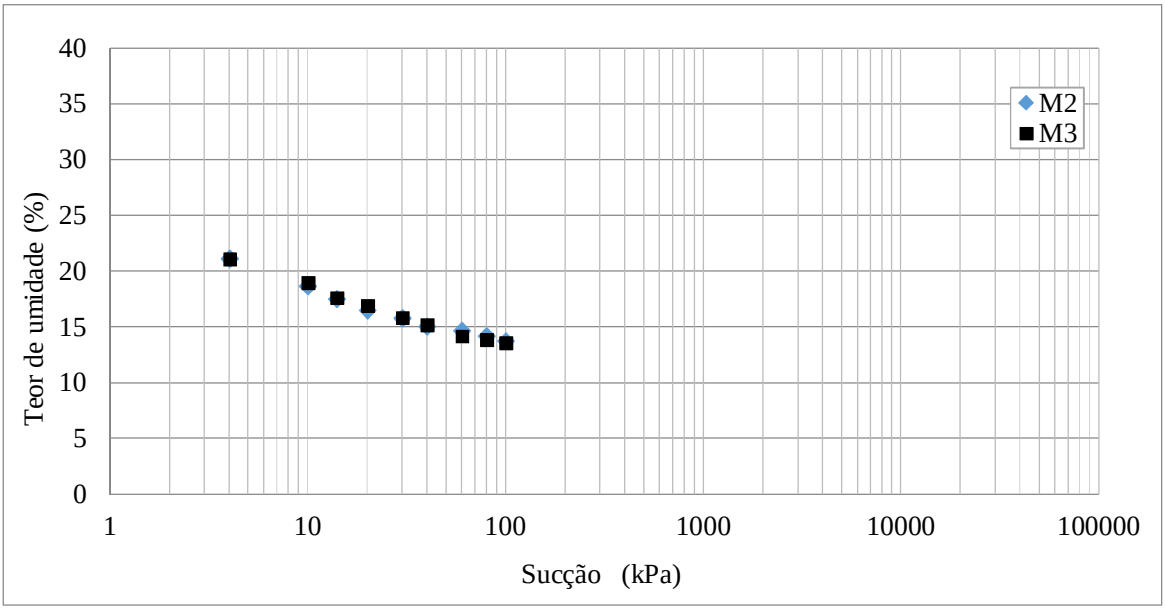


Figura F.6 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 1,5 a 2,0 m)

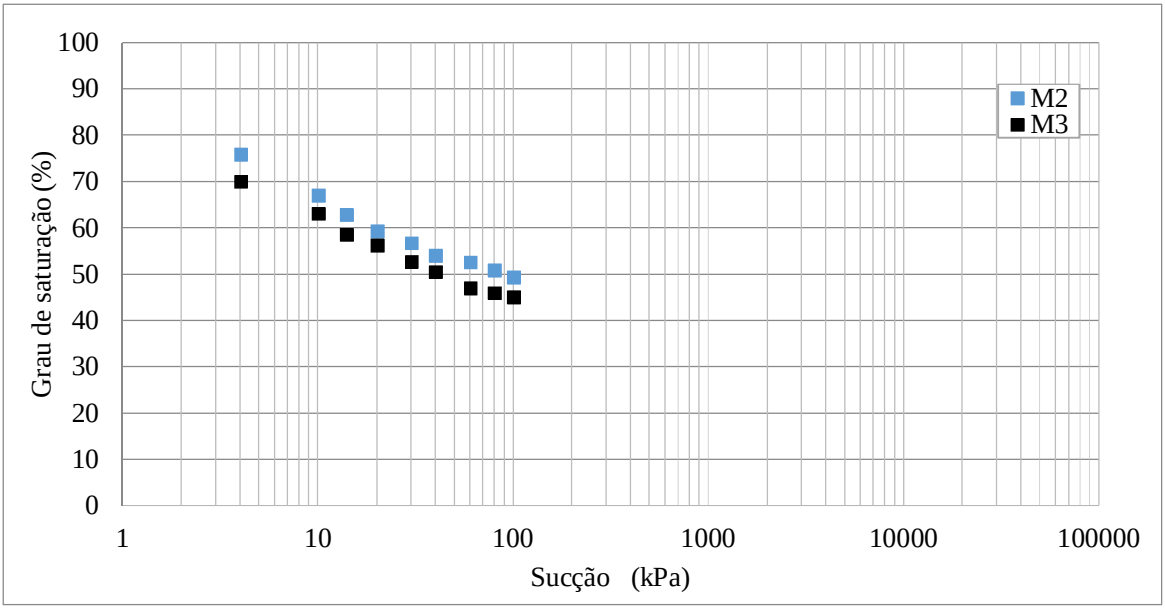


Figura F.7 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Teor de umidade *versus* sucção matricial (cota 2,0 a 2,5 m)

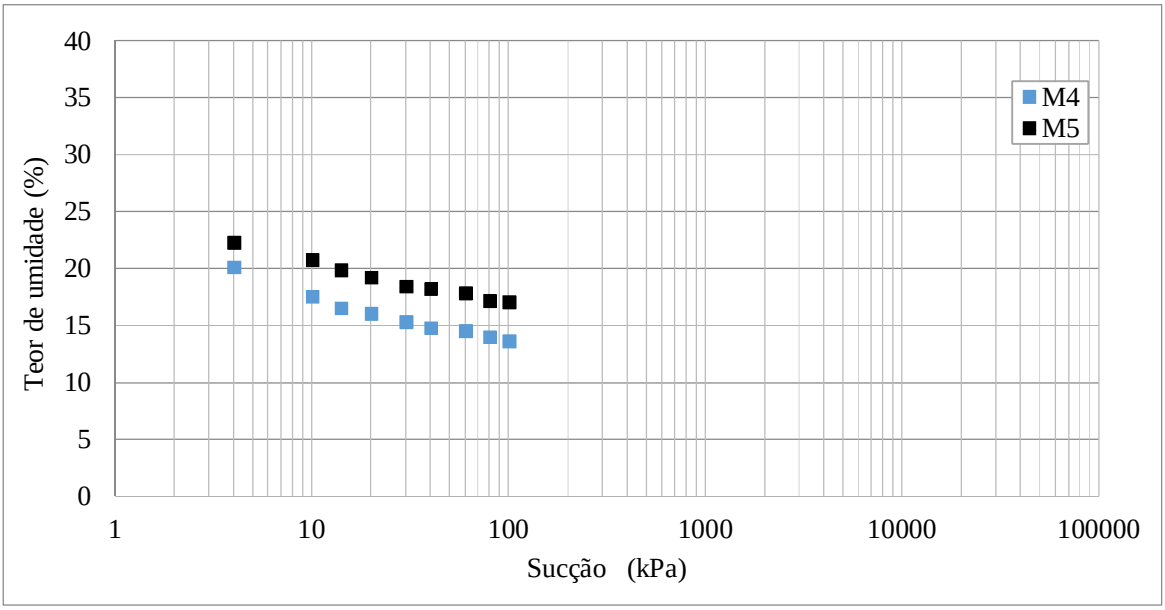
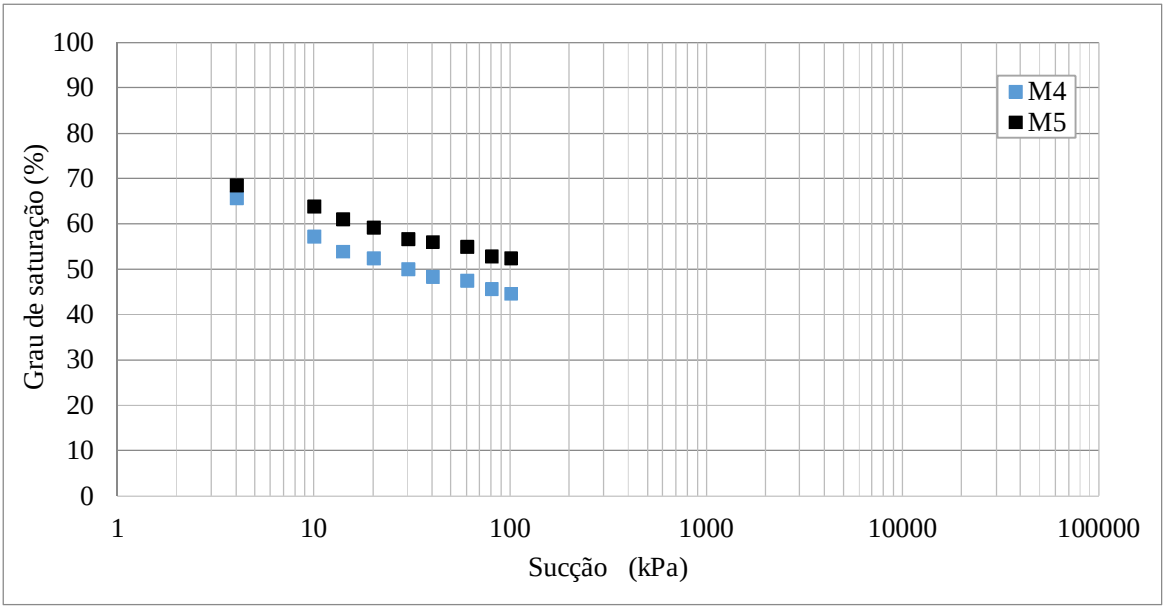


Figura F.8 – Resultados obtidos pelo Tempe Cell – Grau de saturação *versus* sucção matricial (cota 2,0 a 2,5 m)



APÊNDICE G

VALORES DE SUCÇÃO OBTIDOS PARA O PERFIL DE SOLO UTILIZANDO TRÊS MÉTODOS (PAPEL FILTRO, WP4C E TEMPE CELL)

Segue a seguir dados obtidos nos ensaios de papel filtro, WP4C e Tempe Cell para construção da CCSA de cada cota.

Tabela G.1 – Resultados obtidos para a cota 0,0 a 0,5 m

Cota (m)	*Método*	*Tipo de trajetória*	*W (%)*	*S (%)*	*γd (kN/m³)*	*e*	*Sucção matricial (kPa)*	*Sucção total (kPa)*
0,0 a 0,5	Papel Filtro	Secagem	28,61	70,65	1,28	1,08	24	362
			24,97	61,19	1,28	1,09	75	473
			21,85	50,02	1,23	1,17	274	727
			20,57	49,37	1,26	1,11	207	706
			18,42	34,98	1,11	1,41	977	1790
			16,63	33,71	1,15	1,32	1224	1623
			11,91	28,16	1,25	1,13	1536	2483
			9,66	23,12	1,26	1,12	4031	5234
			7,96	18,62	1,25	1,14	6115	7016
			4,98	9,82	1,13	1,35	13823	13118
		Molhagem	27,59	68,78	1,29	1,07	13	471
			24,89	63,21	1,3	1,05	33	429
			22,47	46,96	1,17	1,28	73	540
			8,18	16,34	1,14	1,34	3930	5299
			18,55	45,9	1,28	1,08	341	561
			15,85	36,39	1,23	1,16	831	1450
			13,19	33,85	1,31	1,04	1316	1782
			9,95	21,56	1,2	1,23	2312	2893
			8,47	19,08	1,22	1,18	3795	5615
			5	10,79	1,19	1,24	5540	6543

Tabela G.1 – Continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
0,0 a 0,5	WP4C	Secagem	21,85	50,02	1,23	1,17	-	220
			20,57	49,37	1,26	1,11	-	290
			18,42	34,98	1,11	1,41	-	1040
			16,63	33,71	1,15	1,32	-	1060
			11,91	28,16	1,25	1,13	-	2420
			9,66	23,12	1,26	1,12	-	5410
			7,96	18,62	1,25	1,14	-	10430
			4,98	9,82	1,13	1,35	-	19490
		Molhagem	8,18	16,34	1,14	1,34	-	5990
			18,55	45,9	1,28	1,08	-	250
			15,85	36,39	1,23	1,16	-	670
			13,19	33,85	1,31	1,04	-	1400
			9,95	21,56	1,2	1,23	-	3450
			8,47	19,08	1,22	1,18	-	6950
			5	10,79	1,19	1,24	-	8210
	Tempe Cell	Secagem (M1)	28,85	76,1	1,33	1,01	0	-
			25,22	66,52			4	-
			22,2	58,56			10	-
			20,64	54,43			14	-
			19,13	50,45			20	-
			17,06	45			30	-
			16,78	44,26			40	-
			16,56	43,67			60	-
			16,28	42,94			80	-
			16,22	42,79			100	-
		Secagem (M2)	26,8	78,89	1,4	0,91	0	-
			25,32	74,53			4	-
			22,78	67,06			10	-
			21,3	62,7			14	-
			20,09	59,12			20	-
			18,24	53,67			30	-
			16,86	49,62			40	-

Tabela G.1 – Continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
0,0 a 0,5 m	Tempe Cell	Secagem (M2)	15,96	46,98	1,4	0,91	60	-
			15,96	46,98			80	-
			15,75	46,36			100	-

Tabela G.2 – Resultados obtidos para a cota 0,5 a 1,0 m

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
0,5 a 1,0	Papel Filtro	Secagem	32,16	67,23	1,18	1,3	4	347
			28,6	65,85	1,25	1,18	5	476
			22,64	52,57	1,25	1,17	20	309
			17,74	49,72	1,38	0,97	272	720
			16,5	39,55	1,27	1,13	496	1004
			24,76	60,34	1,28	1,11	9	594
			13,24	28,49	1,2	1,26	1694	2783
			9,66	23,1	1,27	1,14	6954	7186
			10,04	22,36	1,22	1,22	4548	5747
			5,57	12,24	1,21	1,24	11918	9793
		Molhagem	31,73	64,57	1,16	1,33	3	1175
			28,01	53,69	1,12	1,42	6	786
			24,66	54,2	1,21	1,24	6	679
			20,14	42,78	1,19	1,28	87	1040
			17,63	39,49	1,23	1,21	75	224
			13,55	25,55	1,11	1,44	1390	2077
			11,6	23,95	1,17	1,32	1968	2941
			8,58	17,29	1,16	1,35	4560	4718
			4,7	9,65	1,17	1,32	9907	10667
			4,04	9,48	1,26	1,16	10005	8534
	WP4C	Secagem	17,74	49,72	1,38	0,97	-	300
			16,5	39,55	1,27	1,13	-	410
			13,24	28,49	1,2	1,26	-	1440
			9,66	23,1	1,27	1,14	-	6550
			10,04	22,36	1,22	1,22	-	5150
			5,57	12,24	1,21	1,24	-	14070

Tabela G.2 –Continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m/³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
0,5 à 1,0	WP4C	Molhagem	20,14	42,78	1,19	1,28	-	300
			13,55	25,55	1,11	1,44	-	1690
			11,6	23,95	1,17	1,32	-	2910
			8,58	17,29	1,16	1,35	-	6220
			4,7	9,65	1,17	1,32	-	14270
			4,04	9,48	1,26	1,16	-	18360
	Tempe Cell	Secagem (M3)	30,02	82,72	1,34	0,99	0	-
			25,77	71,01			4	-
			19,34	53,3			10	-
			17,55	48,37			14	-
			15,6	42,98			20	-
			14,37	39,59			30	-
			13,53	37,28			40	-
			12,86	35,43			60	-
			12,35	34,04			80	-
			11,79	32,5			100	-
		Secagem (M4)	27,55	85,29	1,42	0,88	0	-
			24,93	77,17			4	-
			18,83	58,27			10	-
			16,83	52,09			14	-
			15,63	48,38			20	-
			14,89	46,09			30	-
			13,98	43,26			40	-
			13,52	41,85			60	-
			12,78	39,56			80	-
			12,55	38,85			100	-

Tabela G.3 – Resultados obtidos para a cota 1,0 a 1,5 m

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
1,0 a 1,5	Papel Filtro	Secagem	28,82	66,78	1,26	1,18	4	501
			34,96	89,65	1,32	1,07	3	-
			29,37	73,72	1,31	1,09	4	795
			33,66	100,61	1,43	0,92	3	627
			31,61	85,38	1,36	1,01	4	522
			17,74	44,71	1,31	1,09	44	879
			8,43	17,84	1,19	1,29	4687	6629
			6,61	15,95	1,28	1,14	8276	9432
			11,49	28,98	1,31	1,09	1276	1955
			6,05	13,42	1,23	1,24	5227	7320
		Molhagem	31,66	69,61	1,22	1,25	3	412
			27,89	61,1	1,22	1,25	4	311
			21,03	48,66	1,25	1,18	6	560
			19,71	47,51	1,28	1,14	9	-
			13,34	59,25	1,2	1,29	43	638
			10,9	26,66	1,69	0,62	417	789
			8,11	20,36	1,29	1,12	-	675
			5,31	11,5	1,31	1,09	3981	5346
			2,62	5,76	1,21	1,26	11207	12883
	WP4C	Secagem	28,82	66,78	1,26	1,18	-	240
			34,96	89,65	1,32	1,07	-	390
			29,37	73,72	1,31	1,09	-	380
			33,66	100,61	1,43	0,92	-	480
			31,61	85,38	1,36	1,01	-	490
			17,74	44,71	1,31	1,09	-	370
			8,43	17,84	1,19	1,29	-	4410
			6,61	15,95	1,28	1,14	-	7270
			11,49	28,98	1,31	1,09	-	1820
			6,05	13,42	1,23	1,24	-	7740

Tabela G.3 – Continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m/³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
		Molhagem	27,89	61,1	1,22	1,25	-	280
			21,03	48,66	1,25	1,18	-	340
			13,34	59,25	1,2	1,29	-	20
			10,9	26,66	1,69	0,62	-	30
			2,62	5,765	1,22	1,25	-	570
	Tempe Cell	Secagem (M5)	27,41	78,53	1,4	0,96	0	-
			24,99	71,59			4	-
			17,01	48,73			10	-
			15,02	43,05			14	-
			14,09	40,37			20	-
			12,66	36,27			30	-
			11,5	32,96			40	-
			10,79	30,91			60	-
			10,4	29,8			80	-
			10,07	28,86			100	-
		Secagem (M1)	34,55	104,57	1,44	0,91	0	-
			31,68	95,89			4	-
			24,44	73,98			10	-
			21,58	65,31			14	-
			20,59	62,31			20	-
			19,13	57,9			30	-
			18,4	55,69			40	-
			17,67	53,48			60	-
			17,36	52,54			80	-
			17,15	51,9			100	-

Tabela G.4 – Resultados obtidos para a cota 1,5 a 2,0 m

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
1,5 a 2,0	Papel Filtro	Secagem	28,09	67,12	1,26	1,11	5	757
			26,12	59,14	1,22	1,18	16	540
			22,22	48,83	1,2	1,21	33	84
			19,85	50,77	1,3	1,04	430	1058
			14,55	40,5	1,36	0,96	337	904
			12,73	29,47	1,24	1,15	2342	3604
			11,1	28,52	1,31	1,04	5380	6554
			9,48	24,09	1,3	1,05	5891	7340
			5,79	15,19	1,32	1,01	11561	13435
			8,04	20,23	1,29	1,06	10367	11749
		Molhagem	27,04	61,11	1,32	1,01	6	899
			24,31	70,3	1,39	0,92	4	224
			22,47	65,89	1,4	0,91	5	250
			19,13	47,97	1,29	1,06	29	428
			17,18	41,61	1,27	1,1	26	356
			16,84	42,71	1,3	1,05	159	489
			9,54	24,44	1,31	1,04	908	1356
			9,02	23,55	1,32	1,02	2254	2911
			8,16	21,96	1,34	0,99	3510	4417
			5,03	13,06	1,31	1,03	5262	6066
	WP4C	Secagem	19,85	50,77	1,3	1,04	-	130
			12,73	29,47	1,24	1,15	-	1600
			11,1	28,52	1,31	1,04	-	4420
			9,48	24,09	1,3	1,05	-	5340
			5,79	15,19	1,32	1,01	-	9710
			8,04	20,23	1,29	1,06	-	8570
		Molhagem	16,84	42,71	1,3	1,05	-	160
			9,54	24,44	1,31	1,04	-	1770
			9,02	23,55	1,32	1,02	-	2940
			8,16	21,96	1,34	0,99	-	4190
			5,03	13,06	1,31	1,03	-	7180

Tabela G.4 – continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
1,5 a 2,0	Tempe Cell	Secagem (M2)	21,59	77,49	1,53	0,74	0	-
			21,14	75,86			4	-
			18,66	66,98			10	-
			17,52	62,88			14	-
			16,53	59,33			20	-
			15,81	56,73			30	-
			15,05	54			40	-
			14,67	52,64			60	-
			14,17	50,86			80	-
			13,75	49,36			100	-
		Secagem (M3)	22,44	74,5	1,48	0,8	0	-
			21,09	70,02			4	-
			19,01	63,1			10	-
			17,66	58,62			14	-
			16,92	56,18			20	-
			15,88	52,73			30	-
			15,23	50,55			40	-
			14,19	47,09			60	-
			13,84	45,94			80	-
			13,57	45,04			100	-

Tabela G.5 – Resultados obtidos para a cota 2,0 a 2,5 m

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
2,0 a 2,5	Papel Filtro	Secagem	22,08	55,5	1,29	1,05	176	980
			20,15	52,73	1,32	1,01	407	993
			20,08	48,87	1,27	1,09	898	1307
			19,46	55,28	1,37	0,93	809	1036
			17,9	51,22	1,38	0,93	2100	2679
			19,66	57,39	1,39	0,91	1225	1610
			9,91	25,51	1,31	1,03	7242	7507
			13,21	35,95	1,34	0,97	6808	6289
			8,54	23,98	1,36	0,94	8317	8655
			13,86	36,51	1,32	1,01	4960	6529

Tabela G.5 -continuação

	Método	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
2,0 a 2,5	Papel Filtro	Molhagem	23,64	63,4	1,3	1,05	127	547
			20,26	48,03	1,25	1,12	544	1113
			18,7	46,09	1,28	1,08	3911	2004
			20,62	48,61	1,25	1,13	134	173
			19,1	46,55	1,27	1,09	651	908
			17,81	48,35	1,34	0,98	1472	2029
			14,62	39,5	1,34	0,98	2892	3583
			12,45	33,3	1,33	0,99	3495	4454
			9,69	25,61	1,32	1	5201	6750
			7,7	20,38	1,32	1	6756	8338
	WP4C	Secagem	22,08	55,5	1,29	1,05	-	110
			20,15	52,73	1,32	1,01	-	260
			20,08	48,87	1,27	1,09	-	790
			19,46	55,28	1,37	0,93	-	990
			17,9	51,22	1,38	0,93	-	2540
			19,66	57,39	1,39	0,91	-	1460
			9,91	25,51	1,31	1,03	-	7530
			13,21	35,95	1,34	0,97	-	6060
			8,54	23,98	1,36	0,94	-	8360
			13,86	36,51	1,32	1,01	-	4350
		Molhagem	23,64	59,92	1,3	1,05	-	130
			20,26	48,03	1,25	1,12	-	570
			18,7	46,09	1,28	1,08	-	1310
			20,62	48,61	1,25	1,13	-	130
			19,1	46,55	1,27	1,09	-	440
			17,81	48,35	1,34	0,98	-	1120
			14,62	39,5	1,34	0,98	-	2670
			12,45	33,3	1,33	0,99	-	3550
			9,69	25,61	1,32	1	-	5460
			7,7	20,38	1,32	1	-	8100

Tabela G.5 -continuação

Cota (m)	***Método***	***Tipo de trajetória***	***W (%)***	***S (%)***	***γd (kN/m³)***	***e***	***Sucção matricial (kPa)***	***Sucção total (kPa)***
	Tempe Cell	Secagem (M4)	20,8	67,81	1,46	0,81	0	-
			20,19	65,8			4	-
			17,56	57,23			10	-
			16,55	53,96			14	-
			16,09	52,45			20	-
			15,36	50,05			30	-
			14,85	48,42			40	-
			14,58	47,54			60	-
			14,04	45,77			80	-
			13,69	44,64			100	-
		Secagem (M5)	24,13	74,14	1,42	0,86	0	-
			22,32	68,58			4	-
			20,78	63,87			10	-
			19,88	61,09			14	-
			19,29	59,27			20	-
			18,46	56,73			30	-
			18,27	56,13			40	-
			17,91	55,04			60	-
			17,2	52,87			80	-
			17,09	52,5			100	-