

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório
de um solo de diabásio da região de Campinas/ SP**

Fernanda dos Santos Gon

CAMPINAS
2011

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS FACULDADE DE
ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO.**

Fernanda dos Santos Gon

**Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um
solo de diabásio da região de Campinas/SP**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação de Pós-Graduação da Faculdade de
Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da
Universidade Estadual de Campinas, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil, na área de concentração de
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

**CAMPINAS
2011**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

G586c Gon, Fernanda dos Santos
Caracterização geotécnica através de ensaios de
laboratório de um solo de diabásio da região de
Campinas/SP / Fernanda dos Santos Gon. --Campinas,
SP: [s.n.], 2011.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Solo. 2. Caracterização. 3. Laboratório. I.
Albuquerque, Paulo José Rocha de. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Geotechnical characterization by testing laboratory of diabase
soil from region of Campinas/SP

Palavras-chave em Inglês: Soil, Characterization, Laboratory

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: David de Carvalho, Anna Silvia Palcheco Peixoto

Data da defesa: 24/02/2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

RE-1115
AUT-

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de
um solo de diabásio da região de Campinas/SP**

Fernanda dos Santos Gon

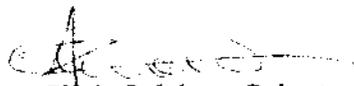
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador(a)/Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. David de Carvalho
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Anna Sílvia Palcheco Peixoto
Universidade Estadual Paulista- Bauru**

Campinas, 24 de fevereiro de 2011

Aos meus pais, irmã e amigos pelo amor, confiança e incentivo.

Agradecimento

À Deus, pelo dom da vida, pela saúde, paz e sabedoria.

À Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, orientador dessa dissertação, pela orientação dedicada, paciência, apoio, incentivo, amizade, e por seus ensinamentos, absolutamente indispensáveis para a realização deste trabalho.

Aos meus amados pais, Eduardo Gon e Cleonice dos Santos Gon, pelo amor incondicional, confiança, apoio e paciência. Obrigada por me darem forças para lutar pelos meus sonhos, sempre com muito carinho, compreensão e doçura, e, por tornarem possível, entre tantas coisas em minha vida, a realização desta dissertação.

À minha irmã Vanessa dos Santos Gon, a qual eu amo tanto, pelo amor, amizade, companheirismo e, paciência. Agradeço por me dar força pra lutar, pelos incentivos constantes, cumplicidade e, por estar ao meu lado sempre que preciso.

À toda minha família, por estarem sempre tão presentes e por me fazerem sentir tão amada. O meu obrigada a todas as minhas tias e tios e, especialmente à minha vó, Elvira Massarotto Gon, pelo amor, carinho e compreensão.

À Leticia da Paixão Machado, amiga-irmã, Fabiola Santos Teixeira e Valéria, Ramos Baltazar, amigas tão amadas, obrigada pelo amor, força, apoio, amizade, incentivo e pelos incontáveis momentos de felicidade.

Aos meus colegas e amigos de pós-graduação, agradeço o companheirismo, o coleguismo, a amizade e apoio. Faço um agradecimento especial a Danilo Castro Rosendo pela enorme contribuição numa fase decisiva dessa pesquisa, pela sua amizade, carinho e apoio. Agradeço também especialmente a Júlio Cesar Benatti e

Leandro Tomio pela amizade e dedicação, estando sempre dispostos a ajudar quando duvidas surgiam no decorrer da pesquisa.

Ao Prof. Dr. David Carvalho, pelo apoio e ensinamentos passados.

Aos Professores do Departamento de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, pelos ensinamentos passados;

Aos técnicos de laboratório do DGT da UNICAMP, José Benedito Cipriano, Reinaldo B. Leite Silva e Luis Eduardo Meyer (in memorian) pela colaboração, auxílio, e apoio prestados durante as atividades de laboratório, e principalmente pela amizade, carinho e respeito, vocês são muito especiais.

Às Funcionárias da Secretaria de Pós Graduação da FEC/UNICAMP, em especial Paulerman Maria da Conceição Mendes, pelo empenho e dedicação;

À Prof Dr Jair Camacho, pela contribuição prestada no exame de qualificação;

Aos alunos de iniciação científica Luciana Helena Vita Magni da Silva, João Fernando de Lucas Costa e Paulo Cesar do Nascimento de Oliveira pelo auxílio durante a moldagem e execução de alguns experimentos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior CAPES, pelo suporte financeiro através da bolsa de estudo.

À todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram em algum momento para realização e conclusão desta pesquisa.

Dê-me uma alavanca e um ponto de apoio e
levantarei o mundo".
(Arquimedes)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Origem e Formação dos Solos	5
2.2 Solos Tropicais	8
2.2.1 <i>Classificação Genética dos Solos de Alterações de Rochas em Regiões Tropicais</i>	10
2.3 Solos Lateríticos	14
2.4 Solos Saprolíticos	17
2.5 Solos não saturados	18
2.5.1 <i>Sucção</i>	19
2.5.2 <i>Curva Característica</i>	21
2.5.3 <i>Fatores que influenciam a forma da curva de retenção para os solos não saturados</i>	24
2.5.4 <i>Métodos da medida de sucção</i>	27
2.5.5 <i>Método do papel filtro</i>	28
2.6 Fenômeno do colapso	30
2.6.1 <i>Estrutura dos solos colapsíveis</i>	33
2.7 Ocorrência de solos colapsíveis	38
2.8 Comportamento tensão- deformação	42
2.9 Métodos empregados para a identificação de solos colapsíveis	43
2.9.1 <i>Determinação por correlações ou métodos indiretos: Critérios baseados nos índices físicos e limites de Atteberg</i>	44
2.9.2 <i>Ensaio Edométrico</i>	46
2.9.3 <i>Outros ensaios</i>	54
3. LOCAL DE RETIRADA DAS AMOSTRAS	57
3.1. Características do Campo Experimental	57
3.1.1 Localização	57
3.1.2 Geologia Local	58
3.1.2. <i>Aspectos Geotécnicos</i>	60
4. MATERIAIS E MÉTODOS	63
4.1 Retirada das amostras	63
4.2 Ensaio de caracterização física	64
4.3 Ensaio edométrico	65
4.4 Ensaio triaxiais CU	66
4.5 Ensaio de permeabilidade	67
4.6 Ensaio Proctor	68
4.7 Curva Característica	68
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	73

5.1 Ensaio de caracterização física.....	73
5.2 Ensaio Edométrico.....	80
5.3 Ensaio Triaxial CU.....	91
5.4 Ensaio de permeabilidade.....	94
5.5 Ensaio de Compactação – Proctor Normal.....	96
5.6 Curva Característica.....	98
5.7. Perfil médio do solo estudado.....	104
6.COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS OBTIDOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC E FEAGRI.....	109
7. Correlações com outras características para os solos do campo experimental.....	117
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	131
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	135
Anexo I- Comportamento Tensão x Deformação.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Fluxograma para identificação do tipo de solo (Vaz, 1996)	13
Figura 2.2. Perfil esquemático do subsolo em região de clima tropical (Nogami & Villibor, 1996).	15
Figura 2.3. Elemento de solo não saturado com fase contínua de ar. (Fredlund e Raharbo, 1993).	17
Figura 2.4. – Curva de retenção típica para um solo siltoso. (Fredlund e Xing, 1994).	21
Figura 2.5. Penetração da interface ar água no interior do solo em função do aumento de sucção. (Fredlund e Rahardjo, 1993).	22
Figura 2.6. Curvas de retenção típicas para um solo arenoso, um siltoso e um argiloso (Fredlund e Xing, 1994).	23
Figura 2.7. Curvas de retenção para solos tropicais: a) Futai (2002); b) Feuerharmel et al. (2004).	24
Figura 2.8. Curvas de calibração para o papel Whatman nº42, Marinho. (1994).	28
Figura 2.9. Arranjo estrutural devido à capilaridade (Dudley, 1970).	33
Figura 2.10. Arranjo estrutural devido à vínculos de silte (Dudley, 1970).	33
Figura 2.11. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do intemperismo (Dudley, 1970).	34
Figura 2.12. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do processo de lixiviação (Dudley, 1970).	34
Figura 2.13. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes de corridas de lama (Dudley, 1970).	35
Figura 2.14. Micro agregações ligadas por pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981).	35
Figura 2.15. Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al, 1987). (a) Matriz de argila, (b) Microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares, (c) Matriz de silte e areia ligados por conectores de argila, (d) Arranjo elementar de argila na configuração paralela.	36
Figura 2.16. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).	42
Figura 2.17. . Curva e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico simples (Jennings e Knight, 1957).	46
Figura 2.18. Curva e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico duplo (Jennings e Knight, 1957).	48
Figura 2.19. . Curvas índice de vazios (e) versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico duplo ajustadas (Jennings e Knight, 1957).	49
Figura 2.20. Ensaio duplo de adensamento (Jennings e Knight, 1957).	50
Figura 3.1. Localização do Município no Estado de São Paulo (Modificado de IG, 2009).	56

Figura 3.2. . Mapa geológico de Campinas (Instituto Geológico, 2009)l.	58
Figura 3.3. . Localização do Campo Experimental dentro do Campus da UNICAMP.	59
Figura 4.1. Coleta de amostra indeformada com auxilio do “gabarito”.	62
Figura 5.1. Curvas Granulométricas obtidas com o uso de defloculante	71
Figura 5.2. Curvas Granulométricas obtidas sem o uso de defloculante	72
Figura 5.3. Variações das frações granulométricas sem o uso de defloculante do perfil com a profundidade.	72
Figura 5.4. Variações das frações granulométricas com o uso de defloculante do perfil com a profundidade.	73
Figura 5.5. Valores de LL, LP, LC e IP ao longo do perfil estudado.	74
Figura 5.6. Classificação unificada proposta por Casagrande.	75
Figura 5.7. Efeito da inundação do solo diferentes tensões para a profundidade 1m e 2 m.	78
Figura 5.8. Efeito da inundação do solo diferentes tensões para a profundidade 3m e 4 m.	78
Figura 5.9. Efeito da inundação do solo diferentes tensões para a profundidade 5m e 6 m.	79
Figura 5.10. Efeito da inundação do solo diferentes tensões para a profundidade 7m e 8m	79
Figura 5.11. Variações dos coeficientes de colapso estruturais.	81
Figura 5.12. Variações dos coeficientes de colapso estruturais ao longo da profundidade.	82
Figura 5.13. Curvas de Compressão edométrica normalizada do solo.	83
Figura 5.14. <i>Tensoes geostáticas e de pré- adensamento e índices de compressão do solo.</i> a) Índices de compressão e recompressão. b) Tensões geostática e pré-adensamento	86
Figura 5.15 <i>Variação de C_v com a tensão aplicada</i>	88
Figura 5.16. Variação do ângulo de atrito com a profundidade (ramos P.A e N.A).	90
Figura 5.17. Variação da coesão com a profundidade (ramo P.A).	91
Figura 5.18. Condutividades hidráulicas vertical e <i>horizontal vs profundidade.</i>	92
Figura 5.19. Curvas encontradas no ensaio de compactação na energia normal	93
Figura 5.20. Variação da massa específica seca máxima vs umidade ótima	94
Figura 5.21. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial (papel filtro).	96
Figura 5.22. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -1,0m (papel filtro).	96
Figura 5.23. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -2,0m (papel filtro).	97
Figura 5.24. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -3,0m (papel filtro).	97

Figura 5.25. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -4,0m (papel filtro).	98
Figura 5.26. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -6,0m (papel filtro).	98
Figura 5.27. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -7,0m (papel filtro).	99
Figura 5.28. Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial (papel filtro- secagem).	100
Figura 5.29 (a). Perfil médio e índice físico do solo estudado.	101
Figura 5.29 (b). Perfil médio obtido com os dados do ensaio SPT.	102
Figura 6.1. Variações das frações granulométricas do perfil com a profundidade do campo experimental da FEAGRI.	105
Figura 6.2. Variações das frações granulométricas do perfil com a profundidade do campo experimental da FEC.	106
Figura 6.3. Variações dos limites de Atterberg em função da profundidade do campo experimental da FEAGRI.	107
Figura 6.4. Variações dos limites de Atterberg em função da profundidade do campo experimental da FEC.	107
Figura 6.5. Valores de índices físicos obtidos por meio de ensaios laboratoriais e correlações do campo experimental da FEAGRI.	108
Figura 6.6. Valores de índices físicos obtidos por meio de ensaios laboratoriais e correlações do campo experimental da FEC.	108
Figura 6.7. Parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos em ensaios triaxiais (CU) do campo experimental da FEAGRI	111
Figura 7.1. Modelo linear, parabólico e cúbico para correlação $C_c=f(LL)$.	114
Figura 7.2. Modelo cúbico para correlação $C_c=f(LL)$	114
Figura 7.3. Modelo cúbico para correlação $C_c=f(IP)$	115
Figura 7.4. Visão 1 do Modelo obtido para correlação do tipo 1: $C_c = f(G_s, e_0)$.	117
Figura 7.5. Visão 2 do Modelo obtido para correlação do tipo 1: $C_c = f(G_s, e_0)$.	117
Figura 7.6. Visão do Modelo obtido para correlação do tipo 2: $C_c = f(\gamma_s, e_0)$.	119
Figura 7.7. Modelo obtido para correlação $K_v=f(e)$.	120
Figura 7.8. Modelo obtido para correlação $K_v= f(e, CU)$.	122
Figura 7.9. Modelo obtido para correlação $e=f(h)$.	123
Figura 7.10. Modelo parabólico para correlação $\sigma_a= f(LL)$.	124
Figura 7.11. Modelo cúbico para correlação $\sigma_a= f(LL)$.	125
Figura I1- Comportamento tensão deformação para o primeiro metro	146
Figura I2- Comportamento tensão deformação para o segundo metro	146
Figura I3- Comportamento tensão deformação para o terceiro metro	147
Figura I4- Comportamento tensão deformação para o quarto metro	147
Figura I5- Comportamento tensão deformação para o quinto metro	148
Figura I6- Comportamento tensão deformação para o sexto metro	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Técnicas de Medidas de Sucção (MARINHO & PINTO, 1997).	26
Tabela 2.2. Ocorrência de solos colapsíveis no mundo (Vilar et al, 1998;, Futai, 1997 e Medero, 2005).	37
Tabela 2.3. Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira, 2007).	39
Tabela 2.4. Critérios de identificação de solos colapsíveis baseados em índices físicos e limites de Atteberg (Futai, 1997 e 2000).	43
Tabela 2.5. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).	47
Tabela 2.6. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988).	47
Tabela 5.1. Valores de Índices Físicos.	71
Tabela 5.2. Valores de Limites de Consistência.	74
Tabela 5.3. Resultados obtidos pela carta de plasticidade.	76
Tabela 5.4. Índice de atividade das argilas.	77
Tabela 5.5. Índice de colapso segundo Jennings e Knight (1975).	80
Tabela 5.6. Índice de colapso segundo Vargas (1978).	80
Tabela 5.7. Variação do potencial de colapso máximo, calculado pela proposta de Futai (2000), com a profundidade.	83
Tabela 5.8. <i>Tensões</i> e índices de compressão obtidos nos ensaios simples	84
Tabela 5.9. Variação de Cv com a tensão.	87
Tabela 5.10. Envoltórias de resistência totais ao cisalhamento.	89
Tabela 5.11. Coeficiente de permeabilidade do perfil de solo estudado	91
Tabela 5.12. Resultados obtidos no ensaio de compactação	94
Tabela 5.13. Cálculo do coeficiente de variação para granulometria .	102
Tabela 5.14. Calculo do coeficiente de variação para os limites de consistência (2 a 7 metros).	103
Tabela 5.15. Calculo do coeficiente de variação para os limites de consistência (8 a 9 m)	103
Tabela 5.16. Calculo do coeficiente de variação para os índices físicos (2 a 7 metros)	103
Tabela 5.17. Calculo do coeficiente de variação para os índices físicos (8 a 9 m)	104
Tabela 6.1. Calculo do CV para o índice de vazios	109
Tabela 6.2. Cálculo do CV para o peso específico natural	109

Tabela 6.3. Cálculo do CV para o peso específico seco	110
Tabela 6.4. Cálculo do CV para a porosidade	110
Tabela 7.1. Variação obtida para o modelo da correlação $C_c=f(IP)$	116
Tabela 7.2. Variação obtida para o modelo da correlação do tipo 1: $C_c = f(G_s, e_0)$	118
Tabela 7.3. Variação obtida para o modelo da correlação do tipo 2: $C_c = f(\gamma_s, e_0)$.	119
Tabela 7.4. Variação obtida para o modelo da correlação $K_v=f(e)$	121
Tabela 7.5. Variação obtida para o modelo da correlação $K_v= f(e, CU)$.	122
Tabela 7.6. Variação obtida para o modelo da correlação $e=f(h)$.	123
Tabela 7.7. Variação obtida para o modelo cúbico da correlação $\sigma_a= f(LL)$	124

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Atividade da argila
CP	Potencial de colapso
Cu	<i>coeficiente de uniformidade</i>
e_0	Índice de vazios natural.
e	Índice de vazios.
e_i	<i>Índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação</i>
H_i	<i>altura do corpo-de-prova antes de se realizar a inundação</i>
H_0	<i>altura inicial do corpo de prova</i>
IP	<i>Índice de plasticidade</i>
K	Coeficiente de subsidência
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
n	Porosidade
P_c	Potencial de colapso
$patm$	<i>Pressão atmosférica</i>
Sr	Grau de saturação
$s = (u_a - u_w)$	<i>Sucção matricial</i>
v	Volume específico
w	Teor de umidade
w_0	Teor de umidade natural
WL	Teor de umidade correspondente ao LL
Wp	Teor de umidade correspondente ao LP
$wsat$	<i>Teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%</i>
γ_{nat}	Peso específico natural
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico dos sólidos
ψ	Sucção total
π	Sucção osmótica
σ'_a	<i>Tensão de pré adensamento virtual do solo</i>
σ'_{pn}	<i>Tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural</i>
σ'_{ps}	<i>Tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado</i>
σ_v_0	<i>Tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo</i>
Δv	<i>Variação de índice de vazios em um estágio de carregamento</i>

Δe	<i>Varição do índice de vazios devido ao colapso</i>
ΔH	<i>Varição da altura do corpo-de-prova devido ao colapso</i>
Δv	<i>Varição de volume específico</i>

RESUMO

GON, F.S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. Faculdade de Engenharia Civil- UNICAMP, 2010. 166 p. Dissertação (Mestrado)- Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2010.

Este trabalho teve como objetivo obter, estudar e avaliar algumas propriedades geotécnicas do subsolo da região norte de Campinas, de grande importância para a prática e desenvolvimento da engenharia geotécnica da região e do Estado de São Paulo. Foram coletadas amostras indeformadas e deformadas através da abertura de um poço de inspeção no Campo Experimental para estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da UNICAMP (Campus Campinas), localizado na FEC – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Procurou-se atingir tais objetivos através da realização de ensaios laboratoriais (caracterização, resistência, deformabilidade, permeabilidade e sucção) e de correlações entre os parâmetros obtidos através dos ensaios, visando classificar o subsolo, dando enfoque à sua condição laterítica e não saturada. Ensaio edométrico simples foram realizados com o solo na condição natural e com inundação nas tensões de 100kPa, 200kPa e 400kPa para análise da colapsibilidade. Dos resultados obtidos, verificou-se que o solo se apresenta colapsível para todas as tensões de inundação. A partir dos resultados experimentais, fez-se a correlação de alguns parâmetros utilizando-se o programa de computador Wolfram Mathematica 7.0, verificando-se qual função melhor se ajustava para a correlação desejada.

Palavras-chave: Caracterização do subsolo, ensaio de laboratório, Solos Lateríticos, Solos Colapsíveis; correlação de parâmetros.

ABSTRACT

GON, Fernanda Dos Santos. **Geotechnical characterization by testing laboratory of diabase soil from region of Campinas/SP**. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2010. 166 p. Thesis (Master of Science) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2011.

This research aimed to study and evaluate some geotechnical properties of the northern region of Campinas soil profile, which have great importance for practice and development of geotechnical engineering in the São Paulo State. Disturbed and undisturbed samples from the subsoil were collected through the opening of inspection shafts at the experimental site for studies of Soil Mechanics and Foundations, UNICAMP (Campus Campinas), located on the FEC - Faculty of Civil Engineering, Architecture and Urbanism. In order to achieve these goals, laboratory tests have been performed, such as: characterization, resistance, compressibility, permeability and suction as well as correlation between parameters obtained from the tests to classify subsoil, giving emphasis to its unsaturated and lateritic condition. Oedometer tests were performed with the soil in natural and flooded condition with 100 kPa, 400 kPa and 200 kPa for analysis of collapsibility. From the results, it was verified that the soil is collapsible for all flooding stresses. High values of collapse potential were found and the results allowed to do correlations of some parameters using the computer program Wolfram Mathematica 7.0, verifying which function was the most appropriated to the desired correlation.

Key words: Characterization of subsoil, laboratory tests, lateritic soils, collapsible soils, correlation of parameters;

1. INTRODUÇÃO

A região de estudo desta pesquisa se localiza no município de Campinas, onde atualmente predomina um acentuado desenvolvimento urbano, particularmente na realização de obras de infra-estrutura, tais como: estradas, pontes, escavações e edificações. Para engenharia geotécnica, estas edificações se traduzem em aumento de cargas envolvidas e transferidas ao subsolo, exigindo desta forma um aumento no conhecimento das propriedades do solo local, especialmente aqueles relativos às características de resistência e deformação das camadas do subsolo que servem de suporte para as fundações profundas, bem como das características dos solos superficial lateríticos, colapsível e não saturado, que recebem grande parte do carregamento das fundações.

Os solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma estrutura porosa potencialmente instável, e que, estando sob a ação de um carregamento, tem uma redução brusca de índices de vazios, mediante a inundação. Para tanto, é necessário que exista uma cimentação ou sucção, que mantenha a estrutura do solo estável em seu estado natural, mas que, sob a atuação do fluido de inundação, se perca, instabilizando a estrutura do solo e levando ao colapso. A colapsibilidade do solo pode acarretar danos arquitetônicos ou estruturais em edificações, devido à expressiva magnitude dos recalques diferenciais, e ser ocasionado por meio de ruptura de tubulações, alagamentos do terreno, rebaixamento do nível d' água, entre outros.

Os solos tropicais apresentam peculiaridades que os difere dos solos oriundos de climas temperados. As condições climáticas típicas das regiões tropicais levam a formação de solos como os solos lateríticos, caracterizados em sua formação pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis – quartzo, magnetita, ilmilita e caulinita. Nesses solos é comum a agregação das partículas de argila e silte, pela ação dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, o que dá aos solos lateríticos características de comportamentos mecânicos e hidráulicos não condizentes com a sua textura. (BENATTI, 2010).

O melhor conhecimento destas variáveis é de extrema importância e sua obtenção está relacionada ao emprego de determinadas técnicas de investigação do subsolo para a determinação de propriedades e parâmetros do solo que, a partir do conhecimento e da experiência do técnico de utilizar as metodologias de análise, alimentam de forma racional o desenvolvimento e elaboração de projetos geotécnicos.

Sendo assim, uma gama de ensaios laboratoriais (caracterização, resistência, deformabilidade, permeabilidade e sucção) foi realizada com corpos-de-prova moldados de amostras de solo do novo Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp com o objetivo de obter os parâmetros, analisá-los e correlacioná-los para compreensão do comportamento físico e mecânico deste solo. Ensaio edométrico simples, com inundação em diversos níveis de tensão também foram realizados e apontaram a ocorrência do fenômeno de colapso ao longo de toda extensão analisada.

O presente texto está dividido em oito capítulos. O capítulo inicial traz uma introdução ao assunto estudado, no caso os solos lateríticos, não saturados e colapsíveis, bem como os objetivos propostos. No capítulo 2 é apresentada uma revisão da literatura técnico-científica, visando situar o leitor em relação ao desenvolvimento das pesquisas no tema. O capítulo 3 descreve o local da retirada das amostras utilizadas no desenvolvimento da pesquisa. A parte destinada à descrição dos Materiais e Métodos é exposta no capítulo 4, onde são apresentadas algumas propriedades do material estudado, bem como uma

breve descrição das metodologias utilizadas para os ensaios realizados. Os resultados obtidos, bem como sua análise, são apresentados no capítulo 5. No capítulo 6 é feita uma breve comparação entre os campos experimentais da Engenharia Agrícola da Unicamp e o campo Experimental da Engenharia Civil. Finalmente, no capítulo 7 correlações entre os parâmetros obtidos em laboratório são propostas e analisadas. No capítulo 8 chega-se às conclusões, seguidas das referências citadas no texto.

1.1. Objetivos

Os objetivos são caracterizar o perfil do subsolo do Novo Campo Experimental, através de ensaios de laboratório (caracterização, resistência, deformabilidade, permeabilidade e sucção) e a correlação destes parâmetros. Este foi o primeiro trabalho realizado para o campo experimental, tendo em vista a importância dos dados obtidos para as campanhas futuras, os dados fornecerão subsídios para outras pesquisas realizadas em outras instituições de ensino do Estado de São Paulo e outros estados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Origem e Formação dos Solos

O solo para fins de engenharia é definido como agregado não-cimentado de grãos minerais e/ou matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás nos espaços vazios entre as partículas sólidas, sendo utilizado como material de construção em vários projetos de engenharia civil e suportando fundações estruturais. (DAS, 2007).

Os solos são encontrados como uma mistura de fases. A fase sólida é dada pelas partículas de minerais, podendo apresentar características variáveis como tamanho, forma, textura, composição mineralógica, configuração cristalográfica, etc. A fase líquida é composta fundamentalmente de água, sais e ar dissolvido. Finalmente a fase gasosa é constituída por ar livre e água em forma de vapor. O que define a condição dos solos é como essas fases são encontradas, podendo ser um solo saturado ou não saturado.

Um solo saturado constitui-se de duas fases, sendo elas representadas pela fase sólida e líquida, onde os vazios entre grãos se encontram preenchidos por água. Já um solo não saturado é multifásico, constituído por fase sólida, líquida e gasosa, onde os vazios estão preenchidos por água e ar.

Os solos se originam da decomposição de rochas ao longo do tempo que inicialmente constituíam a crosta terrestre. Os fatores de formação de solos são elementos que determinam essas transformações do material e são decorrentes de agentes físicos e

químicos. O segundo está relacionado com os processos químicos que alteram, solubilizam e depositam os minerais de rocha, transformando-a em solo e o primeiro proveniente da ação mecânica desagregadora de transporte da água, do vento e da variação de temperatura. Muitas vezes ocorre a ação conjunta de vários agentes do intemperismo.

Segundo Jenny (1994), os principais fatores de formação de solos são: material de origem, clima, organismos relevo e tempo.

- Material de origem.

É o material a partir do qual o solo começa a se formar, podendo ser constituído de rochas (magmáticas, metamórficas e sedimentares), sedimentos e material de decomposição de rochas transportados. Vários minerais constituintes do material de origem permanecem inalterados, enquanto outros sofrem decomposição, por ação química. O material de origem assume uma grande importância, visto que as propriedades e características do solo dependem, em primeiro lugar, da composição do material de origem, bastando observar as diferenças existentes entre uma Terra Roxa Estruturada (derivada de basalto) e de uma Areia Quartzosa (derivada de arenito).

- Clima

O clima assume uma grande importância, uma vez que o solo, sendo produto do intemperismo do material de origem, apresenta propriedades e características diferenciadas em função do clima. Podendo-se observar que solos formados sob clima tropical são solos bastante intemperizados, enquanto aqueles formados sob clima temperado são bem menos intemperizados. Quanto mais quente e úmido o clima, maior a lixiviação de minerais. As variáveis climáticas mais importantes são a temperatura, a precipitação e a evapotranspiração.

- Relevo

O relevo influencia o solo resultante condicionando a penetração de água no solo, e com isso interferindo na intensidade de intemperismo.

O ciclo hidrológico do solo e seus componentes variam em função do relevo e posição na paisagem, particularmente a infiltração e o escoamento superficial: (a) em áreas planas há bastante infiltração e pouco escoamento e o solo formado é profundo, (b) em áreas declivosas, a erosão pode ser maior que a infiltração, havendo pouca água para o intemperismo e bastante remoção de solo formado, sendo os solos rasos, (c) em baixadas planas, há acúmulo de água e sedimento coluvial (gravidade) e aluvial (trazido pelas enchentes), sendo os solos medianamente desenvolvidos.

- Organismos

Refere-se à ação de microorganismos que dependendo da intensidade de ação, cria e destrói feições, propriedades e características destes materiais constituintes da rocha. Os organismos influem na formação do solo, considerando-se que são fornecedores de matéria orgânica, bem como contribuem com determinados compostos orgânicos que podem promover diferenciação entre alguns solos.

- Tempo

É um fator formador de solo, uma vez que essa formação é resultado de reações químicas, bem como da ação das forças físicas de atração de partículas, que demandam tempo para se manifestarem. Certas reações demandam mais do que outras, fazendo com que haja solos que demorem mais tempo para atingirem seu ponto de equilíbrio.

Os fatores de formação de solos se combinam em tipos e intensidade diferentes para compor os diversos processos de formação de solos. Sendo assim é possível classificá-los devido às condições de origem, os solos que permanecem próximos à rocha que lhes deu origem são denominados residuais. Os demais são sedimentares ou transportados.

2.2 Solos Tropicais

Vaughan (1985) define os solos tropicais como produtos resultantes essencialmente da intemperização física e química de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, devido às mudanças nas condições climáticas.

Os solos tropicais em virtude de seu processo evolutivo se originam por intermédio de processos geológicos ou pedológicos típicos de regiões de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensa; apresentando peculiaridades de comportamento e propriedades quando comparados aos de clima temperado (VARGAS, 1985).

Fonseca (2006) afirma que os solos tropicais são largamente encontrados no território brasileiro, devido às condições climáticas favoráveis à sua formação (clima quente e alta pluviosidade).

De uma forma geral, em um perfil de solo tropical são normalmente encontrados dois tipos de solos, o laterítico e o saprolítico. O primeiro residual ou não, intemperizado e rico em minerais de argila e sesquióxidos formando a camada superficial. O saprolítico, localizado na camada mais profunda, mantém a estrutura da rocha de origem (REZENDE, 1999), e será melhor detalhado posteriormente.

Para o estudo das propriedades dos solos tropicais, é indispensável à compreensão do seu mecanismo de formação. Assim como os solos provenientes de climas temperados, os solos tropicais se originam da rocha, mesmo que não localmente. São formados por elementos químicos combinados, formando minerais, argilo-minerais e oxi-hidróxidos. Dos tipos de intemperismo que propiciam a formação e evolução dos solos, o químico assume papel de destaque em regiões intertropicais, dadas as condições climáticas favoráveis. Os tipos de reações químicas que promovem o intemperismo no ambiente superficial são: hidratação-desidratação, oxidação-redução, dissolução-precipitação, carbonatação-descarbonatação, hidrólise e queluviação (CARVALHO, 1995), no Brasil predominam as duas últimas.

A hidrólise é uma reação de quebra de ligação entre os íons dos minerais, pela ação do H^+ e do OH^- da água. Os prótons H^+ , os íons OH^- , os cátions e ácido silícico são colocados em solução, podendo dar origem a produtos secundários. Em meios tropicais, a rápida degradação da matéria orgânica gera soluções de alteração levemente ácidas (pH entre 5,5 e 6), caracterizadas por certa carga de CO_2 . Nessa faixa de pH, o alumínio e o ferro são praticamente insolúveis, enquanto que os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são em geral totalmente lixiviados. A sílica também é mobilizada, embora em menor velocidade, havendo possibilidade, em certas situações, de recombinação de parte dessa sílica com o alumínio que permanece *in situ*, gerando argilo-minerais (TOLEDO *et al*, 2000).

A queluviação é o processo em que os elementos metálicos, em especial o alumínio e o ferro-férrico (Fe^{3+}), são móveis em relação à sílica, e tendem a se concentrar no perfil de alteração (CARVALHO, 1995). Pode ser total ou parcial. A total ocorre em condições de acidez elevada com a saída completa das bases e do alumínio, restando como material residual um produto silicoso. A parcial ocorre em solução percolante menos ácida, ficando retido, além da sílica, parte do alumínio e algumas bases como o K e o Mg.

A condição tropical do Brasil tem influência determinante na formação dos solos. Medina (1997) aponta as diferenças das condições ambientais entre países de clima predominantemente tropical e de clima temperado, destacando-se a situação geográfica do país e suas condições ambientais, além de mostrar que os solos lateríticos provenientes da intemperização intensa de rochas ou saprolitos de diversas origens abrangem cerca de 70% do território brasileiro. Esses solos apresentam textura variada e cores predominantes entre o vermelho e amarelo, indicando a concentração de sesquióxidos de ferro não hidratados ou de óxidos de ferro hidratados, além de óxidos e hidróxidos de alumínio.

2.2.1 Classificação Genética dos Solos de Alterações de Rochas em Regiões Tropicais

Vargas (1953) apresentou a primeira classificação genética dos solos tropicais brasileiros, distinguindo três horizontes: solo residual maduro, argiloso e poroso; solo residual jovem, silto-arenoso, com a presença de estruturas reliquias e rocha alterada. Dentre outros autores que contribuíram com propostas de classificação de solos podem ser citados os trabalhos de Vaz (1969), Deere & Patton (1971), De Mello(1972), Vargas(1974) e outros, descritos com detalhe em Vaz (1996).

O conceito de intemperismo foi incorporado a estas propostas de classificação. Vargas (1985) apresenta uma classificação baseada em propriedades e comportamentos, identificando dois tipos de solos tropicais: residuais, derivados do intemperismo intenso e profundo da rocha subjacente e solos superficiais, derivados da evolução pedogenética de solos residuais e transportados. Para os solos residuais admite um horizonte inferior, com estruturas reliquias da rocha matriz (saprolito), subdivido em dois níveis: um superior com poucos fragmentos da rocha matriz e outro inferior, com blocos e camadas de rocha.

Vaz (1996) elaborou uma classificação genética para os solos tropicais, dividindo os solos em residuais e transportados. Para os solos residuais, o autor propõe um perfil de intemperismo, definido através de processos de escavação e perfuração, com dois horizontes de solo e três de rocha. Os tipos de solos transportados são definidos de acordo com seu processo de origem.

Assim, os solos tropicais, segundo Vaz (1996), são divididos em:

a) *Solos Residuais*

O perfil de intemperismo de um solo residual deve conter as seguintes classes:

1) Classe S1 – Solo Eluvial (SE): caracterizada pela camada superior de perfis de solo residual, cuja diferenciação foi feita através de processos pedogenéticos. Esse solo é sempre homogêneo em relação à cor, granulometria e composição mineralógica. Pode apresentar alguma heterogeneidade, em função da evolução pedogenética, porém seu comportamento será sempre o de um solo homogêneo.

2) Classe S2 – Solo de Alteração (SA): caracterizada pela camada de solo que se encontra ainda em processo de alteração intempérica, onde os processos pedogenéticos são incipientes ou muito limitados. O termo solo de alteração e saprolito são sinônimos, sendo que alguns autores identificam essa camada como solo residual jovem. O solo de alteração normalmente heterogêneo em relação à cor, textura e composição mineralógica.

3) Classe R3 – Rocha Alterada Mole (RAM): caracterizada pela camada de rocha que só pode ser escavada manualmente com picareta ou com bico de martelo de geólogo, ou então mecanicamente, com escarificador. Nas sondagens à percussão é o material perfurado pelo processo de lavagem, correspondendo ao material de 2ª categoria nos contratos de escavação. Esse horizonte pode estar ausente nos perfis de intemperismo, mas, para perfis muito evoluídos, pode apresentar espessura superior a 10m.

4) Classe R2 – Rocha Alterada Dura (RAD): o limite à escavação com picareta e escarificador, exigindo a utilização de explosivos, marca a separação entre a RAM e a RAD. Nessas rochas, o impenetrável à lavagem por tempo de sondagem à percussão, identifica, com segurança, o início da camada.

5) Classe R3 – Rocha Sã (RS): a distinção entre as camadas RAD e RS é feita através da alteração mineralógica. Esse horizonte apresenta os minerais

sãos ou praticamente são, com suas cores e resistências originais ou pouco afetadas.

b) Solos Transportados

1) Aluviões (AL): constituídos por materiais erodidos, retrabalhados, transportados pelos cursos d'água e depositados em seus leitos e margens. São também depositados nos fundos e nas margens de lagoas e lagos, sempre associados a ambientes fluviais.

2) Terraços Fluviais (TF): são aluviões antigos, depositados quando o nível de base do curso d'água encontrava-se em uma posição superior à atual. Em consequência, os terraços são sempre encontrados em cotas mais altas que os aluviões. Essa condição topográfica induz a uma importante diferença entre os aluviões e os terraços: esses estão normalmente não saturados, diferentemente dos aluviões. Os terraços se distinguem ainda por se apresentarem, quase sempre, constituídos por areia grossa e cascalho.

3) Coluviões (CO): são os depósitos de material solto, usualmente encontrados em sopé de encostas, e que foram transportados, principalmente, pela ação da gravidade; ou simplesmente material decomposto transportado por gravidade. Aplicam-se a depósitos constituídos exclusivamente por solos.

Os coluviões são relativamente frequentes em regiões tropicais, onde podem ocupar grandes extensões. São produzidos por movimentos de massa lentos, do tipo rastejo, ou rápidos, como os escorregamentos. Os coluviões apresentam características singulares, derivadas da sua isotropia e da homogeneidade mineralógica e granulométrica, notavelmente persistente, tanto na vertical quanto na horizontal. Mais do que isso, os coluviões apresentam propriedades semelhantes, mesmo quando comparados aos formados em ambientes completamente distintos. Da mesma forma que para o solo eluvial, a

presença de feições superimpostas, ou a diferenciação pedológica podem afetar a isotropia dos colúviões.

Além de serem homogêneos, os colúviões são sempre muito porosos, dando origem a solos bem drenados, facilmente colapsíveis com a saturação e o carregamento. É, ainda, característica dos colúviões, a baixa resistência nos ensaios SPT, em geral inferior a seis golpes, e que se mantém ao longo de todo o perfil.

4) Tálus (TT): são formados pelo mesmo processo de transporte por gravidade, em encostas, que constituem os colúviões, diferenciando-se pela presença ou predominância de blocos de rocha.

5) Sedimentos Marinhos (SS): são produzidos em ambientes de praias e de manguezais. Ao longo das praias, a deposição é essencialmente de areias limpas, finas a médias, quartzosas. Nos manguezais, as marés transportam apenas sedimentos muito finos, argilosos, que se depositam incorporando matéria orgânica, dando origem às argilas orgânicas marinhas.

6) Solos Eólicos (SO): os solos de origem eólica, transportados e depositados pela ação do vento. Esses solos ocorrem, no Brasil, apenas junto à costa, principalmente na região nordeste.

Os solos tropicais, quando profundamente intemperizados, são comumente denominados na literatura de laterito/laterita, solo laterítico e, dependendo da origem, solo residual maduro ou eluvial (VAZ, 1996). Quando pouco intemperizados, eles são denominados solos saprolíticos ou solos residuais jovens.

Na Figura 2.1 é apresentado um fluxograma para a identificação dos tipos de solo, apresentada por Vaz (1996).

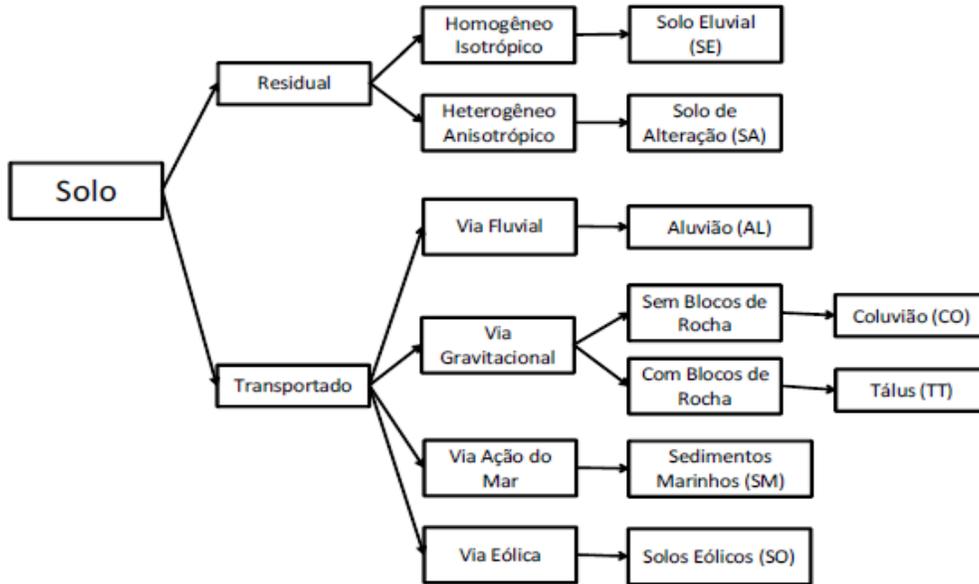


Figura 2.1. Fluxograma para identificação do tipo de solo (Vaz, 1996).

2.3 Solos Lateríticos

Os solos lateríticos estão enquadrados dentro da categoria dos solos tropicais, ou seja, solos que em virtude de seu processo evolutivo se origina por intermédio de processos geológicos ou pedológicos típicos de regiões de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensas, apresentam peculiaridades de comportamento e propriedades quando comparados aos de clima temperado (VARGAS, 1985).

Segundo Bolinelli (2004), o termo laterito foi originalmente definido por Buchana em 1807 na Índia, para descrever um material avermelhado e endurecido, utilizado para construção. No Brasil o termo laterítico passou a ser empregado a partir da primeira Conferência Internacional sobre Solos Tropicais, realizada em 1985, em Brasília, aonde foi

proposto dividir os solos que recobrem as rochas dessas regiões em dois tipos: lateríticos nas camadas superficiais e saprolíticos nas camadas mais profundas.

Miguel *et al* (2007) explicam que a formação dos solos lateríticos se dá pela atuação dos processos de alteração pedológica, que atuam após ou conjuntamente com os mecanismos de desagregação e decomposição da rocha provocados pelos intemperismos físicos e químicos, com a atuação mais intensa dos químicos. O processo de laterização se caracteriza pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis – quartzo, magnetita, ilmilita e caulinita. Os solos lateríticos constituem a camada superficial das áreas bem drenadas, com espessura que raramente ultrapassa o intervalo entre 1m e 10m, podendo ter origem residual ou ser transportados.

Cozzolino e Nogami (1993) apresentam os solos lateríticos como sendo os constituintes da camada mais superficial das áreas bem drenadas, caracterizada pela cor, em que há a predominância de tons vermelho e amarelo, com espessura que pode atingir mais de 2m, mais que raramente ultrapassa os 10m.

Ainda segundo os autores Cozzolino e Nogami (1993), no aspecto mineralógico, esses solos se caracterizam pela presença de grãos muito resistentes mecânica e quimicamente, na fração areia e pedregulho, elevada porcentagem de partículas constituídas de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na fração argila; o argilo-mineral geralmente presente nessa fração é a caulinita. Os grãos mais finos estão agregados, e formam uma massa de aspecto esponjoso cujos elementos constituintes lembram pipocas. Nessas condições distingue-se grande volume de vazios, mas não os grãos individuais. Nessa estrutura contínua, em linhas gerais, na escala macroscópica, nota-se a presença de torrões, que podem ser bastante resistentes à água, e grande quantidade de vazios preenchidos de ar, o que justifica sua baixa massa específica aparente e elevada permeabilidade. As camadas de solo laterítico recobrem tanto camadas de solos saprolíticos como de solos transportados. Esses últimos são, muitas vezes, parcialmente

intemperizados e, nesses casos, podem possuir propriedades similares aos tipicamente lateríticos sobrejacentes.

Nogami & Villibor (1996) afirmam que os solos lateríticos incluem quase toda a totalidade dos solos superficiais das regiões tropicais e dos materiais concrecionados e propõem o perfil esquemático apresentado na figura 2.2

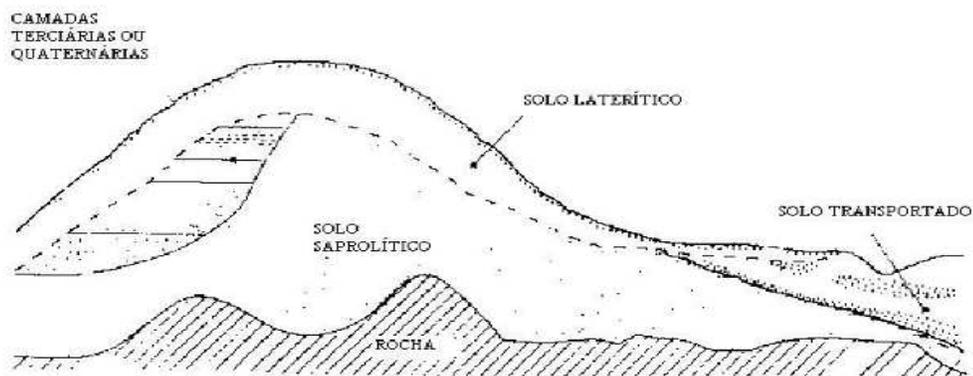


Figura 2.2. Perfil esquemático do subsolo em região de clima tropical (Nogami & Villibor, 1996).

Nogami & Villibor (1996) consideram que as principais características para um solo ser considerado laterítico são:

- a) Solo pedologicamente evoluído;
- b) Pertencer aos horizontes A ou B (pedológico) de perfis bem drenados, desenvolvido em clima tropical úmido;
- c) A fração argila for constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e por hidróxidos hidratados de ferro e alumínio. Esses componentes são agrupados numa estrutura porosa peculiar, agregada de forma muito instável.

A composição mineralógica e a estrutura dos solos lateríticos influem em muito em suas características e propriedades geotécnicas. A ação combinada da lixiviação e da

cimentação das partículas é responsável pela formação de agregados e pela estrutura porosa (VARGAS, 1973), resultando em geral um solo com elevado índice de vazios, elevada resistência contra a ação erosiva das águas pluviais e alta permeabilidade. No entanto, os macro poros conferem-lhes elevada compressibilidade, além de serem solos colapsíveis, isto é, sofrem deformações bruscas quando umedecidos até um valor crítico, sob carga (MASSAD, 2005).

2.4 Solos Saprolíticos

O termo "Sapro" deriva de uma palavra do latim e um dos seus significados é "podre". São solos que resultam da decomposição e/ou desagregação "in situ" da rocha matriz pela ação das intempéries (chuvas, insolação, geadas), mantendo ainda de maneira nítida a estrutura da rocha que lhe deu origem.

Nogami e Villibor (1995) definem os solos saprolíticos como sendo aqueles que constituem, em condições naturais, camadas subjacentes às lateríticas, ou outro solo pedogenético, ou, ainda, a solos sedimentares ou transportados. As espessuras dessas camadas são variadas, atingindo frequentemente dezenas de metros. Suas cores, assim como as dos solos lateríticos, também variam muito, sendo frequente uma mesma amostra apresentar partes de diversas cores diferentes. Sua aparência macroscópica é em geral caracterizada pela presença de camadas, manchas, xistosidades, vazios etc., em grande parte herdadas da rocha matriz. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença frequente de grande número de minerais, parte dos quais são decorrentes do processo de intemperização e parte herdada da rocha matriz. Os minerais neoformados constituem, na maioria das vezes, associações, muitas vezes pseudomorfos, mas os seus contornos são facilmente distinguíveis em microscopia eletrônica de varredura. Na fração argila pode ocorrer grande quantidade de argilo-minerais e a fração silte pode ter mineralogia muito variada, com os macrocristais de caulinita e micas, que podem impor comportamento peculiar a esses solos.

2.5 Solos não saturados

Como já dito anteriormente quando os vazios do solo encontram-se preenchidos por ar e água, tem-se sua condição não saturada, formando um sistema multifásico. Para alguns autores, entre eles Fredlund *et al* (1978), os solos não saturados além de serem constituídos pelas fases sólida, líquida e gasosa possuem outra constituição em suas fases sendo esta a interação da fase gasosa não dissolvida e a fase líquida, esta é denominada membrana contráctil. O conhecimento da constituição e distribuição dessas fases na estrutura do solo é essencial para compreender o solo em relação à resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica, variação volumétrica, etc.

A membrana contráctil observada na figura 2.3, possui uma propriedade chamada tensão superficial promovendo a capacidade de exercer uma tensão de tração, fruto de forças intermoleculares atuantes no sistema ar-água influenciando no comportamento mecânico do solo.

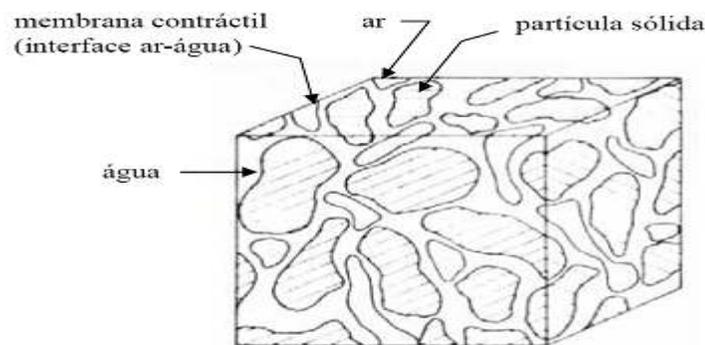


Figura 2.3 - Elemento de solo não saturado com fase contínua de ar. (Fredlund e Raharbo, 1993).

Nos solos não saturados ocorre uma pressão isotrópica resultante desta interação entre o líquido e o gás nos poros do solo. Quando o teor de umidade é baixo, o ar esta

presente em condutos contínuos, enquanto a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre as partículas. As interfaces entre essas duas fases estão na forma de meniscos dentro dos vazios do solo. Quando o teor de umidade é elevado o ar pode estar ocluído no solo em forma de bolhas isoladas (DELGADO, 1993).

2.5.1 Sucção

Dentre diversas definições existentes, Marinho (1994) afirma que a sucção é a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas que fazem com que o sistema água/solo (água/material poroso) absorva ou perca água.

Quando a água livre migra dentro do solo, ela será retida ou adsorvida por este. Para liberar a água adsorvida, uma energia externa tem que ser aplicada para exercer a contraposição da força de retenção da água, esta energia aplicada por unidade de volume é conhecida como a sucção do solo. (LEE & WRAY, 1995).

A sucção é normalmente dividida em dois componentes, o matricial, que está relacionado com a matriz do solo (combinação do tipo de partículas e arranjo estrutural) e o osmótico, que está relacionado com a composição química da água presente nos vazios do solo. A sucção total é a soma da sucção matricial e da sucção osmótica. (MARINHO & PINTO, 1997)

- Sucção Matricial

A sucção matricial, ao lado da tensão efetiva, é reconhecida como uma das mais significativas variáveis na descrição das propriedades de resistência, compressibilidade e permeabilidade de um solo (VILAR, 1997).

A sucção mátrica é definida como a pressão negativa da água intersticial devido aos efeitos da capilaridade e das forças de adsorção. É referente à matriz do solo, isto é, à combinação do tipo de partículas e do arranjo estrutural do solo. A capilaridade está

relacionada à macroestrutura do solo, ou seja, aos poros interconectados que através destes a água flui devido a grande pressão capilar. A adsorção esta associada à microestrutura dos solos, e depende do nível de hidratação dos minerais argilosos que o compõe (de CAMPOS et al.,1992).

A sucção mátrica também pode ser definida como a diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão de água (u_w) presente nos poros dos solos, como mostra a equação 2.01.

$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (2.01)$$

- Sucção Osmótica

A sucção osmótica está associada à pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água livre.

Blight (1983) afirma que a sucção osmótica está diretamente relacionada à ocorrência de diferenças de concentração de solutos na água intersticial. O valor da sucção osmótica irá depender da composição do líquido externo ao solo, pois a alteração de soluto implica em mudança de pressão.

- Sucção total

A sucção total (ψ) é, portanto a soma das componentes: matricial, relacionada com o tipo de partículas e arranjo estrutural do solo, e osmótica, devido à concentração química da água no solo.

Segundo Mitchell (1984), a sucção mátrica é a parcela mais importante para descrever o comportamento da grande maioria dos solos não saturados, assim como para vários autores entre eles Edil e Moten (1984) e Alonso et al (1987) entre outros, tomam por base que o comportamento dos solos não saturados é regido apenas pela sucção matricial.

A sucção osmótica tem influência apenas em solos finos, dependendo do tipo e concentração dos solutos presentes.

Através de ensaios triaxiais com sucção controlada, Edil et al. (1981) comprovaram que, essencialmente, apenas a sucção mátrica afeta o comportamento do solo não saturado. Outros pesquisadores, como Fredlund(1979) e Alonso et al., (1987), confirmam que tal componente seria suficiente para descrever o comportamento mecânico do solo na condição não saturada.

Para Richards et al (1986), qualquer mudança na sucção altera o equilíbrio da massa de solo. Estas mudanças afetam tanto a compressibilidade quanto a resistência do solo, admitindo então que a sucção total seja representada por ambas as parcelas, ou seja, o somatório da sucção matricial e da sucção osmótica.

Apesar de estas mudanças poderem ser resultado de variações na parcela mátrica e/ou osmótica, já foi verificado que mudanças na sucção osmótica pouco interferem nas propriedades geotécnicas. Entretanto, sua influencia passa a ser significativa em problemas de contaminação do subsolo.

Uma forma de avaliar as variações de sucção de um solo é por meio da curva característica de sucção, que representa uma relação gráfica entre a sucção matricial ou total e o teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) ou grau de saturação do solo (PRESA, 1982). Essa curva permite obter a capacidade de retenção de água no solo.

2.5.2 Curva Característica

A curva característica define a relação entre o teor de umidade ou o grau de saturação em um solo e a correspondente sucção matricial. Esta curva é uma propriedade do solo que determina a quantidade de água que um solo pode ganhar ou perder, através

da tensão de sucção. A curva característica é histerética em relação às condições de umedecimento e secagem impostas ao material. (FREDLUND et al., 1994).

Devido às trajetórias de variações do teor de umidade serem diferentes as curvas obtidas pelo processo de umedecimento ou secagem não coincidem, dando origem ao fenômeno de histerese da curva característica de sucção que será melhor detalhada nos itens seguintes.

Na figura 2.4 é apresentada uma curva de retenção típica de um solo siltoso, assim como suas principais características dentre elas: valor de entrada de ar (correspondente à sucção na qual a água presente nos maiores poros começa a sair), a umidade volumétrica residual (umidade em que um grande valor da sucção é necessário para remover uma quantidade de água do solo) e a umidade volumétrica para o estado saturado.

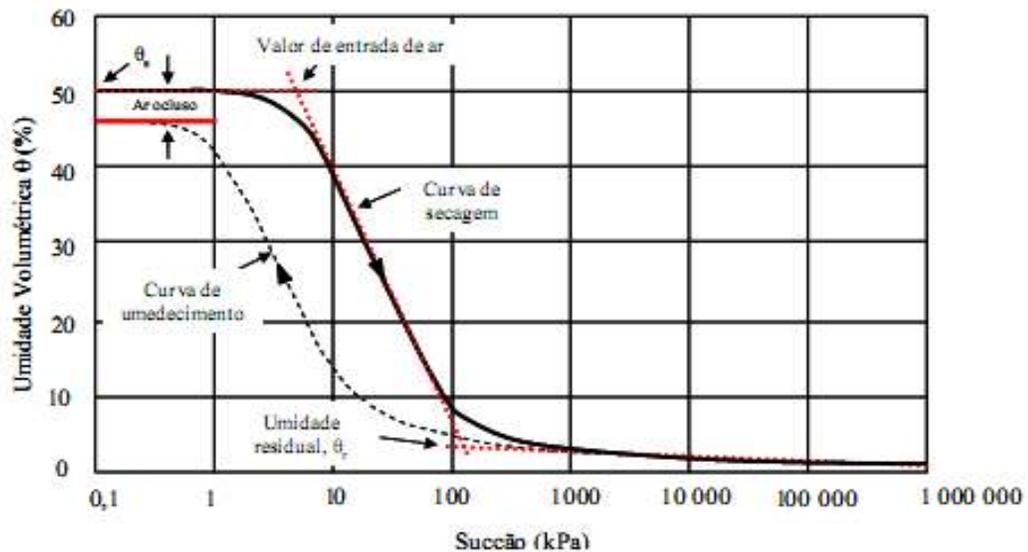


Figura 2.4 – Curva de retenção típica para um solo siltoso. (Fredlund e Xing, 1994).

As linhas pontilhadas traçadas na figura 2.4 apresentam a proposta de Fredlund e Xing (1994) para a determinação da umidade volumétrica residual e o valor da entrada de ar no solo.

De acordo com os autores este procedimento empírico é válido para quantificar as características principais da curva. Por este procedimento, o valor de entrada de ar é caracterizado pela interseção entre a reta horizontal, que corresponde a umidade volumétrica saturada, com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão da curva. A interseção da reta tangente que passa pelo ponto de inflexão com a reta que aproxima a curva para altos valores de sucção determina o valor da umidade volumétrica residual. Esses autores apontam que a umidade volumétrica nula parece ser a mesma para todos os tipos de solo, e de acordo com Croney e Coleman (1961) esse valor da sucção é aproximadamente 10^6 kPa.

Ao longo da curva de retenção, partindo-se da condição saturada, à medida que a sucção aumenta pode-se identificar a sucção de entrada de ar e a sucção residual. Na figura 2.5 é apresentada esquematicamente a entrada do menisco de água no interior do solo para diferentes valores de sucção.

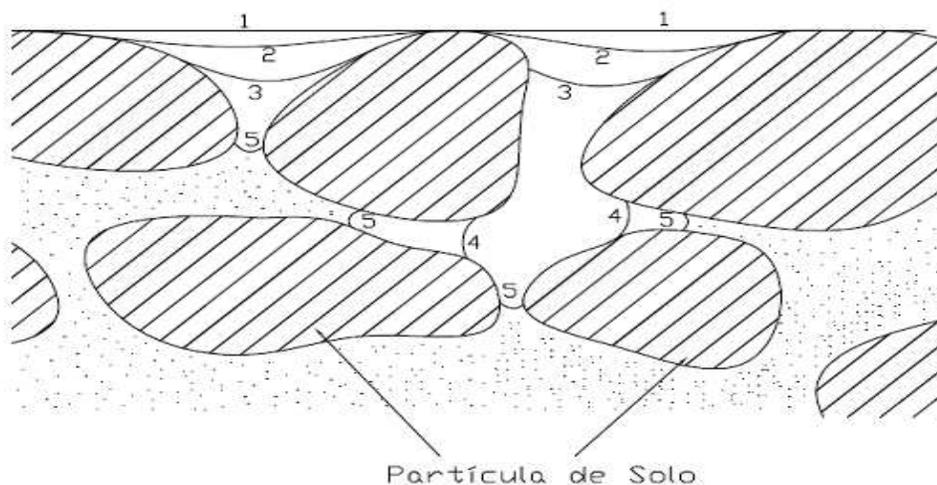


Figura 2.5 – Penetração da interface ar água no interior do solo em função do aumento de sucção. (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Quando o solo está saturado, a interface ar-água é representada pela linha 1. Com o aumento da sucção, se atinge o início da entrada de ar e a interface ar-água penetra no solo. A partir deste momento os meniscos formados pela interface água-ar passam a apresentar raios menores com o aumento da sucção, conforme as linhas 2,3,4 e 5 da figura 2.5.

2.5.3 Fatores que influenciam a forma da curva de retenção para os solos não saturados

Dentre os fatores que influenciam a forma da curva de retenção, pode-se citar: tipo de solo, arranjo estrutural e a histerese.

- Tipo de solo

A figura 2.6 apresenta curvas de retenção para três solos típicos (areia, silte e argila). Segundo Fredlund e Xing (1994), e observando-se a figura 2.6 é possível ver que o teor de umidade volumétrica na condição saturada e o valor da entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo.

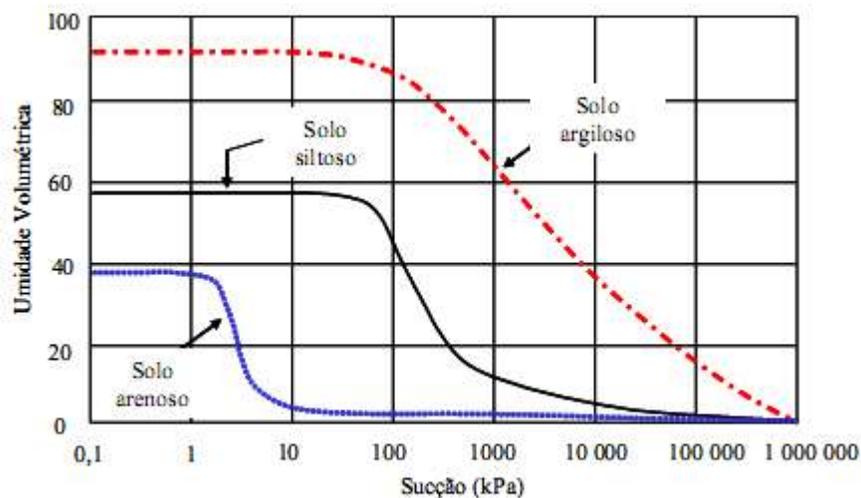


Figura 2.6 – Curvas de retenção típicas para um solo arenoso, um siltoso e um argiloso (Fredlund e Xing, 1994).

Para baixos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo depende principalmente, dos efeitos de capilaridade, que estão diretamente ligados com a distribuição granulométrica e estrutura do solo. Para altos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo dependerá dos mecanismos de adsorção, que são influenciados

pela composição mineralógica e pela superfície específica das partículas (FREDLUND e XING, 1994).

Os solos arenosos apresentam pequena variação nos diâmetros dos poros, dessaturando rapidamente após o valor da entrada de ar. Os solos argilosos dessaturam de forma mais lenta apresentando uma inclinação da curva mais suave e uma distribuição nos vazios do solo não uniforme.

Segundo Futai (2002), os solos tropicais não apresentam necessariamente comportamento similar às curvas de retenção apresentadas por Fredlund e Xing (1994) como visto na figura 2.6. Devido à estrutura e a distribuição dos poros nestes solos, suas curvas de retenção podem apresentar patamares, causados pela ausência de poros que definem a faixa de sucção para este patamar. Futai (2002) mostrou que um solo laterítico, mesmo sendo mais argiloso que outro saprolítico, pode apresentar valor de sucção de entrada menor como se pode observar na figura 2.7, a. Feuerharmel et al (2004) apresentaram a curva de retenção para um solo coluvionar.

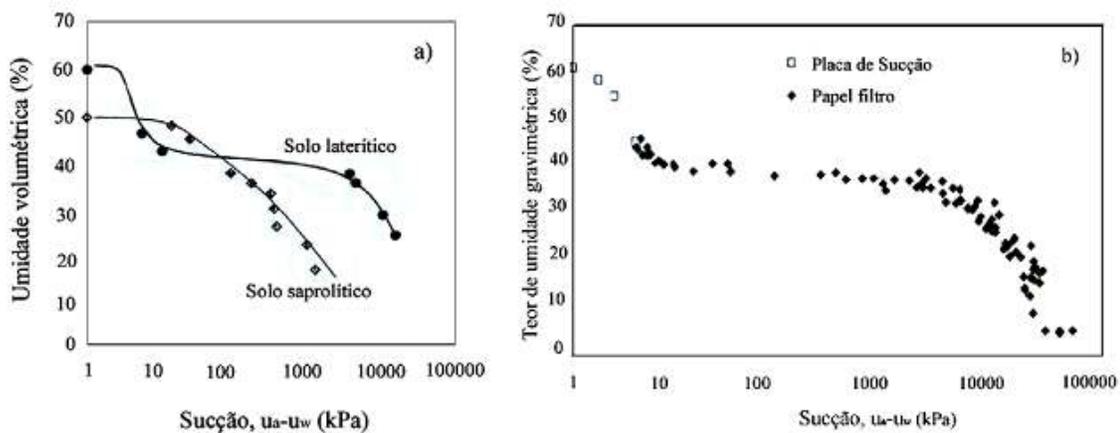


Figura 2.7 – Curvas de retenção para solos tropicais: a) Futai (2002); b) Feuerharmel et al.(2004).

A curva sugere comportamento intermediário entre uma areia e uma argila e, de acordo com os autores, com formato semelhante a uma “sela”.

- Arranjo estrutural

A curva de retenção é influenciada pela disposição das partículas nos solos finos. Lambe (1958) identificou duas formas básicas de disposição das partículas: a estrutura floculada, em que os contatos se fazem entre as faces e arestas das partículas, por meio da água adsorvida, e a estrutura dispersa, em que as partículas se posicionam paralelamente. Em solos compactados, a estrutura final do solo depende principalmente da energia aplicada, do tipo de compactação e da umidade do solo durante a compactação. Para solos compactados no ramo seco da curva de compactação a atração entre as partículas não é vencida pela energia de compactação aplicada e o solo fica com a estrutura floculada. Para maiores umidades, as forças de repulsão aumentam e a energia de compactação orienta as partículas paralelamente umas às outras, definindo uma estrutura dispersa.

- Histerese

A determinação da curva de retenção de um solo, a partir da sua umidade inicial pode ser realizada por dois procedimentos como já dito anteriormente: seguindo-se a curva de umedecimento ou a curva de secagem. Devido às trajetórias de variações do teor de umidade serem diferentes obtêm-se curvas com formas diferentes dando origem ao fenômeno chamado histerese da curva característica de sucção, que pode ser originado pela não uniformidade dos vazios, à bolhas de ar capturadas pelos vazios durante o umedecimento e à alteração da estrutura decorrente da contração ou expansão do solo (CALLE,2000).

2.5.4 Métodos da medida de sucção

Existem diversos métodos diretos ou indiretos, de campo ou laboratório, para medir as sucções total, osmótica e matricial. Com estes métodos relacionando a sucção com o teor de umidade ou com o grau de saturação do solo não saturado, obtém-se a curva característica do solo. Estes métodos podem ser divididos em dois grupos: métodos diretos e métodos indiretos. A placa de sucção, a centrífuga, o tensiômetro, o psicrômetro e o aparelho de membrana de pressão constituem os métodos diretos e, entre os métodos indiretos estão o dessecador de vazios, a balança de adsorção e o papel filtro. A tabela 2.1 apresenta varias técnicas de medição de sucção e os intervalos de aplicação de cada uma.

Tabela 2.1 – Técnicas de Medidas de Sucção (MARINHO & PINTO, 1997).

Técnica	Sucção Matricial	Sucção Osmótica	Sucção Total	Intervalo (kPa)
Psicrômetro		X	X	100 - 8000
Papel filtro em contato	X			0 - 29000
Papel filtro sem contato			X	400 - 30000
Tensiômetro	X		X	0 - 900 / 0 - 1000
Tensiômetro osmótico	X			0 - 1500
Translação de eixos	X			0 - 1500
Condutividade térmica	X			0 - 400
Condutividade elétrica	X	X		0 - 1500

Os detalhes de cada técnica encontram-se descritos em Marinho & Pinto (1997). Para esta dissertação será utilizada apenas a medição da sucção pelo método do papel filtro, que será detalhada no item a seguir. Esta técnica foi escolhida pela vantagem de permitir uma ampla faixa de medição da sucção matricial e total quando comparada a outros métodos, que possuem grandes limitações quanto à faixa de medição. Porém, esta técnica requer uma operação cuidadosa na pesagem e manuseio, assim como é necessário garantir um adequado contato papel- solo, em caso se desejar medir a sucção matricial.

2.5.5 Método do papel filtro

Segundo Marinho (1995) o método do papel filtro consiste na utilização de um material poroso com a capacidade de absorver água e atingir um equilíbrio de sucção com a amostra. A sucção obtida depende do tipo de transferência do solo para o papel, que pode resultar da capilaridade, correspondente à sucção matricial, ou através de vapor, que é correspondente à sucção osmótica.

A realização do ensaio consiste em colocar um papel filtro de características de retenção conhecidas num ambiente hermético juntamente com a amostra de solo. Dado o contato com o papel, que é capaz de reter umidade, como o solo, ocorre migração de água até estabelecer-se o equilíbrio potencial, obtendo-se a sucção matricial (GARDNER, 1937). Se a água do solo não estiver em contato direto com o papel filtro obtém-se a sucção total após o equilíbrio de potencial.

Normalmente os papéis filtro mais utilizados são o Whatman n° 42 ou Schleicher & Schuell n°589. Neste trabalho serão obtidas as sucções fazendo o uso do papel filtro Whatman n° 42, que segundo MARINHO (1994) possui umidade inicial no estado seco de aproximadamente 6%. Isso permite medições de sucções matricial de 0 a 29000 kPa, sendo esta a máxima sucção matricial que o solo pode ter para que o papel filtro absorva água do mesmo.

Como dito anteriormente a técnica do papel filtro é um método indireto, e a sucção é obtida através de uma curva de calibração que relaciona a sucção com a umidade do papel filtro. Os materiais necessários para a utilização do papel são: balança analítica com resolução de 0,0001 g, cápsulas ou sacos plásticos selantes, pinça tesoura e estufa.

De acordo com Marinho (1995) quanto ao papel filtro Whatman n°42, Chandler et al (1992) apresentam Equações (2.02) e (2.03) representando as curvas de calibração (figura 2.9).

$$Sucção(kPa) = 10^{(6,05-2,48*\log w)} \quad \text{para umidades do papel filtro} \geq 47\% \quad (2.02)$$

$$Sucção(kPa) = 10^{(4,84-0,0622*w)} \quad \text{para umidades do papel filtro} < 47\% \quad (2.03)$$

Existem na literatura varias equações para se obter indiretamente o valor das sucções, mas de acordo com Marinho (1994), geralmente se utilizam às equações apresentadas por Chandler et al (1992) quando se trata do papel filtro Whatman n°42, pois nestas foram considerados maior numero de pontos como pôde ser visto na figura 2.8. O referido autor realizou testes onde o papel filtro Whatman n°42 foi deixado equilibrar sob diferentes soluções salinas e água pura, em ambiente fechado e protegido de variações de temperatura. Foi verificado aumento de umidade do papel com o tempo de equilíbrio considerado, assim como, observou-se a influência da distancia entre o papel filtro e a fonte de vapor.

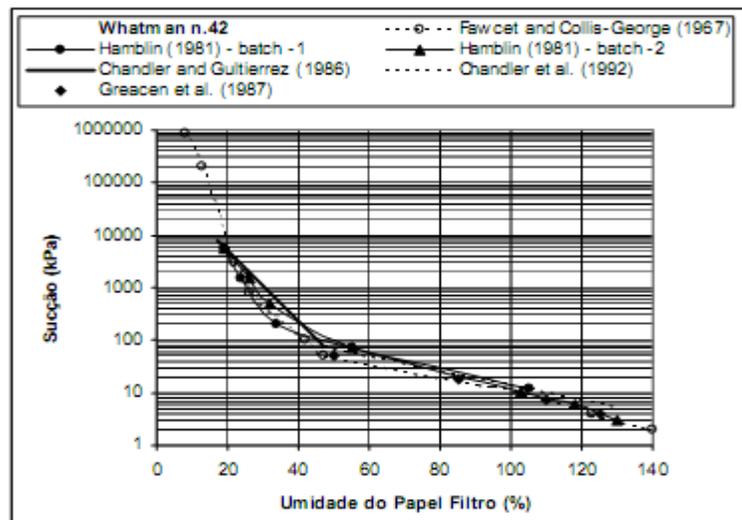


Figura 2.8 – Curvas de calibração para o papel Whatman n°42, Marinho. (1994).

Os resultados comprovaram que a curva de calibração apresentada por Chandler & Gutierrez (1986), pode ser utilizada para a obtenção da sucção total e matricial, desde que o tempo de equilíbrio seja adequado.

Este tempo de equilíbrio é tema de estudo por vários autores. Segundo Marinho (1997), o tempo de equalização está relacionado com o tipo e nível de sucção, ele sugere que o tempo seja de sete dias, quando esta sendo medida a sucção matricial, independente do nível de sucção. Feuerharmel et al (2004) sugerem o tempo de sete dias para valores acima de 10000 kPa e de quatro para valores menores que este.

Para Swarbrick (1995), a grande vantagem do método é que ao invés do solo se adaptar ao valor da sucção aplicada, o papel filtro é adaptado ao valor da sucção do solo. Já Feuerharmel et al (2004) constata que a desvantagem é relacionada ao extremo cuidado que se deve tomar na sua execução.

2.6 Fenômeno do colapso

Vargas (1970) introduziu no Brasil pela primeira vez, os termos colapsível e colapsibilidade, onde definia que nos solos porosos de arenito, os grãos grossos de areia uniforme são ligados entre si por um coloide argiloso, resultando uma estrutura colapsível (ao saturar-se) e muito compressível. Este solo, que seco se mantém em cortes verticais, perde sua resistência ao se saturar.

Segundo Vilar (1979), existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo próprio peso da camada. Em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga. Entretanto, mais frequentemente, o fenômeno ocorre por uma combinação do efeito da sobrecarga e do acréscimo do grau de saturação.

Jennings e Knight (1957) descrevem o mecanismo do colapso da seguinte forma: “quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece sensivelmente inalterada, e o material de ligação comprime ligeiramente sem resultar em grandes movimentos relativos dos grãos do solo. Neste estágio, a consolidação ocorre por compressão das partículas finas entre as maiores partículas. Enquanto a umidade permanece baixa as forças micro-cisalhantes locais nas interfaces das partículas de areia, resultantes do carregamento são resistidas sem apreciável movimento dos grãos. Quando o solo sob carregamento ganha umidade e certa umidade crítica é excedida, os vínculos alcançam um estágio em que não podem mais resistir às forças de deformação. A estrutura, então, colapsa.

Reginatto e Ferrero (1973) dividem os solos colapsíveis em solos verdadeiramente colapsíveis, que não suportam seu peso próprio quando inundados e colapsam, e solos condicionados ao colapso, onde o colapso é função do nível de tensão ao que o solo está submetido.

Segundo Barden *et al* (1973) existem quatro condições necessárias para a ocorrência de colapso em um solo:

- a) Existência de uma estrutura porosa potencialmente instável;
- b) Existência de uma pressão aplicada que aumente a instabilidade;
- c) Presença de um alto valor de sucção ou agente cimentante, que estabiliza os contatos intergranulares e que são susceptíveis de enfraquecimento quando umedecidos;
- d) Adição de água no solo, a qual reduz a sucção existente, amolecendo ou destruindo os vínculos que o mantém em equilíbrio, causando assim rupturas de cisalhamento nos contatos intergranulares.

Sendo assim é possível descrever o fenômeno do colapso, sendo uma redução brusca e instantânea no índice de vazios de uma estrutura metaestável porosa, não

saturada, provocada pelo aumento do teor de umidade, com presença ou não de mudança no carregamento atuante.

As características dos solos colapsíveis dependem da estrutura que apresenta. Esta se mostra macroporosa, onde as partículas menores se mantêm em equilíbrio metaestável pela presença de um vínculo que é capaz de fornecer ao solo uma resistência adicional temporária proveniente das tensões capilares, forças eletromagnéticas de superfície e presença de substâncias cimentantes, como óxido de ferro e os carbonatos (DUDLEY, 1970).

Como já dito, o umedecimento destes solos provoca destruição das forças estabilizadoras (tensão superficial, cimentação), há um decréscimo de resistência desse solo o que provoca um deslocamento relativo entre as partículas, de tal forma que estas possam ocupar os espaços vazios da estrutura do solo resultando numa redução brusca do índice de vazios.

Ensaio de campo e de laboratório podem ser realizados com a finalidade de identificar e quantificar o grau de colapsibilidade dos solos.

Entre os ensaios de laboratório destinados a identificar e avaliar a estrutura do solo podem ser realizados ensaios químicos, difração de raios-X e microscopia eletrônica. Os ensaios químicos são utilizados para reconhecimento das características químicas do solo e do líquido de inundação. Estes determinam o PH, capacidade de troca de cátions, taxa de absorção de sódio, quantidade de cátions solúveis e íons dissolvidos no fluido (CARVALHO, 1994).

A análise estrutural do solo colapsível é relacionada com a difração de raios-X e microscopia eletrônica, utilizados para observar o arranjo dos grãos, tipo de estrutura, formato da estrutura, formato da textura da superfície dos grãos e orientação das partículas.

Outros ensaios de laboratório são realizados em edômetros, que fornecem uma previsão de recalques provenientes do colapso estrutural do solo, assim como parâmetros qualitativos do grau de colapso. Os procedimentos utilizados nos ensaios edométricos têm duas modalidades. Sendo que a primeira corresponde ao ensaio edométrico simples, realizado com uma amostra inundada numa determinada tensão de interesse, que é o utilizado para análise nesta dissertação, e a segunda é o ensaio edométrico duplo, realizado com duas amostras uma na umidade natural e a outra inundada no início do ensaio (JENNINGS e KNIGHT, 1957).

Nos itens seguintes uma explicação mais detalhada será feita para melhor compreensão da identificação dos solos colapsíveis. Sendo algumas delas diretas, outras indiretas, podendo ser qualitativas ou quantitativas.

2.6.1. Estrutura dos solos colapsíveis

O solo colapsível apresenta uma estrutura metaestável, isto é, uma estrutura que possui precária estabilidade, podendo ser perturbada com facilidade, mas com uma rigidez temporária mantida pela sucção e/ou cimentação. Esta estrutura torna-se instável com o aumento do teor de umidade até um limite crítico onde ocorre o colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de certo limite. Na maioria dos casos, a água é o agente instabilizador. (MEDERO, 2005).

Dudley (1970) justifica esta resistência temporária pela atuação das forças capilares, forças eletromagnéticas de superfície, ligações cimentantes de óxido de ferro, carbonatos e sais solúveis. Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) propuseram alguns modelos para a estrutura metaestável dos solos colapsíveis:

- a) A estrutura é mantida pela atuação da sucção, que surge quando o solo está na condição não saturada. A água presente no solo se retrai dentro dos pequenos vazios próximos ao contato grão-grão (Figura 2.9).

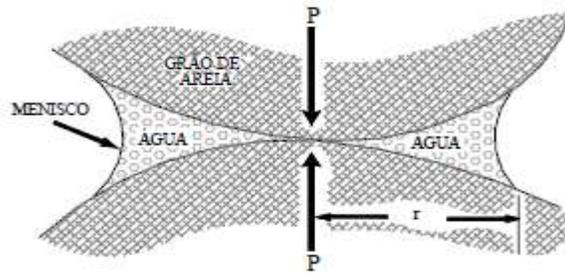


Figura 2.9. Arranjo estrutural devido à capilaridade (Dudley, 1970).

O ar que flui dentro do solo, através do contato ar-água, faz com que a água fique com elevada pressão negativa. Dessa forma, a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total atuante no solo. Isso faz com que o solo adquira uma resistência aparente, que é reduzida caso ocorra umedecimento.

- b) A estrutura é mantida por vínculos de silte. Nesse caso, a sucção atuante entre os grãos de silte e areia mantém a estrutura. Pode-se considerar que os grãos de areia estão “calçados” pelos grãos de silte (Figura 2.10).

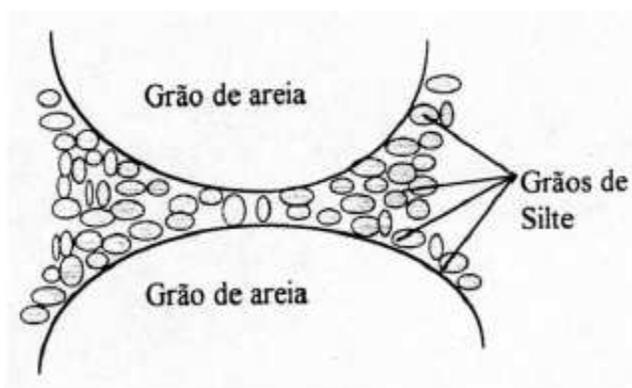


Figura 2.10. Arranjo estrutural devido à vínculos de silte (Dudley, 1970).

- c) A estrutura é mantida por vínculos de argila. Ocorre devido à ação do intemperismo, que altera os minerais primários, criando uma fina camada de argilo-minerais recobrendo os grãos maiores (Figura 2.11).

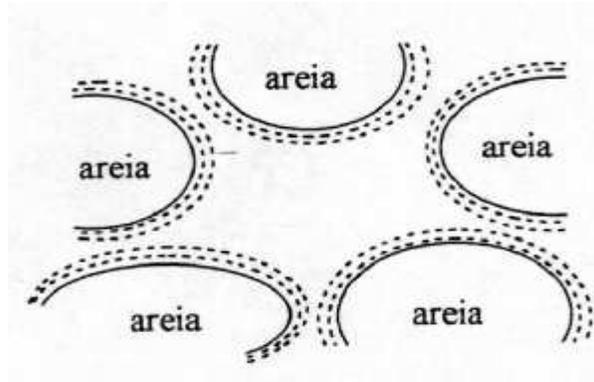


Figura 2.11. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do intemperismo (Dudley, 1970).

- d) A estrutura é também é mantida por vínculos de argila. Ocorre devido à ação do processo de lixiviação, fazendo com que as partículas se tornem floculadas (Figura 2.12).

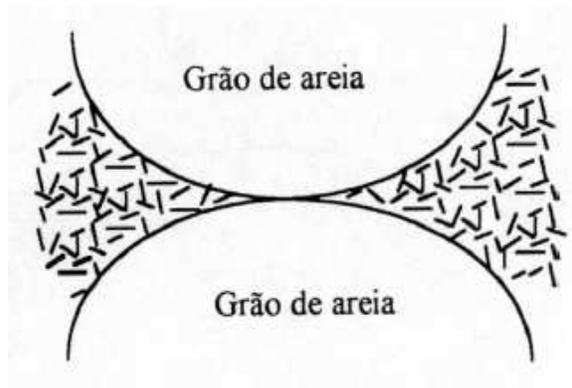


Figura 2.12. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do processo de lixiviação (Dudley, 1970).

- e) A estrutura é também é mantida por vínculos de argila. Ocorre devido, por exemplo, à deposição de corridas de lama, criando estruturas de argilas dispersas (Figura 2.13).



Figura 2.13. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes de corridas de lama (Dudley, 1970).

- f) A estrutura é constituída por grãos formados pela agregação de argila ou silte e ligados entre si por pontes de argila (Figura 2.14).

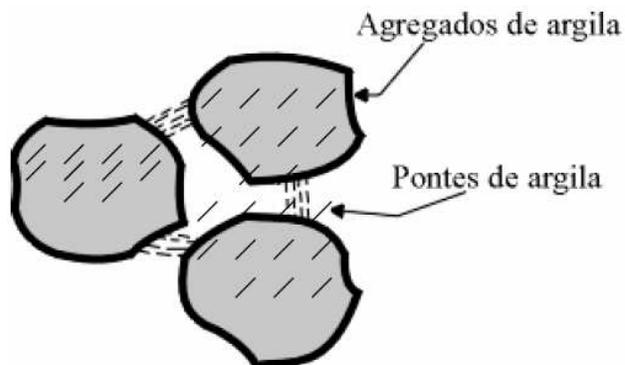


Figura 2.14. Micro agregações ligadas por pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981).

Futai (1997) comenta que os primeiros esquemas estruturais do solo colapsível, como os de Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981), adotam como elementos constituintes do solo a areia, o silte e a argila, organizados de forma plana e individual. Segundo ele, na prática, os solos não são formados por areia e argila de forma comportada. Com as partículas de argila exclusivamente calçadas, dispersas ou floculadas, ocorre uma combinação entre as diversas formas possíveis.

Um estudo minucioso da microestrutura foi apresentado por Alonso et al (1987). Os autores propuseram a descrição da microestrutura baseados em três elementos: arranjos de partículas elementares; partículas reunidas; espaços porosos, como mostra a Figura 2.15.

Esta classificação teve como base análises de resultados de ensaios de microscopia eletrônica. O arranjo de partículas elementares (Figura 2.15-d) tem organização aproximadamente paralelas e em geral solos com predominância destes elementos são expansivos (Figura 2.15-a). Os grãos cobertos com argila têm comportamento predominantemente colapsível (Figuras 2.15-b e 2.15-c). As estruturas são tridimensionais onde partículas de silte, areias e agregações de argilas são apoiadas, envoltas ou conectadas por arranjos elementares de argila.

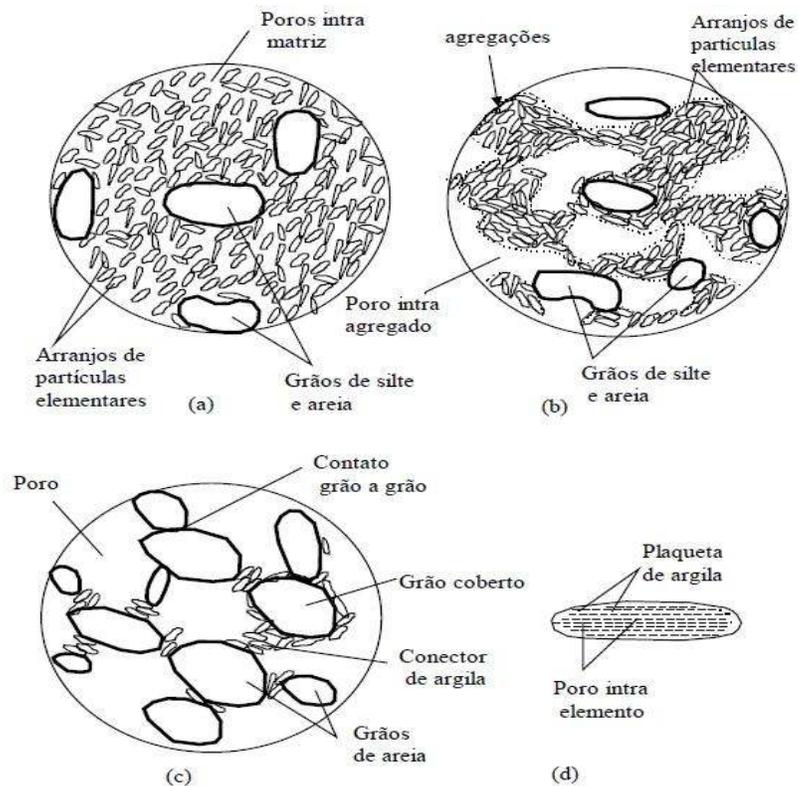


Figura 2.15. Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al, 1987). (a) Matriz de argila, (b) Microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares, (c) Matriz de silte e areia ligados por conectores de argila, (d) Arranjo elementar de argila na configuração paralela.

O consenso geral é de que a tensão capilar é o principal fator que contribui para a resistência temporária dos solos não saturados colapsíveis (Dudley, 1970). Entretanto, independentemente das ligações ou vínculos que mantêm essas estruturas, os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma grande sensibilidade à ação da água, sendo o aumento do teor de umidade o mecanismo detonador ou o efeito gatilho no processo do colapso (CINTRA, 1998).

2.7 Ocorrência de solos colapsíveis

Segundo Vilar *et al.* (1981), os ambientes tropicais apresentam condições propícias para o desenvolvimento de solos colapsíveis. Seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, seja pela deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas.

Registros indicam a ocorrência de colapso em vários tipos de solo e em diversos países do mundo. Esses solos podem ser eólicos, aluvionares, coluvionares, residuais ou vulcânicos (FUTAI, 1997). Solos compactados também podem apresentar colapso.

Na Tabela 2.2 é indicada a ocorrência de colapso em diversos países (VILAR *et al.*, 1981; FUTAI, 1997 e MEDERO, 2005):

Tabela 2.2. Ocorrência de solos colapsíveis no mundo (Vilar *et al.*, 1998, Futai, 1997 e Medero, 2005).

Referência	Local	Tipo de Solo
<i>Abeleff (1938)</i>	<i>Ucrânia</i>	<i>Loess</i>
<i>Jaly (1948)</i>	<i>Budapeste</i>	<i>Silte Argiloso</i>
<i>Peck e Peck (1948)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Denisov (1951)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Clevenger (1956)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Kassif (1957)</i>	<i>Israel</i>	<i>Loess</i>

<i>Jennings e Knight (1957)</i>	<i>África do Sul</i>	<i>Silte Argiloso</i>
<i>Abelev e Askalonov (1957)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Holtz e Hilf (1961)</i>	<i>Nebraska e Kansas (EUA)</i>	<i>Loess</i>
<i>Réthati (1961)</i>	<i>Hungria</i>	<i>-</i>
<i>Brink e Kantey (1961)</i>	<i>Africa do Sul</i>	<i>Silte Arenoso</i>
<i>Belles e Stanculesco (1961)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Bally et al (1965)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Gibbs e Bara (1967)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Sultan (1969)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Transvall e Sul da África</i>	<i>Eólico</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Luanda (Angola)</i>	<i>“Maceque” (solo ferruginoso contendo caulinita)</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Nevada</i>	<i>Solo aluvional bem graduado</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Rodésia</i>	<i>Solo residual de granito</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Estados Unidos, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria, China.</i>	<i>Loess de cor avermelhada e brumo-amarela</i>
<i>Sokolovich (1971)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Barden e Collins (1973)</i>	<i>África do Sul</i>	<i>Eólico (areia vermelha)</i>
<i>Barden e Collins (1973)</i>	<i>Arizona</i>	<i>Aluvião</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Austrália</i>	<i>Argila Arenosa</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Quênia</i>	<i>Argila Vermelha</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Israel</i>	<i>Loess</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Espanha</i>	<i>Siltes e Argilas gipsíferos</i>
<i>Furtado e Martins (1973)</i>	<i>Angola</i>	<i>Areias com poucos finos</i>
<i>Reginatto e Ferrero (1973)</i>	<i>Argentina</i>	<i>Siltes e Argilas com carbonatos</i>
<i>Nadeo e Videla (1975)</i>	<i>Argentina</i>	<i>-</i>
<i>Nuñes (1975)</i>	<i>Argentina</i>	<i>Loess</i>
<i>Abelev (1975)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>

<i>Knodel (1981)</i>	<i>Califórnia (EUA)</i>	-
<i>Popescu (1986)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Derbyshire e Mellors (1988)</i>	<i>China, Sudeste da Inglaterra</i>	<i>Loess</i>
<i>Lin e Wang (1988)</i>	<i>China</i>	<i>Loess</i>
<i>Day (1990)</i>	<i>Califórnia (EUA)</i>	<i>Aluvião</i>
<i>Phien-wej et al (1992)</i>	<i>Khon Kaen (Tailândia)</i>	<i>Argila</i>
<i>Rezenik (1995)</i>	<i>Odessa</i>	<i>Loess</i>
<i>Rao e Revanasiddappa (2002)</i>	<i>Índia</i>	<i>Solo Residual Vermelho</i>
<i>Zeng e Meng (2006)</i>	<i>China</i>	<i>Loess</i>
<i>Jotisankasa et al (2007)</i>	<i>Londres</i>	<i>Argila siltosa</i>
<i>Zorlu e Kasapoglu (2009)</i>	<i>Turquia</i>	<i>“Caliche” (aglomerado cimentado de pedregulho areia, silte e argila)</i>

No Brasil, os solos colapsíveis foram encontrados em vários locais, como: Amazonas, Pará, Tocantins, Piauí, Pernambuco, Paraíba, Bahia, Distrito Federal, Goiás, Minas Gerais, Paraná, Santa Catarina, Rio Grande do Sul e São Paulo. Na Tabela 2.3 são apresentados os locais de ocorrência de solos colapsíveis, indicando as origens e formações, assim como as referências utilizadas (FERREIRA, 2007).

Tabela 2.3. Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira, 2007).

Município/Estado	Referência	Origem/ Classe Pedológica
<i>Manaus/AM</i>	<i>Dias e Gonzales 1985)</i>	<i>Formação Barreira/ Latossolo</i>
<i>Belém/PA</i>	<i>Santos Filho et al (2005)</i>	<i>Formação Barreira/ Latossolo</i>
<i>Palmas/TO</i>	<i>Ferreira et al (2002)</i>	<i>Formação Pimentais/ Coluvial</i>
<i>Parnaíba/PI</i>	<i>Riani e Barbosa (1989)</i>	<i>Eólico/ Areia Quartzosa</i>
<i>Natal/RN</i>	<i>Santos Jr e Araújo (1999)</i>	<i>Eólico/ Areia Quartzosa</i>
<i>João Pessoa/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação São Martins</i>
<i>Sape/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação Barreira</i>
<i>Areia/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação Barreira</i>

<i>Recife/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Formação Barreira/ Latossolo e Aluvial/ Arenito</i>
<i>Gravatá/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Complexo Carnaíba/ Podzólico</i>
<i>Carnaíba/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Complexo Monteiro/ Bruno não Cálcico</i>
<i>Petrolândia/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Formação Marizal/ Areia Quartzosa</i>
<i>Cabrobó/PE</i>	<i>Ferreira et al (2007)</i>	<i>-</i>
<i>Sta M B Vista/PE</i>	<i>Ferreira e Teixeira (1989)</i>	<i>Granitóides Diversos/ Podzólicos</i>
<i>Petrolina/PE</i>	<i>Aragão e Melo (1982), Ferreira (1989)</i>	<i>Aluvial/ Areia Quartzosa</i>
<i>Rodelas/BA</i>	<i>Ferreira (1988)</i>	<i>Formação Tacaratu/ Areia Quartzosa</i>
<i>Bom Jesus da Lapa/BA</i>	<i>Mendonça (1990)</i>	<i>Formação Vazantes e Aluviões/ Areia Quartzosa e Latossolo</i>
<i>Brasília/DF</i>	<i>Berberiam (1982), Paixão e Carvalho (1994), Guimarães et al (2002) e Silva (2006)</i>	<i>Laterítico</i>
<i>Goiás/GO</i>	<i>Moraes et al (1994)</i>	<i>Coluvial</i>
<i>Itumbiara/GO</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial e Aluvial</i>
<i>Jaíba/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>Manga/MG</i>	<i>Bevenuto (1982)</i>	<i>Aluvionar/ Areia Quartzosa</i>
<i>Três Marias/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial/ Siltitos</i>
<i>Uberlândia/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial/Basalto e Arenito</i>
<i>Ilha Solteira/SP</i>	<i>Rodrigues e Lobo (2002)</i>	<i>Colúvio/ Podzólicos e Latossolos</i>
<i>Perreira Barreto/ SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial Arenito</i>
<i>Bauru/SP</i>	<i>Vargas (1973), Ferreira et al (1989), Agnelli (1992)</i>	<i>Coluvial/ Latossolo Vermelho Escuro</i>
<i>São Carlos/SP</i>	<i>Vilar et al (1985), Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - arenito</i>

<i>Sumaré e Paulínia/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - Arenito</i>
<i>Mogi Guaçu/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - Granito</i>
<i>Campinas/SP</i>	<i>Albuquerque (2006)</i>	<i>Coluvial/ Laterítico</i>
<i>Campinas/SP</i>	<i>Carvalho et al (2000)</i>	<i>Coluvial/ Laterítico</i>
<i>Itapetininga/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial</i>
<i>Canoas/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial – Basalto</i>
<i>Rio Sapucaia/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial e Residual</i>
<i>São J. dos Campos/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>São Paulo/SP</i>	<i>Vargas (1973), Ferreira et al (1989)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>Maringá/PR</i>	<i>Gutierrez et al (2004) Teixeira et al (2004), Miguel e Belicanta (2004) e Gonçalves et al (2006)</i>	<i>Latossolo</i>
<i>Londrina/PR</i>	<i>Feuerhaumel et al (2004)</i>	<i>Basalto/Latossolo</i>
<i>Timbé do Sul/SC</i>	<i>Martins et al (2002) e Medero et al (2004)</i>	<i>Colúvio Basalto</i>
<i>São Leopoldo/RS</i>	<i>Feuerhaumel et al (2004)</i>	<i>Areia Botucatu, Eólica Solo Residual</i>
<i>São José dos Ausentes/RS</i>	<i>Dias (1989)</i>	<i>Coluvial Arenito</i>
<i>Gravataí/RS</i>		<i>Formação Serra Geral/ Latossolo e Podzólico</i>

2.8 Comportamento tensão- deformação

Para a maioria dos solos, o comportamento tensão-deformação é representado por uma função contínua. No caso dos solos colapsíveis, essa condição só é válida se for mantida uma condição de baixa saturação. Nesses solos, se o grau de saturação for aumentado até certo valor crítico, mesmo sem atingir sua completa saturação, ocorrerá uma redução brusca e acentuada de volume. Devido a essa resposta ao umedecimento, o

comportamento tensão-deformação não pode ser caracterizado como contínuo, mas como dependente das variações no teor de umidade (Medero, 2005). Um exemplo deste fenômeno é ilustrado na Figura 2.17, que representa o recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.

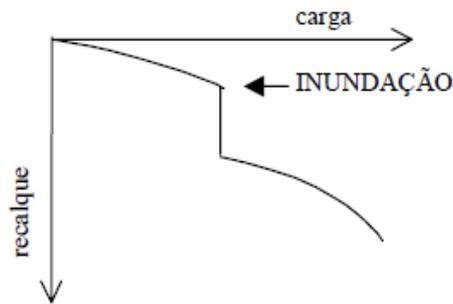


Figura 2.16. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).

Segundo a Medero (2005) dessa forma, para solos com este tipo de estrutura é imprescindível se conhecer a resposta do material, em diferentes condições de carregamento, para diferentes graus de saturação.

2.9 Métodos empregados para a identificação de solos colapsíveis

Os danos causados às obras de engenharia, por consequência do colapso, podem ser bastante significativos. Assim, a identificação prévia da potencialidade de colapso de um solo é a primeira etapa que o projetista deve levar em consideração na elaboração de um projeto de uma fundação em solos colapsíveis (POPESCU, 1986).

Muitos autores têm apresentado métodos para identificar solos colapsíveis. Diversos critérios e metodologias têm sido propostos para esta identificação. Esta pode ser feita através de métodos diretos ou indiretos, qualitativamente ou quantitativamente.

Os métodos indiretos são aqueles que se utilizam os índices físicos e limites de consistência, ou parâmetros ligados à textura de simples obtenção em ensaios de laboratório e de campo, para identificar a potencialidade ao colapso estrutural, sendo de informação orientativa. Os métodos diretos baseiam-se na medida do potencial de colapso do solo. (FERREIRA, 1995).

Basicamente, essas metodologias são baseadas em:

- a) Índices físicos e limites de Atteberg;
- b) Ensaios edométricos (simples e duplos);
- c) Outros ensaios;

Nos itens seguintes serão apresentados e discutidos alguns dos métodos desses métodos diretos e indiretos.

2.9.1 Determinação por correlações ou métodos indiretos: Critérios baseados nos índices físicos e limites de Atteberg

Na Tabela 2.4 é apresentado um resumo dos diversos métodos existentes para a identificação dos solos colapsíveis, apresentados por Futai (1997 e 2000).

Tabela 2.4. Critérios de identificação de solos colapsíveis baseados em índices físicos e limites de Atteberg (Futai, 1997 e 2000).

Referência	Expressão	Limites
<i>Denisov (1951) apud Reginatto (1970)</i>	$K = \frac{e_1}{e_0} \quad (2.04)$	$0,5 < K < 0,75$ - <i>altamente colapsível</i> $K = 1,0$ - <i>não colapsível</i> $1,5 < K < 2,0$ - <i>não colapsível</i>
<i>Feda (1966)</i>	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_{r_0}} \right) - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.05)$	$KI > 0,85$ - <i>colapsível</i>

Código de obras da URSS (1962) apud Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_e - e_l}{1 + e_0} \quad (2.06)$	$\lambda \geq -0,1$ - colapsível
Priklonskij (1952) apud Feda (1966)	$K_d = \frac{W_L - w_0}{W_L - W_p} \quad (2.07)$	$K_d < 0,0$ - Altamente colapsível $K_d > 0,5$ - colapsível $K_d > 1,0$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{W_L} \quad (2.08)$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \times w \quad (2.09)$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	cascalho fino (a) areia fina (b) Silte argiloso (c)	(a) - $S_r < 6,0$ - colapsível (b) - $S_r < 50,0$ - colapsível (c) - $S_r < 90,0$ - colapsível
Código de obras da URSS (1977) apud Resnick (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0} \quad (2.10)$ $S_r < 80,0\%$	São colapsíveis; $1,0\% \leq W_p \leq 10\% \rightarrow CI < 0,10$ $10\% \leq W_p \leq 14\% \rightarrow CI < 0,17$ $14\% \leq W_p \leq 22\% \rightarrow CI < 0,24$
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \times cu - 0,457 \times w_0 - 3,533 \times \gamma_d + 2,8 \times \ln \sigma_w \quad (2.11)$ $CP = 45,507 - 0,072 \times (S - C) - 0,439 \times w_0 - 3,123 \times \gamma_d + 2,851 \times \ln \sigma_w \quad (2.12)$	O resultado é o potencial de colapso
Handry (1973) apud Lutenegger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002 mm)	<16% - alta probabilidade de colapso 16% a 24% - provavelmente colapsível 24% a 32% - probabilidade de colapso < 50% >32% - geralmente não colapsível

Futai (2000) $PC_{m\acute{a}x} = 4,2 \times \left[\frac{e \times \sqrt{S_r}}{A \times (1 + IP)} \right]^{0,6}$ (2.13) *O resultado é o potencial de colapso*

Com exceção das funções de Basma e Tuncer (1992) e de Futai (2000), todos os outros métodos são qualitativos e, portanto, servem apenas como uma identificação preliminar do solo. Essas metodologias apresentadas têm aplicação restrita para os solos para as quais foram desenvolvidas, já que se baseiam nos índices físicos e nos limites de Atteberg desses solos. É provável que existam solos colapsíveis com características diferentes dos solos utilizados na formulação dessas expressões e que sejam caracterizados como não colapsíveis, pelos critérios empregados pelos autores, por exemplo.

2.9.2 Ensaio Edométrico

A avaliação da colapsibilidade de um solo por meio de ensaios edométricos tem sido muito utilizada em laboratório para se avaliar a possibilidade de ocorrência do colapso, o ensaio tem a vantagem de levar em consideração as tensões atuantes e quantificar o potencial de colapso, sendo extensível a qualquer formação e tipo de solo.

Existem duas formas de realizar os ensaios edométricos. Uma delas é o ensaio edométrico simples, executado com uma amostra inundada numa determinada tensão de interesse, e a outra é o ensaio edométrico duplo, executado com duas amostras, uma na umidade natural e a outra inundada no início do ensaio.

- **Ensaio Edométrico Simples**

O ensaio edométrico simples consiste em executar o ensaio edométrico convencional, com apenas um corpo-de-prova, no teor de umidade de campo, até que seja atingida a tensão de interesse; quando esta tensão estiver estabilizada, inunda-se o corpo-

de-prova e medem-se as deformações por colapso. Depois do estágio de inundação, o corpo-de-prova sofre carregamento progressivo até final do ensaio.

A curva típica obtida do ensaio é apresentada na Figura 2.17.

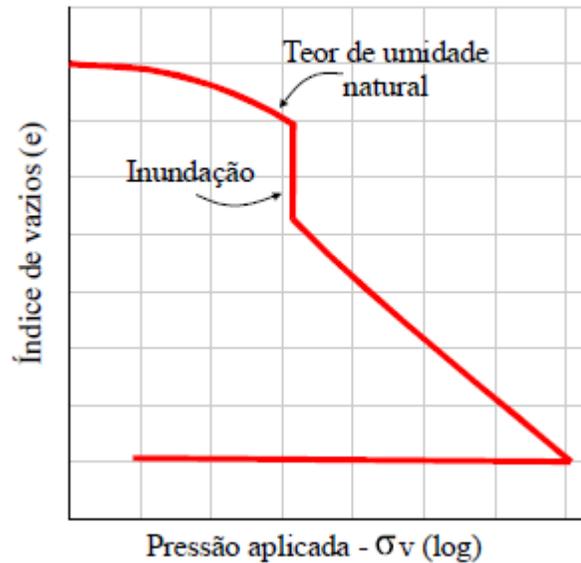


Figura 2.17. Curva e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico simples (Jennings e Knight, 1957).

A metodologia desse ensaio foi proposta por Jennings e Knight (1975), Vargas (1973) e Lutenegeger e Saber (1988).

O potencial de Colapso (PC) é definido, segundo Jennings e Knight (1975), através da expressão:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.13)$$

Vargas (1973) e Lutenegeger e Saber (1988), por sua vez, definiram o Potencial de Colapso (PC), através da mesma expressão, substituindo o índice de vazios inicial pelo índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação.

Por se tratar de compressão edométrica, pode-se substituir o índice de vazios por deformação volumétrica específica ou altura do corpo-de-prova, para as condições especificadas (FUTAI, 1997).

Vargas (1978) considerou colapsíveis os solos que produzem um potencial de colapso (*PC*) igual ou superior a 2,0%, independente da tensão vertical na qual se realizou a inundação.

Jennings e Knight (1975) utilizaram a tensão de inundação de 200 kPa como padrão de referência e Lutenegger e Saber (1988) utilizaram a tensão de 300 kPa como padrão. As classificações para os critérios de Jennings e Knight (1975) e de Lutenegger e Saber (1988) são apresentadas nas Tabelas 2.5 e 2.6.

Tabela 2.5. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).

<i>PC (%)</i>	<i>Gravidade do Problema</i>
<i>0 a 1</i>	<i>sem problemas</i>
<i>1 a 5</i>	<i>Problema moderado</i>
<i>5 a 10</i>	<i>Problemático</i>
<i>>20</i>	<i>Problema muito grave</i>

Tabela 2.6. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988).

<i>PC (%)</i>	<i>Gravidade do Problema</i>
<i>2</i>	<i>leve</i>
<i>6</i>	<i>moderado</i>
<i>10</i>	<i>alto</i>

- Ensaio Edométrico Duplo

A metodologia desse ensaio foi proposta por Jennings e Knight (1957) e Reginatto e Ferrero (1973). Para esse ensaio, são tomados dois corpos-de-prova nas mesmas condições iniciais. Um deles é previamente inundado e ensaiado normalmente. O outro corpo-de-prova é ensaiado na condição natural, com umidade constante. Os ensaios são conduzidos aumentando progressivamente a carga, sendo que cada incremento é aplicado somente após a estabilização das deformações. Após a aplicação da máxima tensão de interesse e estabilização das deformações, procede-se o descarregamento dos corpos-de-prova.

Concluídos os ensaios, os resultados podem ser apresentados por meio de curvas em um gráfico, onde se representam no eixo das abscissas os valores de pressão e no eixo das ordenadas os índices de vazios como ilustra a Figura 2.18.

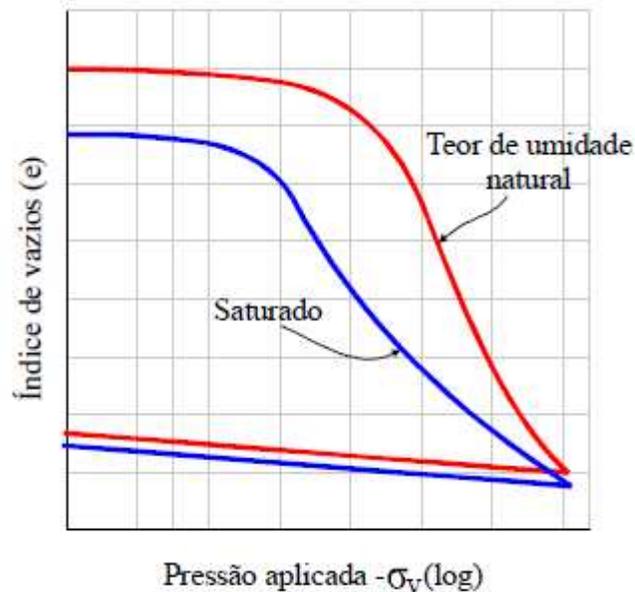


Figura 2.18. Curva e versus Log σ_v do ensaio edométrico duplo (Jennings e Knight, 1957).

É possível observar, geralmente, que as curvas se apresentam deslocadas, o que pode ser considerado comum e se deve, principalmente, à heterogeneidade das características físicas iniciais das amostras submetidas aos ensaios edométricos. Jennings e Knight (1957) propuseram um ajuste para as curvas, por translação, de forma a se obter aproximadamente uma média das condições de campo no início do ensaio (Figura 2.20). Esses ajustes são permitidos somente nos casos em que os solos não sofrem colapso, sob condições de tensão de campo (peso próprio), quando submetidos às variações de umidade.

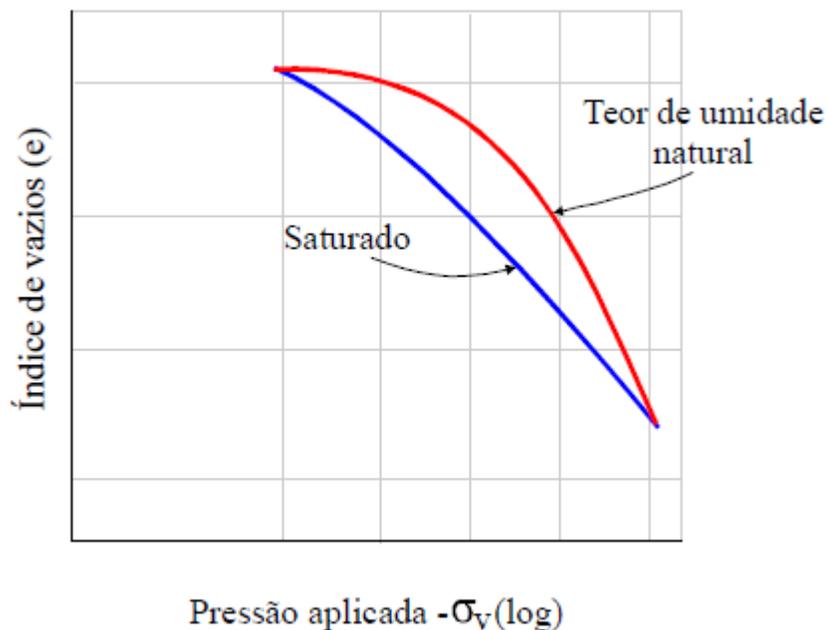


Figura 2.19. Curvas índice de vazios (e) versus Log σ_v do ensaio edométrico duplo ajustadas (Jennings e Knight, 1957).

Com as curvas ajustadas é possível obter as deformações verticais (recalques) do corpo-de-prova ensaiado na umidade natural e também os recalques adicionais (colapso) devido à inundação, para o corpo-de-prova inundado. O potencial de colapso é obtido através das curvas corrigidas utilizando-se a formulação 2.13 utilizando-se o índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação ao invés do índice de vazios inicial.

Na figura 2.20 são apresentados os ajustes gráficos de duas curvas representativas. Os ajustes das curvas são feitos trasladando-se verticalmente a curva da amostra com umidade natural até o ponto com coordenadas (σ_{v0}, e_0) , sendo σ_{v0} e e_0 respectivamente, a tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo e o índice de vazios sob esta tensão. Comparando-se a tensão de pré-adensamento do solo inundado (σ_{vps}) com a tensão vertical (σ_{v0}), têm-se duas condições:

- (1) Se $(\sigma_{vps} / \sigma_{v0})$ estiver entre 0,8 e 1,5 considera-se o solo normalmente adensado e o ajuste é feito trasladando a curva até o ponto $(\sigma_{vps} / \sigma_{v0})$ sobre a reta virgem (Figura 2.20a).
- (2) Se $(\sigma_{vps} / \sigma_{v0})$ for maior que 1,5, considera-se o solo pré-adensado e o ajuste é feito da mesma forma, porém o ponto (σ_{v0}, e_0) , não se posiciona sobre a reta virgem (Figura 2.20b).

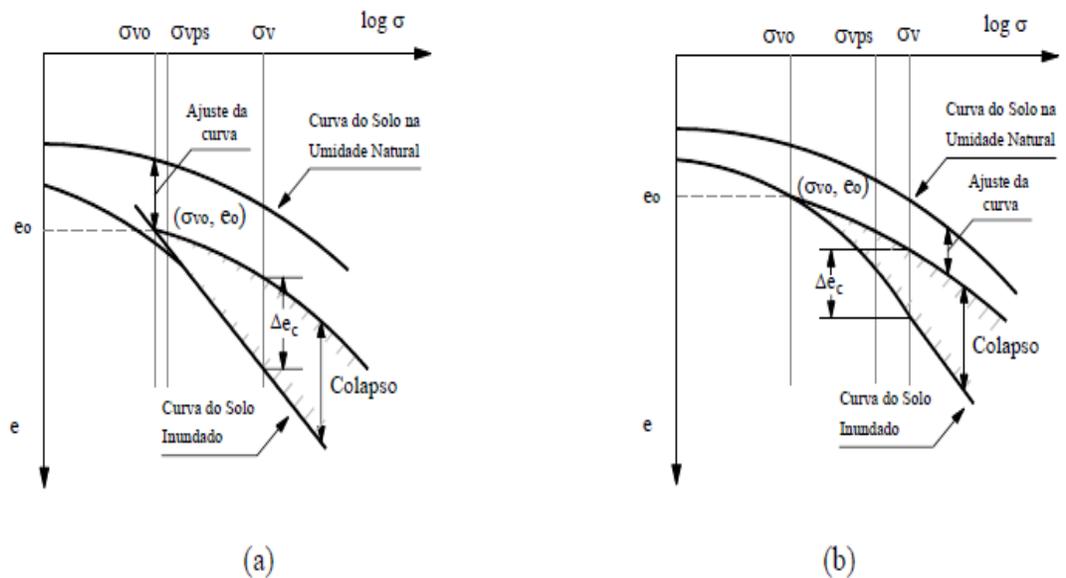


Figura 2.20 Ensaio duplo de adensamento (Jennings e Knight, 1957).

Lembrando que estes ajustes só devem ser aplicados aos solos que, sob a solicitação do peso próprio (σ_{v0}), não sofrem colapso quando inundados, ou seja, quando não ocorre variação do ponto (σ_{v0}, e_0) . De acordo com Jennings e Knight (1957), citados por

Mendonça (1990), solos que apresentam este comportamento são razoavelmente antigos e localizados em regiões que apresentam períodos com um alto índice pluviométrico. Tais ajustes não se aplicam a solos depositados recentemente, mesmo sem aplicação de sobrecarga.

Reginatto e Ferrero (1973) definem o coeficiente de colapsibilidade como:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (2.15)$$

O maior valor da tensão de pré-adensamento no corpo-de-prova em condição natural se deve ao efeito da sucção, promovendo um aumento no enrijecimento do solo.

Através do coeficiente de colapsibilidade C , da tensão de pré-adensamento e do estado de tensão de campo, o solo pode ser classificado em:

- a) Solo verdadeiramente colapsível - $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$, o solo sofre colapso sem carregamento externo;
- b) Solo condicionado ao colapso - $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, que é subdividido em:
 - 1) Não ocorre colapso com a inundação do solo $\sigma_{v0} < \sigma_{vps}$, o incremento máximo que o solo suporta sem colapsar é $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$;
 - 2) Ocorre colapso quando o solo é inundado após carregamento $\sigma_{vps} < \sigma_{v0} < \sigma_{vpn}$;
 - 3) Pode ocorrer colapso mesmo sem inundação $\sigma_{v0} > \sigma_{vpn}$.
- c) Uma última condição, que pode ocorrer em qualquer categoria de solo $\sigma_{vpn} = \sigma_{vps}$ e $C=1$, o que significa que há uma indefinição quanto à ocorrência do colapso.

Nesta dissertação o ensaio utilizado será o edométrico simples. Em uma breve comparação entre os dois tipos de ensaio é possível ressaltar que o ensaio edométrico simples apresenta vantagem em relação ao ensaio edométrico duplo por utilizar apenas um corpo-de-prova. Assim, os problemas quanto à similaridade dos corpos-de-prova talhados são eliminados. Durante a moldagem dos corpos-de-prova, podem ocorrer perturbações da amostra, alterando as condições de campo. Além disso, evitam-se problemas com uma possível heterogeneidade da amostra. Outro ponto importante é que há uma grande dificuldade na talhagem dos corpos de prova devido à presença de torrões no solo, acarretando uma perda significativa de amostras, havendo ainda ensaios por ser executados, sendo assim outro motivo para escolha de apenas um dos métodos.

Lutenegger e Saber (1988) afirmam que dependendo do tipo de solo pode haver diferenças significativas nos valores de potencial de colapso, obtidos através de ensaios edométricos simples e duplo.

Basma e Tuncer (1992) desenvolveram uma série de ensaios laboratoriais envolvendo oito diferentes tipos de solo, submetidos a ensaios edométricos simples e duplos. Os resultados encontrados para os dois procedimentos foram similares.

Monacci (1995) analisou as características de colapsibilidade de um solo residual de diabásio do Campo Experimental da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), junto aos prédios do Laboratório de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri), através de ensaios edométricos simples e duplo. Ao todo foram analisadas amostras até 8m de profundidade. Nos resultados dos ensaios simples aplicou-se o método de Vargas (1978) para a verificação da colapsibilidade, já para os resultados com ensaios duplos aplicou-se o método proposto por Jennings e Knight (1957). Dessa maneira foi concluído seguindo o critério de Vargas que o solo tem alto índice de colapsibilidade em toda sua extensão, principalmente na camada inicial até 5m de profundidade, que a partir daí, até sua extensão de 8m de profundidade o solo também se apresentou colapsível, porém com índice de colapsibilidade menor.

2.9.3 Outros ensaios

Outros ensaios podem ser utilizados para a identificação ou como auxiliares na identificação dos solos colapsíveis.

Os ensaios químicos são utilizados para o conhecimento das características químicas do solo e do líquido de inundação. Estes determinam o PH, capacidade de troca de cátions solúveis e os íons dissolvidos no fluido (CARVALHO, 1994).

A microscopia eletrônica de varredura permite a observação do arranjo do solo, dos contatos dos grãos, do tipo de estrutura, da orientação das partículas e dos poros (WOLLE, 1974).

A microscopia ótica, através do estudo de lâminas delgadas, permite a análise qualitativa da microestrutura do solo. Assim, segundo Gutierrez (2006), as análises micro morfológicas permitem acompanhar a evolução da microestrutura do solo (modificações da porosidade, das formas dos agregados e das suas relações, desenvolvimento de orientações e fissuras), em função dos diferentes carregamentos e condições de saturação, antes e após o colapso.

No estudo da estrutura dos solos colapsíveis, as análises mineralógicas podem ser empregadas para identificar os minerais presentes e auxiliar no entendimento da formação da estrutura do solo, bem como suas interações, que podem interferir no colapso. As análises mineralógicas por difração de raios-x têm sido as mais empregadas.

O ensaio de porosimetria permite a obtenção da curva de distribuição de vazios no solo, e, portanto, é de particular interesse na determinação de propriedades do solo e no entendimento de diversas manifestações, como o colapso e expansão (VILAR *et al*, 1995).

Os ensaios de campo mais comuns para avaliar a colapsibilidade do solo são: SPT (Standart Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test), CPTU (Piezocone Penetration Test), ensaios de placa e pressiômetros.

Várias formações das regiões sudeste e centro-oeste apresentam camadas porosas, não saturadas, variando de solos arenosos a argilosos, apresentando baixos valores de N_{SPT} . Para solos do interior de São Paulo, estas camadas têm sido caracterizadas por $N_{SPT} < 5$ (FERREIRA et al., 1990).

Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram o “expanso- colapsômetro”, aparelho destinado a medir as deformações volumétricas *in situ*. Segundo os autores, este aparelho permite fazer a medição das deformações com controle de vazão de inundação sendo possível realizar em campo ensaios similares aos edométricos duplo e simples utilizados em laboratório.

Nesta dissertação, não será apresentada a descrição dos equipamentos e procedimentos de ensaio. Para maiores detalhes sobre ensaios de campo para previsão e medida de colapsibilidade sugerem-se alguns trabalhos (Nakahara, 1995; Soares, 1996; Silva, 1997; Vilar, 1997; Houston et al., 1995; Lacerda et al., 1997), entre outros trabalhos.

3. LOCAL DE RETIRADA DAS AMOSTRAS

3.1. Características do Campo Experimental

A pesquisa foi realizada no novo Campo Experimental (20m x 30m) para estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da UNICAMP (Campus Campinas), localizado na FEC – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. No local foi aberto um poço para retirada de amostras indeformadas até 8m de profundidade e deformadas até 9m de profundidade, a partir desta profundidade não foi mais possível retirar amostras, tendo em vista a presença de matacões. Através das amostras extraídas iniciou-se a campanha de ensaios de caracterização, permeabilidade, adensamento, triaxiais e proctor.

3.1.1 Localização

O município de Campinas localiza-se no Estado de São Paulo, e situa-se a noroeste da capital distando aproximadamente 100 km da mesma. Encontra-se entre os meridianos 47°15' e 46°45'W e os paralelos 22°40' e 23°00'S. A partir da capital São Paulo, Campinas pode ser acessada pela rodovia SP 348 - Rodovia dos Bandeirantes.

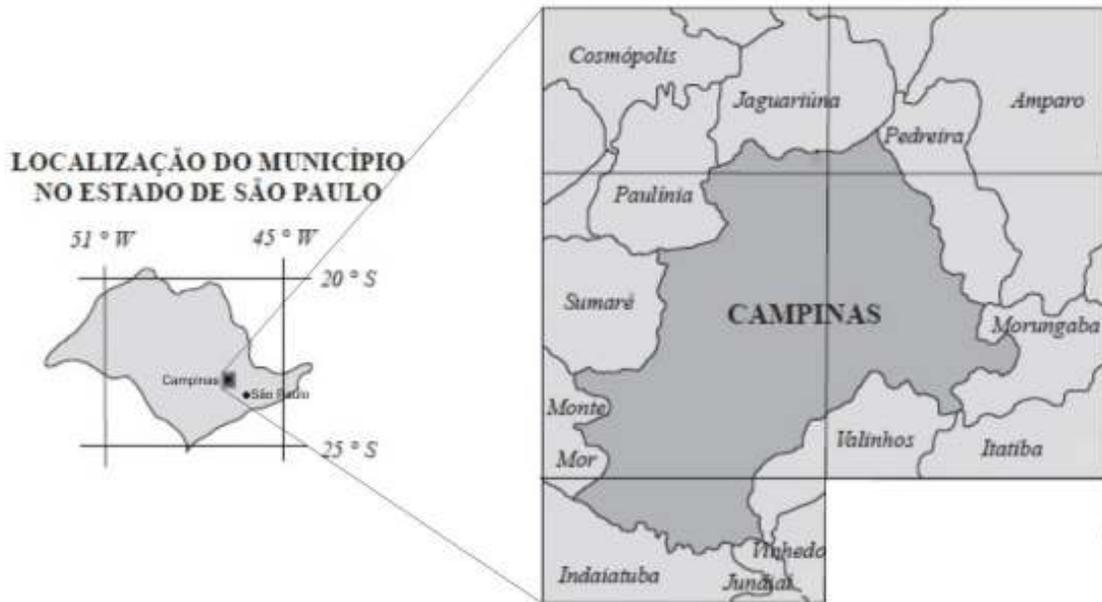


Figura 3.1 Localização do Município no estado de São Paulo (Modificado de IG, 2009)

3.1.2 Geologia Local

O município de Campinas abrange três tipos de terrenos geológicos, situando-se a leste rochas pré-cambrianas metamórficas intrudidas por granitos e a oeste rochas sedimentares do Subgrupo Itararé e diabásios. O campo experimental está localizado na região norte, onde predominam solos de diabásio.

No trabalho executado pelo Instituto Geológico (2009) foram mapeadas no município de Campinas as seguintes unidades: complexo Itapira, Suíte Granítica Jaguariúna, Suíte Granítica Morungaba, rochas miloníticas, subgrupo Itararé e diabásios.

Complexo Itapira: corresponde a rochas metamórficas de alto e médio graus supracrustais, compreendendo vários tipos de gnaisses, entre eles gnaisses bandados, gnaisses peraluminosos, granada biotita gnaisses, gnaisses graníticos, gnaisses indiferenciados e gnaisses granitóide facoidal (Instituto Geológico, 2009). Estas rochas estão

distribuídas em três domínios distintos. O domínio ocidental ocorre junto com as rochas da Suíte Granítica Jaguariúna, estando recoberto em alguns locais por manchas do Subgrupo Itararé, delimitado a leste pela Zona de Cisalhamento Campinas (ZCC). No domínio intermediário, delimitado pela ZCC e a Zona de Cisalhamento Valinhos (ZCV), ocorrendo em alguns trechos rochas intensamente deformadas. O último domínio localiza-se na porção oriental predominam granitos do Maciço Morungaba.

Suíte Granítica Jaguariúna: as rochas deste grupo situam-se na porção centro-oeste do município de Campinas, estando cortado e recoberto a oeste pelos diabásios da Bacia do Paraná e em parte recoberto pelo Subgrupo Itararé. Esta unidade, no município de Campinas, compõe-se predominantemente de hornblenda-biotita granito-gnáissico porfirítico ou facoidal e biotita granito-gnáissico inequigranular (Instituto Geológico 2009).

Suíte Granítica Morungaba: situada na porção leste do município, é limitada pela Zona de Cisalhamento Valinhos (Instituto Geológico 2009). Vlach (1985) subdividiu esta unidade nos seguintes grupos: biotita granito equigranular leucocrático, biotita granito equigranular hololeucocrático e biotita granito equigranular fino com muscovita e granada.

Rochas Miloníticas: estas rochas ocorrem dentro das zonas de cisalhamento Campinas e Valinhos, e não puderam ser atribuídas às demais unidades ou devido à alta taxa de deformação ou a ausência de tipos litológicos característicos (Instituto Geológico 2009). As rochas pertencentes a esta unidade são milonitos quartzo feldspáticos e protomilonitos a blastomilonitos.

Subgrupo Itararé: localizado na porção ocidental do município de Campinas, apresenta diabásios que predominam em superfície. O Instituto Geológico (2009) pôde-se identificar 4 associações faciológicas: arenitos, diamictitos/lamitos e ritmitos, ritmitos e sedimentos indiferenciados.

Diabásios: a noroeste do município de Campinas, a Formação Serra Geral ocorre sobre a forma de *sills*. Em superfície aflora como um solo de alteração de cor marrom escuro avermelhada, poroso, com grãos de quartzo (Instituto Geológico 2009).

A Figura 2.1 apresenta o mapa geológico de Campinas a partir de estudos desenvolvidos pelo Instituto Geológico.

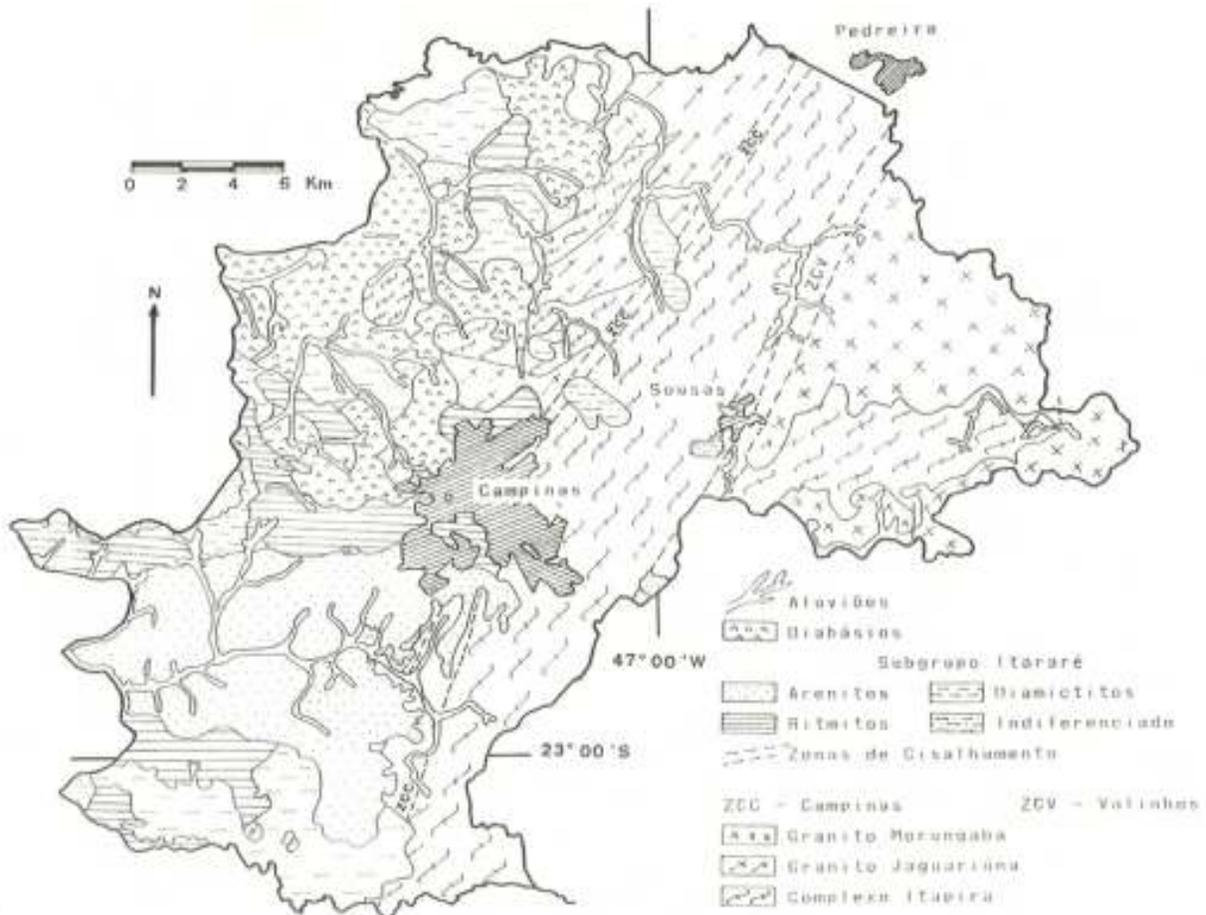


Figura 3.2 - Mapa geológico de Campinas (Instituto Geológico, 2009)

3.1.2. Aspectos Geotécnicos

A Engenharia Geotécnica é uma arte que se aprimora pela experiência, pela observação e análise do comportamento das obras, para o que é imprescindível atentar para as peculiaridades dos solos com base no entendimento dos mecanismos de comportamento, que constituem a essência da Mecânica dos Solos. Segundo Schnaid (2000) o reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos de

natural, e com inundação a tensões pré-determinadas para verificação do potencial de colapsibilidade em todas as profundidades. Os ensaios triaxiais (CU) e os de permeabilidade na direção vertical e horizontal iniciaram-se em meados de julho. Em meados de agosto iniciaram-se os ensaios de Proctor Normal e Modificado.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Retirada das amostras

Inicialmente houve a escavação do poço com diâmetro de 80 cm para a retirada das amostras, sendo que os 50 cm de profundidade iniciais escavados foram descartados, a partir daí as amostras foram coletadas a cada metro de escavação. No momento da coleta, foi determinado o teor de umidade natural por meio do Ensaio da Estufa, normatizado pela norma NBR 6457/86.

As amostras deformadas, após coletadas, foram identificadas e armazenadas em sacos plásticos fechados hermeticamente para evitar perda de umidade do material no laboratório de Mecânica dos Solos da UNICAMP, para aguardar a realização dos ensaios de caracterização.

Os blocos indeformados foram coletados com dimensões aproximadas de 25 cm x 25 cm x 25 cm, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9604/ 86. Todos os blocos eram coletados, levados até a superfície, e posteriormente levados o mais rápido possível ao laboratório para que não houvesse perda umidade.

Os blocos foram desformados em uma placa de madeira e parafinados, logo após, receberam um tecido de malha aberta sendo então, novamente parafinados Estes foram

armazenados em ambiente úmido, buscando-se assim evitar ganho ou perda de umidade, para depois serem utilizadas nos ensaios.

Na figura 4.1 está retratada a retirada do bloco indeformado do primeiro metro de escavação com a utilização do “gabarito”.



Figura 4.1. Coleta de amostra indeformada com auxílio do “gabarito”

Ao todo foram coletadas 9 (nove) amostras deformadas do solo e retirados 8 (oito) blocos indeformados.

4.2 Ensaio de caracterização física

Para a realização dos ensaios clássicos de caracterização geotécnica: análise granulométrica, limites de Atterberg e densidade dos grãos, foram coletadas amostras deformadas, preparadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/86.

A análise granulométrica foi realizada conforme a norma da ABNT(NBR 7181/84), e consistiu de duas fases: peneiramento e sedimentação. A escala granulométrica utilizada para a classificação textural dos solos seguiu a norma da ABNT (NBR 6502/95). Os

resultados são expressos em função da escala granulométrica da ABNT dada pela NBR 6502/ 95

Os ensaios de limites de Atterberg: Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram realizados de acordo com as especificações das normas ABNT, NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

A determinação da massa específica real dos grãos foi realizada pelo método do picnômetro, conforme a norma ABNT NBR 6508/84.

Os demais índices físicos foram determinados utilizando-se os corpos de prova indeformados, talhados em anéis metálicos, empregados nos ensaios edométricos.

4.3 Ensaio edométrico

Os ensaios edométricos foram conduzidos em conjunto sistema de aplicação de carga – célula de adensamento, para todas as profundidades do perfil.

Os ensaios edométricos (simples), cada corpo de prova foi ensaiado segundo a NBR 12007/90 da ABNT até atingir uma determinada tensão pré-determinada. Na sequência, procedeu-se a inundação, medindo-se as deformações adicionais (colapso) até a sua completa estabilização e prosseguindo-se o ensaio para outros carregamentos, com o corpo de prova inundado.

Os estágios de tensão de inundação foram de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, com a finalidade de obter os coeficientes de colapso estrutural e a faixa de tensão que provocaria

recalques adicionais considerados significativos (colapsos), e por considerar os estágios mais utilizados na prática de engenharia de fundações.

Ao final de cada ensaio procedeu-se ao descarregamento do corpo de prova, com pelo menos três estágios de descarregamento.

A partir deste ensaio de adensamento em laboratório, foram obtidos a tensão de pré-adensamento (σ'_a), os índices de compressão (C_c , C_r), e o coeficiente de adensamento (C_v). A tensão de pré-adensamento (σ'_a) foi obtida através dos métodos gráficos de Pacheco Silva e Casagrande.

Além da obtenção dos parâmetros de compressibilidade, os edométricos simples foram realizados objetivando a obtenção das deformações de colapso (ϵ_c) sob estas diferentes tensões de inundação (σ_{pi}), fornecendo curvas σ_{pi} versus ϵ_c .

4.4 Ensaio triaxiais CU

Nas amostras indeformadas foram realizados ensaios de compressão triaxial adensados-não drenados no teor de umidade natural adotando-se os procedimentos prescritos por Head (1986).

Deste modo os corpos de prova foram submetidos à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem se permitir a drenagem, e, portanto o ensaio foi interpretado em termos de tensões totais.

Os ensaios triaxiais foram realizados com valores de tensão confinante acima e abaixo da tensão de pré-adensamento média obtida. Portanto, foram utilizados para cada profundidade, quatro corpos de prova, dois para as tensões confinantes anteriores a de

pré-adensamento e dois para as posteriores, de forma a se obter dois círculos antes e depois desse valor para todas as profundidades, totalizando 32 corpos de prova. As pressões de confinamento (σ_3) utilizadas em todos os ensaios foram 50kPa, 100kPa, 300 kPa e 400kPa , a tensão de pré adensamento foi de aproximadamente 200kPa.

4.5 Ensaios de permeabilidade

As amostras foram submetidas aos ensaios de condutividade hidráulica (k) em laboratório, utilizando permeâmetro à carga variável, de acordo com as recomendações da NBR 14545/00. Para cada profundidade, foram moldados dois corpos-de-prova cilíndricos: um para a determinação da condutividade hidráulica vertical e outro para a horizontal. As leituras de tempo foram realizadas em intervalos de cargas inicial e final para $h_0=74,4\text{cm}$ e $h_f=64,4\text{cm}$.

Uma descrição detalhada desse ensaio e dos diversos fatores que interferem nos resultados pode ser obtida em Head (1986). Nesse ensaio utiliza-se água destilada e deaerada, que é percolada através do corpo de prova para sua saturação. Em seguida, determina-se a quantidade de água que flui através do corpo de prova medindo-se o intervalo de tempo para que ocorra a variação do nível d'água. Os ensaios foram realizados moldando-se os corpos de prova com aproximadamente 15 cm de altura e 8 cm de diâmetro, em amostras indeformadas. Após a determinação da geometria e massa, insere-se o corpo de prova no permeâmetro, a amostra é colocada em um cilindro de dimensões conhecidas e confinado entre duas placas porosas. A descarga é medida em uma bureta graduada de seção também conhecida, verificando-se o tempo que a água leva para baixar de uma altura inicial até a altura final. Sendo possível com estes dados fazer o cálculo do coeficiente de permeabilidade (k) utilizando-se a lei de Darcy, descrita por Pinto (2000) para carga variável esse valor foi corrigido para temperatura equivalente a 20°C (k_{20}). Utilizou-se bentonita para impermeabilização das paredes evitando assim o fluxo lateral.

4.6 Ensaio Proctor

Para a execução do ensaio as amostras de solo secas ao ar, destorroadas e peneiradas (peneira com abertura da malha de 4,76mm) no laboratório. O ensaio Proctor Normal foi executado sendo a amostra compactada em um cilindro metálico de aproximadamente $0,001 \text{ m}^3$ de volume, em três camadas de solo, cada uma recebendo 26 golpes de um soquete de 2,50 kg caindo de uma altura de 0,305 m, de acordo com a ABNT/NBR 7182/86 (ABNT, 1986). Para obter a curva de compactação, o solo foi compactado em cinco teores de umidade, permitindo o traçado da curva de teor de água vs massa específica seca do solo.

4.7 Curva Característica

Para a determinação da curva de retenção de água foram confeccionados dezesseis corpos de prova, a partir das amostras indeformadas. Estes corpos de prova foram moldados em anéis metálicos de 2,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro, por meio das amostras coletadas de todas as profundidades quando da abertura do poço. Foram utilizados dois corpos de prova por profundidade.

As curvas de retenção foram obtidas pelos processos de umedecimento e secagem. Para o processo de secagem, os corpos de prova foram inicialmente saturados. Para saturar os corpos de prova por capilaridade, os mesmos foram colocados sobre uma pedra porosa, previamente saturada com água destilada, durante um período de 48 horas. O conjunto (pedra porosa e corpo de prova) foi colocado em uma bandeja com água destilada. A lâmina d'água da bandeja atingia a metade da altura da pedra porosa, para que a mesma se mantivesse saturada e as amostras pudessem saturar-se por capilaridade. Entre corpo de prova e pedra porosa, havia uma folha de papel filtro para que não ocorresse perda do material.

Para o processo de umedecimento os corpos de prova foram levados a estufa por 24 horas, para começar os ensaios a partir de uma condição muito baixa de umidade, entre 0 e 1%

Marinho (1994) propõe realizar os processos de secagem e umedecimento a partir da umidade natural de campo, mas, nessa pesquisa, optou-se por começar o ensaio pelas extremas condições de umidade para observar o fenômeno da histerese.

O ensaio foi realizado em uma sala climatizada com temperatura da ordem de 20°C. Os papéis filtro eram colocados imediatamente em contato com os corpos de prova, estes recebiam filme plástico de PVC na parte inferior do anel metálico, presos nas laterais dos anéis, para evitar a perda de material durante o manuseio dos corpos de prova. Sendo o conjunto protegido por papel alumínio, além da colocação de uma pequena sobrecarga (tampa da cápsula de alumínio) para garantir que houvesse um total contato entre o papel e o solo. Todo esse conjunto foi protegido novamente com filme plástico de PVC, e colocado dentro de uma caixa térmica de isopor, para garantir que a variação de umidade do ar não interferisse no equilíbrio entre o papel filtro e o solo. Todo este procedimento foi feito o mais rápido possível, para evitar que o papel filtro ficasse em equilíbrio com o ar, isto é, com a umidade relativa do ar.

Os corpos de prova foram deixados na caixa de isopor por sete dias, para que o tempo de equilíbrio entre o papel filtro e o solo fosse atingido. Passados sete dias, os corpos de prova foram retirados da caixa, seguindo as seguintes etapas: retirava-se a proteção de filme plástico de PVC e de alumínio, juntamente com a sobrecarga, e, depois o papel filtro do contato com o solo. Na sequência, o papel era colocado dentro de uma cápsula de alumínio, com massa conhecida, para determinação da massa do conjunto em uma balança com precisão de 0,1 mg. Este procedimento, desde a retirada das camadas de proteção até a colocação do papel filtro na cápsula para determinação da massa, foi realizado em tempo inferior a 10 segundos, para evitar que o papel perdesse ou ganhasse umidade.

Pesado o conjunto, o papel filtro era levado à estufa permanecendo por um período de 48 horas, a uma temperatura da ordem de 60°C.

Para determinação dos valores de teores de umidade de equilíbrio pelo processo de umedecimento, adicionava-se, uniformemente, certa quantidade de água destilada sobre a superfície do corpo de prova, com o auxílio de um conta gotas, e esperava-se duas horas para que a água infiltrasse no corpo de prova, tomando o cuidado para que não ficasse acumulada sobre a parte superior do mesmo. Após esta etapa, repetia-se o processo supra.

No processo de secagem, o corpo de prova foi colocado em frente a uma janela, para que, com o calor do sol, a água contida no solo seja evaporada. Quando atingidos a massa e o teor de umidade esperados, o processo de colocação do papel filtro era repetido. A partir de certa umidade, não se conseguiu mais perder água por evaporação, com a amostra ao ar, por isto levaram-se as amostras por alguns minutos a estufa para retirada de mais água.

Após a secagem do papel filtro, determinava-se novamente sua massa, sempre atentando para as variações de umidade. Mesmo procedimento foi efetuado com os corpos de prova.

Em todas as fases do ensaio, o manuseio do papel filtro foi feito com uma pinça metálica, para evitar a alteração das características do papel.

Determinaram-se os teores de umidade de equilíbrio do papel filtro e do solo, no qual, cada umidade gravimétrica correspondesse a uma sucção matricial estimada a partir do teor de umidade do papel filtro, utilizando as curvas de calibração para o papel Whatman n°42, obtidas por Chandler et al. (1992). Cada par de valor de sucção e teor de umidade correspondem a um ponto da curva de retenção de água.

Foi feita uma verificação do papel filtro para certificar-se que a curva de calibração obtida por Chandler et al. (1992) era válida para o lote de papel filtro utilizado nos ensaios da pesquisa.

Utilizou-se a técnica de translação de eixos para fazer esta verificação. A placa porosa foi saturada e colocada no aparelho de Richards, tirou-se o excesso de água que restava em cima da placa para não interferir nos resultados, pois poderia fornecer mais água ao papel filtro. Colocou-se o papel sob a placa porosa e aplicou-se uma pressão de 200 kPa. Após uma semana retirou-se o papel do aparelho e foi determinado o teor de umidade do papel. O papel foi deixado uma semana no aparelho para que ele entrasse em equilíbrio com a sucção imposta. Com a umidade do papel, foi utilizada a expressão de Chandler et al. (1992), para verificar qual a sucção correspondente. Obteve-se um valor de teor de umidade, que correspondia a sucção imposta 200kPa.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios de caracterização física, fazendo-se a classificação dos solos. Em seguida, serão apresentados os resultados dos ensaios de adensamento, triaxiais, de permeabilidade, compactação e a curva característica do solo.

5.1 Ensaio de caracterização física

Na tabela 5.1 é apresentado um resumo dos índices físicos obtidos: peso específico natural (γ_{nat}), peso específico seco (γ_d), peso específico dos sólidos (γ_s), umidade natural (w), índice de vazios (e), grau de saturação (S_r) e porosidade (n). Como dito anteriormente no momento da coleta das amostras foi determinado o teor de umidade natural por meio do Ensaio da Estufa, a coleta ocorreu nos dias 20 e 21 de janeiro do ano de 2010.

Observando os valores da tabela 5.1, é possível notar que as amostras possuem elevados índices de vazios e baixos graus de saturação e, como vistos na literatura, estes são valores típicos de solos tropicais lateríticos. Os valores de peso específico dos sólidos das amostras são relativamente altos, indicando a presença de óxidos de ferro, os prováveis agentes cimentantes, oriundos dos processos hidrolise, que também caracterizam os solos lateríticos.

Tabela 5.1. Índices Físicos.

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	*w (%)	e	n (%)	Sr (%)
1,0	14,1	30,4	11,0	28,3	1,77	64,0	48,4
2,0	14,2	30,8	11,1	27,9	1,78	64,0	48,4
3,0	14,0	30,5	10,9	28,0	1,79	64,0	47,5
4,0	14,4	30,6	11,5	25,5	1,68	63,0	46,8
5,0	15,5	30,4	12,3	26,2	1,51	60,0	53,5
6,0	15,3	30,4	12,2	26,1	1,47	59,0	53,5
7,0	15,4	30,4	12,0	28,3	1,54	61,0	56,1
8,0	15,2	29,8	11,5	32,3	1,60	62,0	60,4
9,0	15,2	29,5	10,8	40,6	1,73	63,0	69,2

* Teores de umidade obtidos nos dias 20/02 e 21/02 do ano de 2010.

As Figuras 5.1 e 5.2 ilustram as curvas granulométricas das amostras de solo ensaiadas com e sem defloculante, respectivamente.

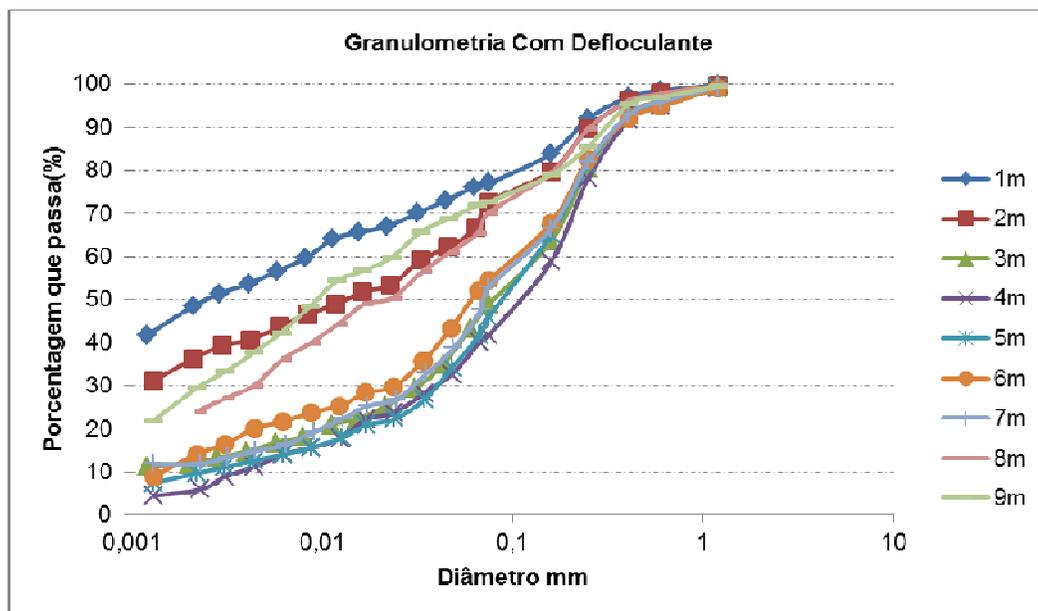


Figura 5.1. Curvas Granulométricas obtidas com o uso de defloculante.

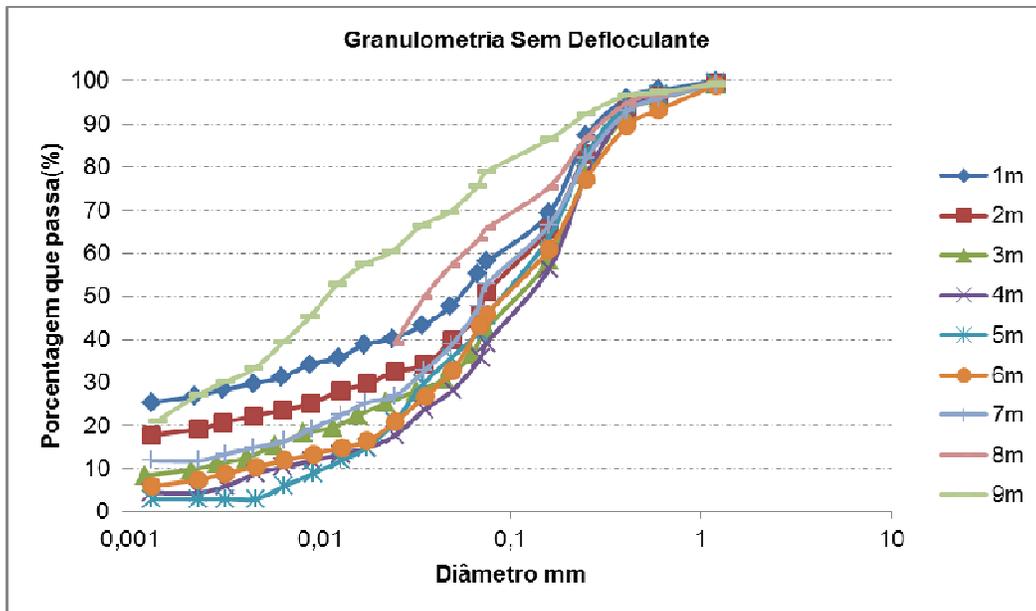


Figura 5.2. Curvas Granulométricas obtidas sem o uso de defloculante.

Para melhor interpretação dos resultados, a distribuição granulométrica obtidas através dos ensaios com e sem defloculante foram agrupadas e apresentadas nos gráficos 5.3 e 5.4 em função da profundidade:

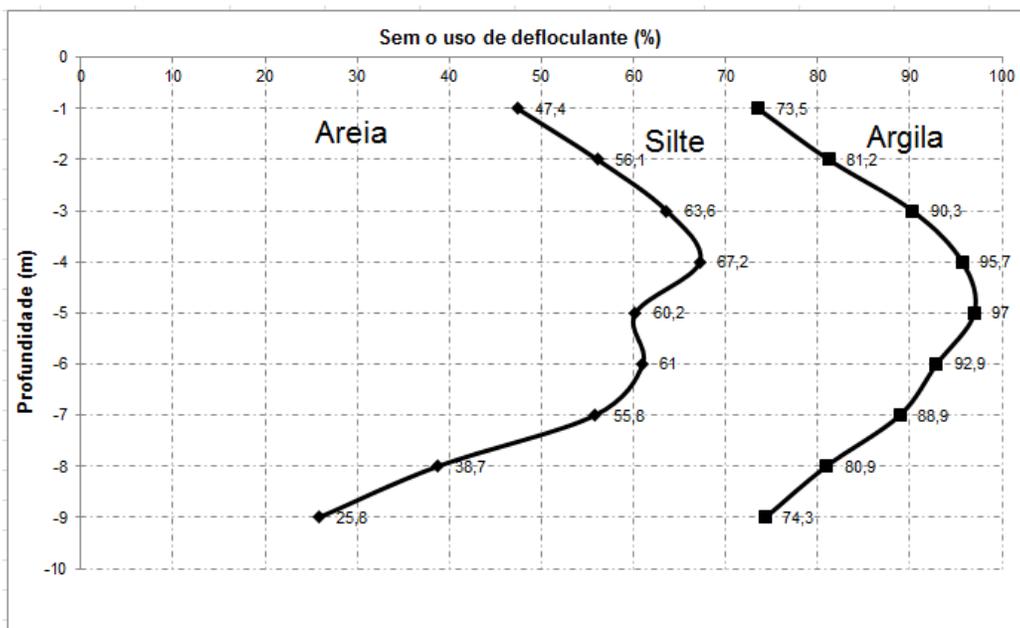


Figura 5.3. Variações das frações granulométricas sem o uso de defloculante do perfil com a profundidade.

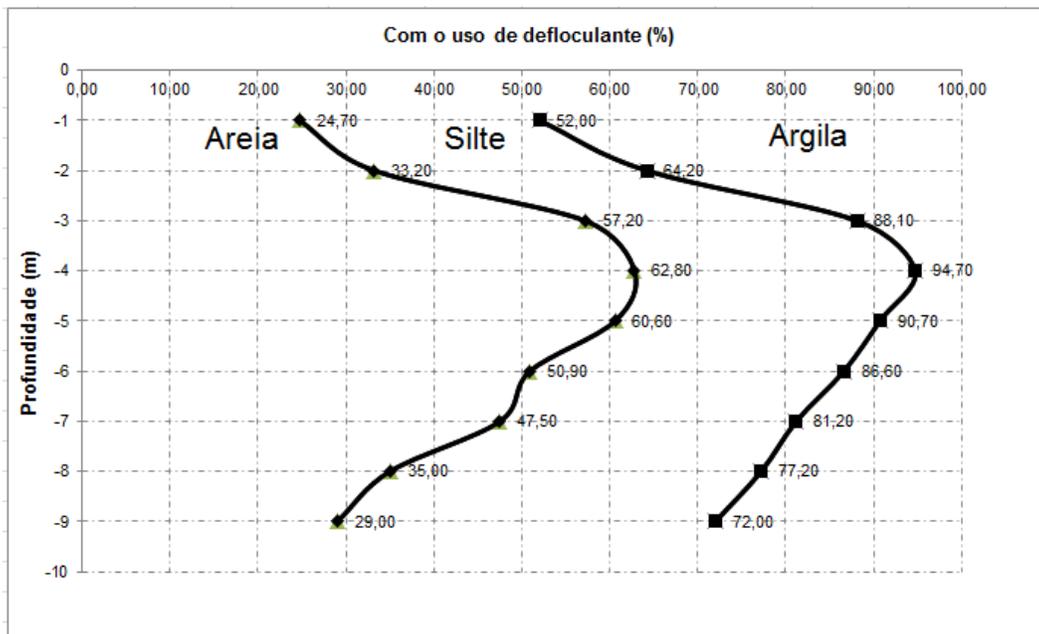


Figura 5.4. Variações das frações granulométricas com o uso de defloculante do perfil com a profundidade.

A partir dos ensaios com o uso de defloculante, verificou-se que as porcentagens de argila ficaram entre 0% e 50%, as porcentagens de silte ficaram entre 25% e 45%, e que as porcentagens de areia entre 20% e 65%. Sem o uso de defloculante, as porcentagens de argila caíram para 0% a 30%, as de silte aumentaram para 25% a 65%, e as de areia estão entre 25% e 70%. Demonstrando a diferença entre o comportamento do solo. Nota-se, que por volta de 4m de profundidade, a fração argila diminui bruscamente e que após esta profundidade este material retorna a aumentar, porém em menor proporção. Observa-se que a fração areia é maior entre 3 m e 7 m, e que a presença de silte é praticamente constante em profundidade, aumentando um pouco nos últimos 2m.

As classificações granulométricas sob a ação do defloculante indicam, para o solo, texturas de argilas silto-arenosas até a profundidade de 2 metros, areias siltosas de 3m até a profundidade de 8 metros, e a partir daí siltes areno-argilosos. No caso das curvas granulométricas obtidas sem defloculante, verifica-se que o perfil se constitui de areias silto-argilosas até a profundidade de 2 metros, areias siltosas até a profundidade de 7m e a partir daí constitui-se de um silte arenoso até a profundidade 9 metros.

Os valores obtidos dos Limites de Liquidez (LL), Limites de Plasticidade (LP), Limites de Contração (LC) e Índices de Plasticidade (IP), em função da profundidade de coleta das amostras estão apresentados na tabela 5.2 e na figura 5.5.

Tabela 5.2. Valores de Limites de Consistência.

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	LC (%)	IP (%)
1,0	50,9	30,2	20,6	20,7
2,0	44,3	31,8	24,4	12,5
3,0	44,6	33,0	24,9	11,6
4,0	44,4	32,6	25,2	11,8
5,0	44,8	34,2	27,8	10,6
6,0	44,9	37,4	29,3	7,50
7,0	46,2	39,0	31,3	7,20
8,0	51,4	42,4	29,6	9,00
9,0	52,2	41,3	30,4	10,9

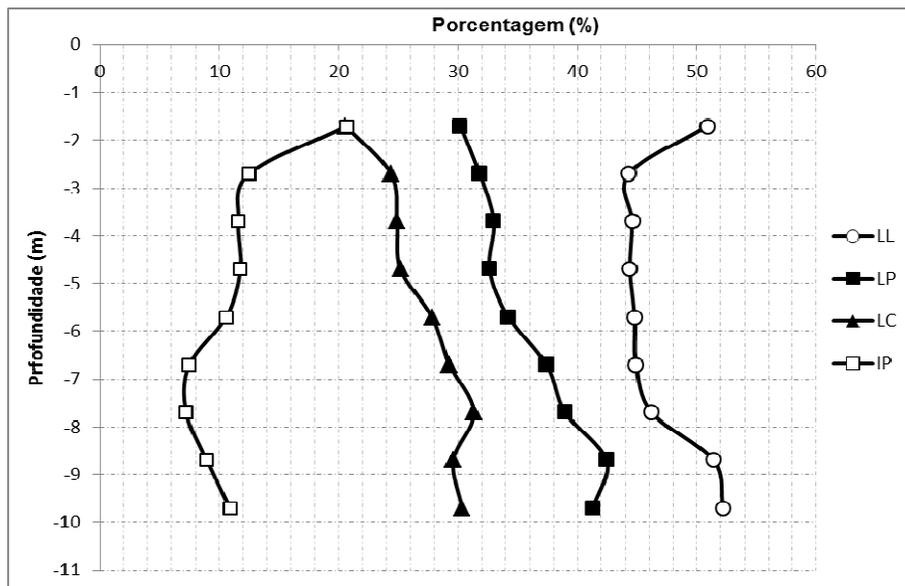


Figura 5.5 Valores de LL, LP, LC e IP ao longo do perfil estudado.

Observa-se que os valores de limites de liquidez são superiores a 40% e que o valor médio do índice de plasticidade é da ordem de 10%. Os valores do limite de contração variaram entre 20 e 30%. Note-se que os valores referentes ao primeiro metro se distinguem do restante do perfil, pois nesta zona existem grandes variações sazonais de umidade que levam a contração e expansão continua do solo, descaracterizando o material, por isso nota-se uma variação nas curvas dos valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade. Logo após esta camada superficial, observa-se a existência de outra onde as propriedades apresentam menor variação, que é compreendida entre 2 m e 7 m, principalmente quando as curvas de Limite de Liquidez e Índice de contração possuem uma baixa oscilação de valores. Após esta camada, nota-se uma mudança do comportamento do solo. A mudança do perfil do solo ocorre por volta de 8 m de profundidade e foi observado visualmente, o solo mudou de coloração e textura, passou de um solo com coloração marrom-escuro para um solo mais amarelado.

Com os dados obtidos, foi possível identificar as camadas de solo de acordo com a classificação unificada proposta por Casagrande em 1942.

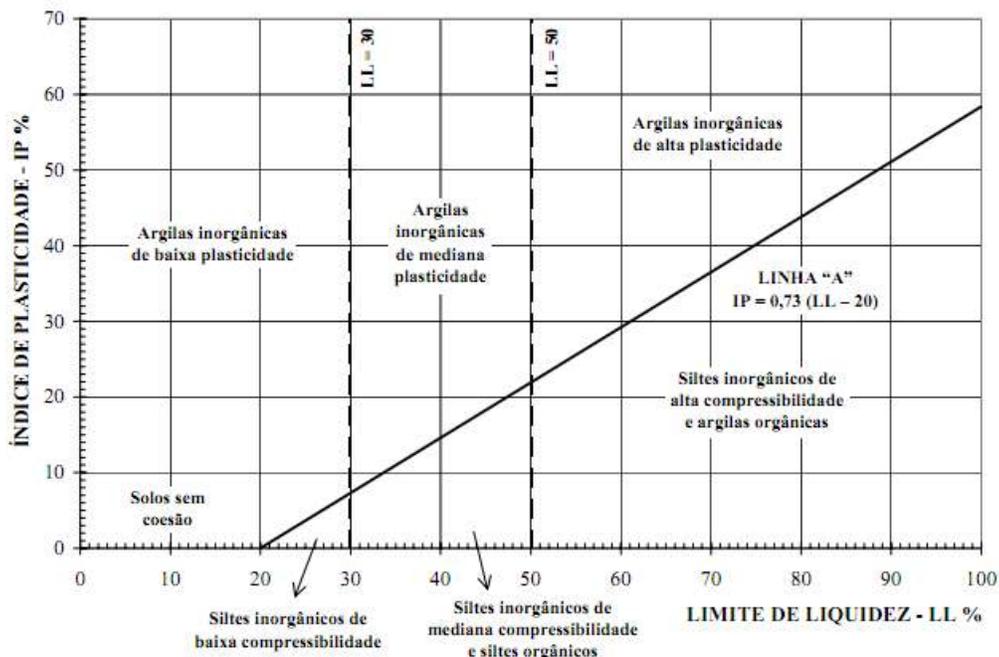


Figura 5.6 Classificação unificada proposta por Casagrande.

Na tabela 5.3 está apresentada a síntese dos resultados encontrados:

Tabela 5.3 Resultados obtidos pela carta de plasticidade

Profundidade	Grupos	Nomes Típicos
1	MH	Silte inorgânico de alta compressibilidade
2	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
3	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
4	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
5	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
6	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
7	ML	Silte inorgânico de mediana compressibilidade
8	MH	Silte inorgânico de alta compressibilidade
9	MH	Silte inorgânico de alta compressibilidade

Foi possível observar que através da classificação o solo em toda sua extensão é um silte inorgânico, de media compressibilidade de 2 m a 7 m de profundidade e de alta compressibilidade nos últimos metros do perfil.

Com os resultados dos ensaios granulométricos e dos limites de consistência foi possível calcular o índice de atividade de argila, conforme a expressão abaixo:

$$A = \frac{Ip}{\%argila} \dots\dots\dots(5.1)$$

Este índice indica maior ou menor influencia das propriedades mineralógicas e químico-coloidal da fração de argila das propriedades geotécnicas de um solo argiloso.. Segundo Vargas (1978) para valores de **A** inferiores a 0,75 o solo apresenta inatividade, entre 0,75 e 1,25 o solo apresenta atividade normal e acima de 1,25 o solo é considerado ativo,

Na tabela 5.4 têm-se os valores do índice de atividade coloidal determinados para o solo natural. Como se podem observar os valores são baixos, com exceção da profundidade 5 m e 6 m.

Tabela 5.4 Índice de Atividade das Argilas.

Profundidade (m)	A (com defloc)	A (sem defloc)	Atividade
1	0,43	0,78	Normal
2	0,35	0,66	Inativa
3	0,97	1,20	Normal
4	2,23	2,74	Ativa
5	1,14	3,53	Ativa
6	0,56	1,06	Normal
7	0,38	0,65	Inativa
8	0,39	-	Inativa
9	0,39	0,42	Inativa

5.2 Ensaio Edométrico

As figuras de 5.7 a 5.10 estão apresentadas as curvas de compressão do solo obtidas nos ensaios edométricos simples para a avaliação da colapsibilidade para todas as amostras ensaiadas. As deformações induzidas pelo umedecimento (deformações de colapso) foram medidas sob tensões de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os valores de índice de vazios foram normalizados dividindo-se o índice de vazios inicial pelo índice de vazios obtido para cada estágio de carregamento, visando possibilitar uma análise comparativa das diferentes amostras.

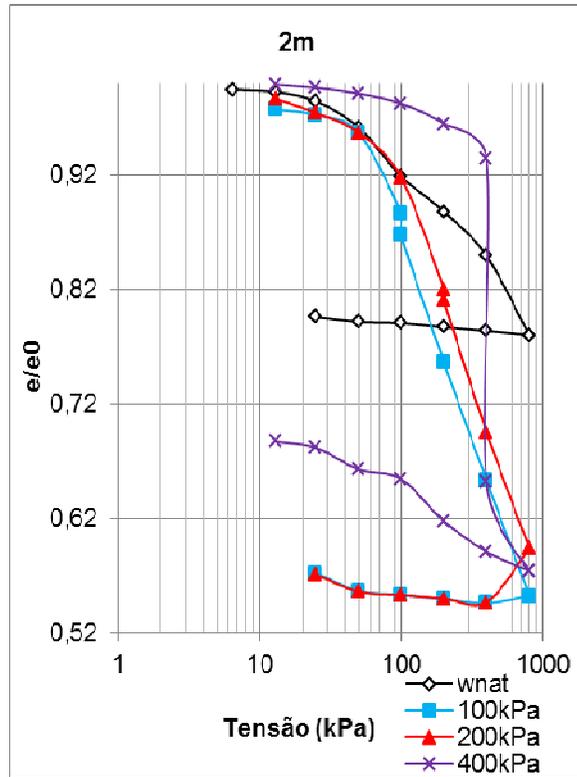
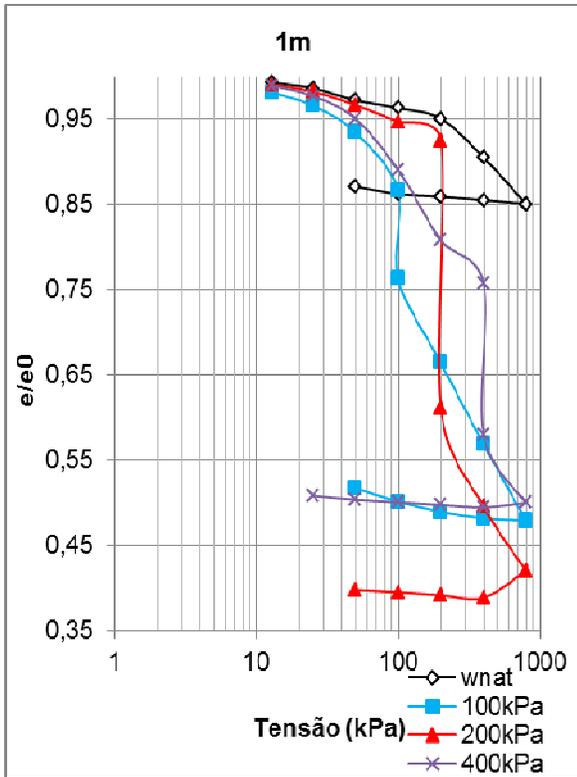


Figura 5.7 Efeito da inundação do solo em diferentes tensões para profundidade 1m e 2m.

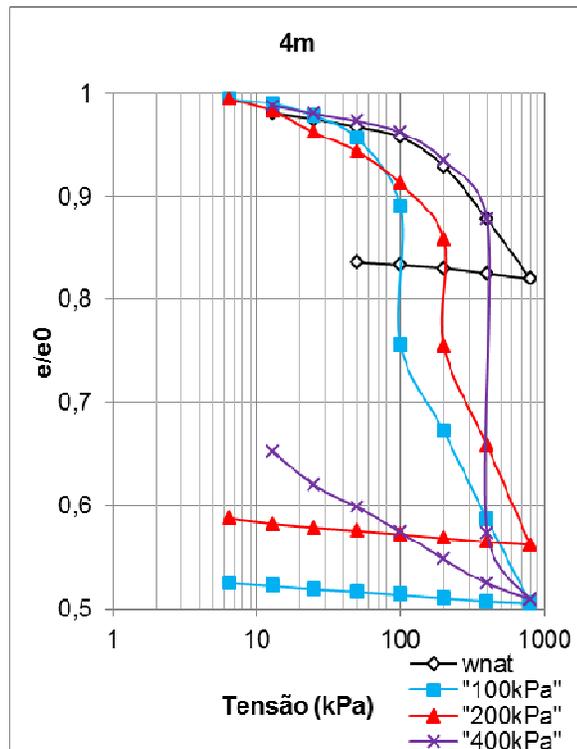
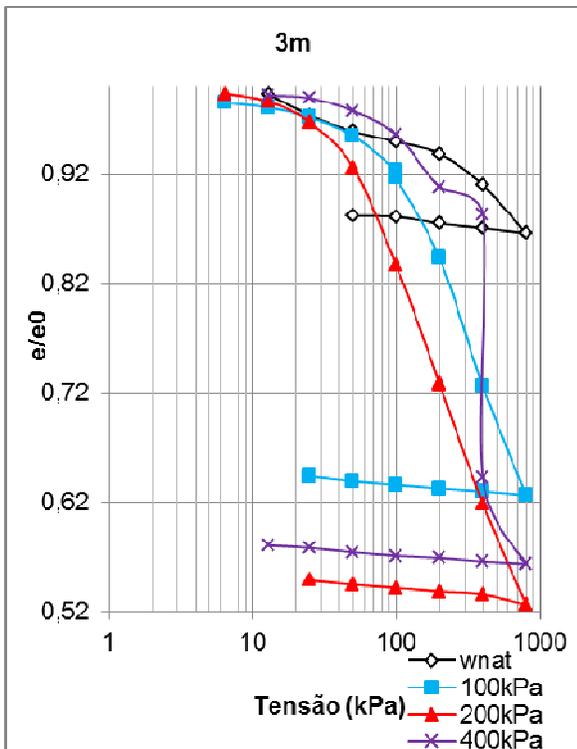


Figura 5.8 Efeito da inundação do solo em diferentes tensões para a profundidade 3m e 4 m.

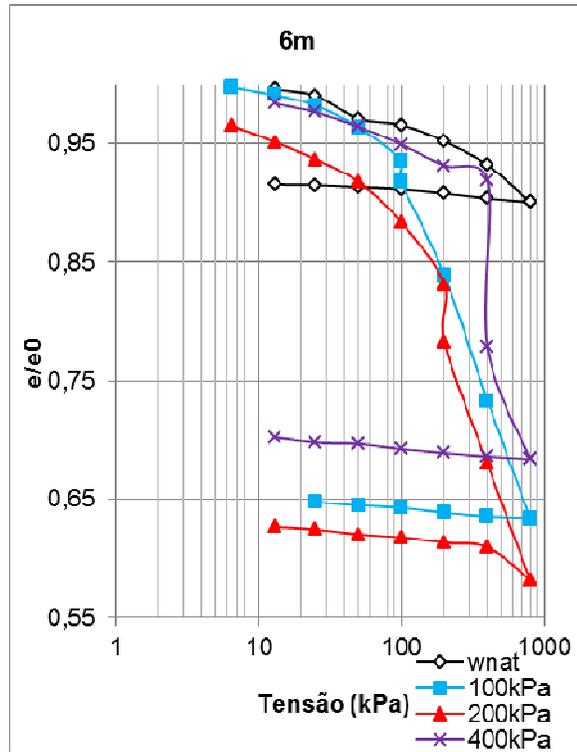
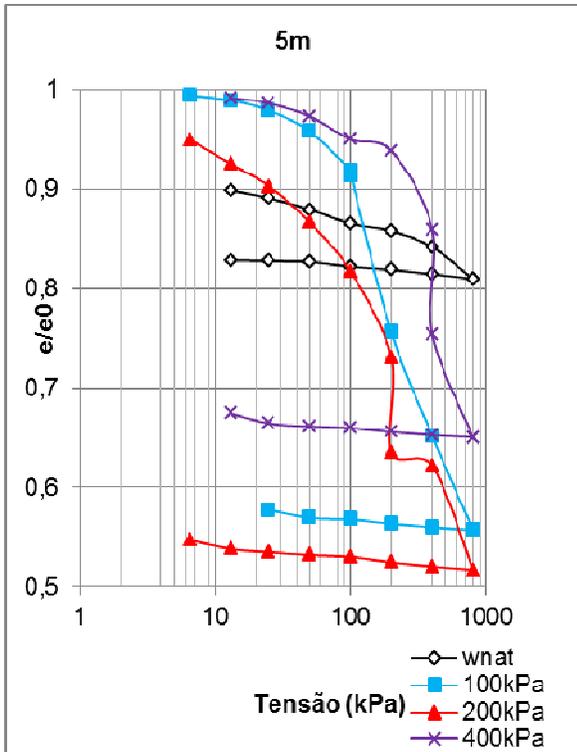


Figura 5.9 Efeito da inundação do solo em diferentes tensões para a profundidade 5m e 6 m.

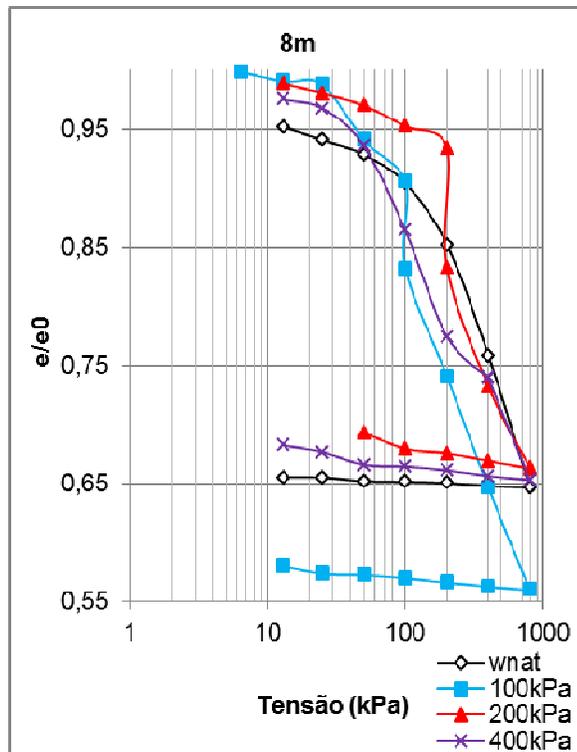
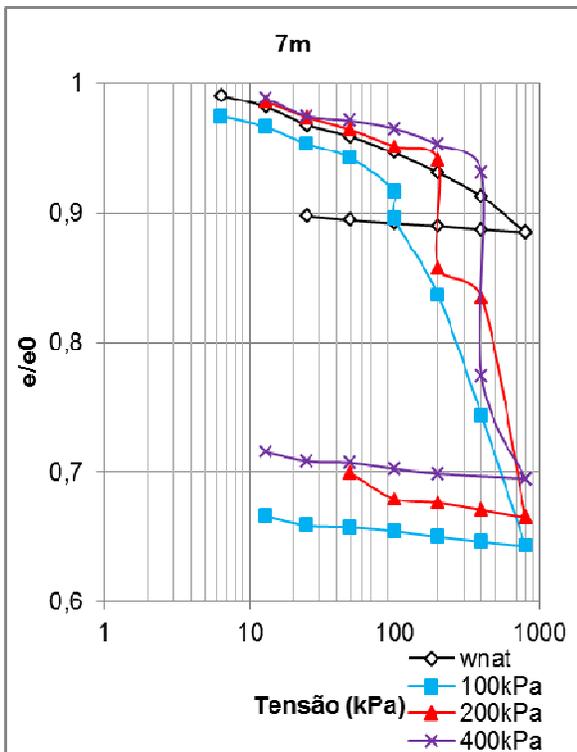


Figura 5.10 Efeito da inundação do solo diferentes tensões para a profundidade 7m e 8 m.

As curvas evidenciaram variações volumétricas consideráveis na inundação. Para a tensão de inundação de 100 kPa observou-se elevadas variações apenas para a profundidade 1 m e 4m. Para a inundação sob tensão de 200 kPa obteve-se pequenas variações apenas para 2 m e 3 m de profundidade e para inundação de 400kPa observou-se elevadas variações para todas as profundidades, exceto para a profundidade 8m.

Para a análise de colapsibilidade das amostras a partir da inundação em determinados níveis de carregamento aplicou-se o critério de Vargas (1978) e Jennings & Knight (1975) que utilizaram a tensão de inundação de 200 kPa como padrão de referência. Os resultados obtidos de índice de colapso e descrição correspondente podem ser observados na tabela 5.5 e 5.6.

Tabela 5.5. Índice de colapso segundo Jennings e Knight (1975).

Profundidade	*PC 100	*PC 200	*PC 400
1	6,50%	20,20%	5,00%
2	1,20%	0,56%	18,01%
3	0,43%	0,35%	15,30%
4	8,40%	6,34%	19,48%
5	0,26%	5,50%	6,20%
6	1,05%	2,96%	8,02%
7	1,29%	5,11%	9,30%
8	4,64%	5,95%	0,08%

*PC 0 a 1 Sem problemas, *PC 1 a 5 Problema moderado, *PC 5 a 10 Problemático, *PC>20 Problema muito grave

Tabela 5.6. Índice de colapso segundo Vargas (1978).

Profundidade	PC 100	PC 200	PC 400
1	7,80%	27,00%	6,00%
2	1,30%	0,65%	23,00%
3	0,45%	0,04%	19,84%
4	9,90%	7,50%	26,80%
5	0,28%	7,03%	7,24%
6	1,10%	3,40%	9,20%
7	1,40%	5,60%	10,74%
8	5,20%	6,60%	0,09%

*PC>2 Solos são colapsíveis.

Através dos critérios empregados, observou-se que a amostra representativa a 1m de profundidade apresentou-se colapsível com um índice muito elevado para todas as tensões de inundação. Para as camadas de 2 m e 3 m foi possível observar o baixo índice de colapsibilidade para as tensões de 100 kPa e 200 kPa, que em contrapartida obteve um índice elevado para a tensão de 400 kPa. Com base nos dados obtidos, observou-se que para a tensão de 100 kPa apenas as profundidades 1 m, 4 m e 8 m mostraram-se colapsíveis, já para a tensão de 200kPa apenas as profundidades 2 m e 3 m não apresentaram-se colapsíveis, e finalmente para a tensão de inundação de 400 kPa quase todas as profundidades se mostraram colapsíveis, com exceção da profundidade 8 m.

Na figura 5.11 são mostradas as variações dos coeficientes de colapso estrutural em função das tensões aplicadas obtidas nos ensaios edométrico simples. Observa-se que os maiores coeficientes ocorreram para as tensões entre 200 kPa. e 400kPa.

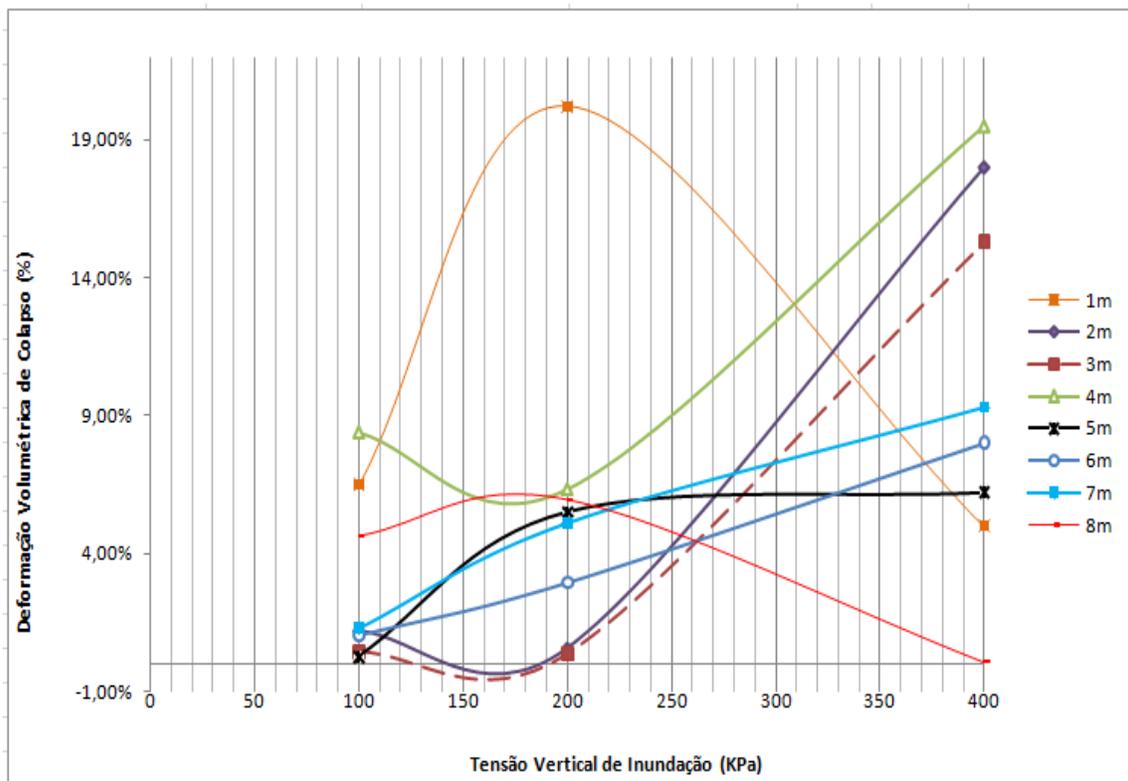


Figura 5.11 Variações dos coeficientes de colapso estruturais.

As variações dos coeficientes de colapso ao longo da profundidade para diferentes tensões aplicadas são visualizadas na figura 5.12

A partir dos gráficos, segundo os critérios adotados, constatou-se que o solo tem elevado índice de colapso, principalmente em sua camada inicial, até 5 m de profundidade. A 8 m de profundidade o solo também se apresentou colapsível, porém com um índice de colapso menor. A partir desta profundidade não foram realizados ensaios.

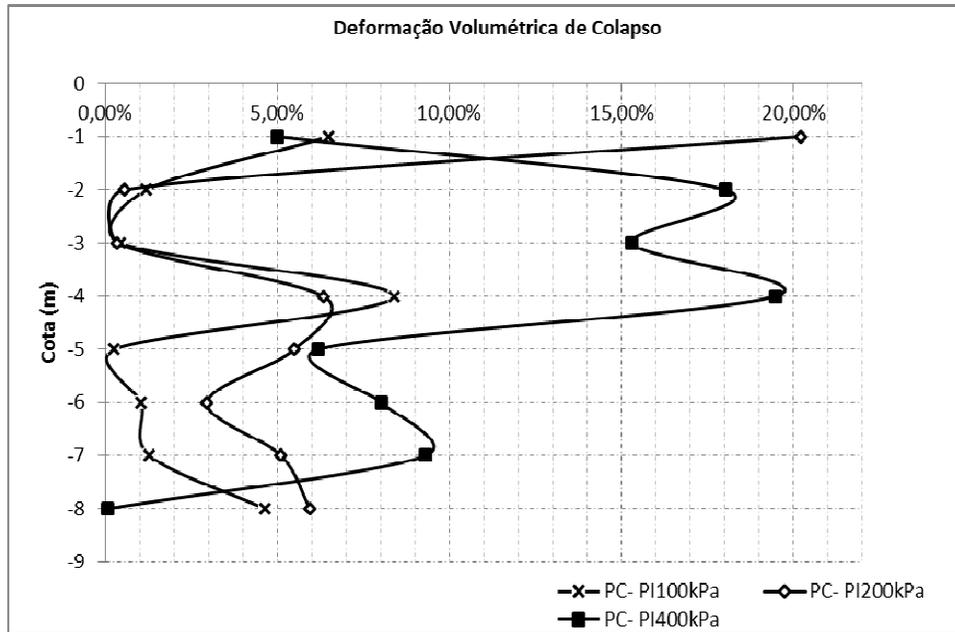


Figura 5.12 Variações dos coeficientes de colapso estruturais ao longo da profundidade.

Outro método adotado para avaliar o potencial de colapso, foi o proposto por Futai (2000), que se baseia nos índices físicos e limites de Atterberg do solo que foi detalhado na Tabela 2.4. Através dos cálculos pode-se obter o valor do potencial de colapso máximo.

Sendo assim, tem-se na Tabela 5.7 a apresentação da variação do potencial de colapso máximo em função da profundidade.

Tabela 5.7. Variação do potencial de colapso máximo, calculado pela proposta de Futai (2000), com a profundidade.

Profundidade	$P_{cmáx}$
1	0,403
2	0,541
3	0,562
4	0,562
5	0,568
6	0,690
7	0,693
8	0,595

Dos valores obtidos pode-se afirmar que o solo é altamente colapsível para todo perfil, já que segundo os critérios de Futai (2000) os valores encontram-se no intervalo entre 0,5 e 0,75, o que corresponde a esta classificação.

Na figura 5.13 é mostrada a curva de compressão normalizada do solo para condição natural.

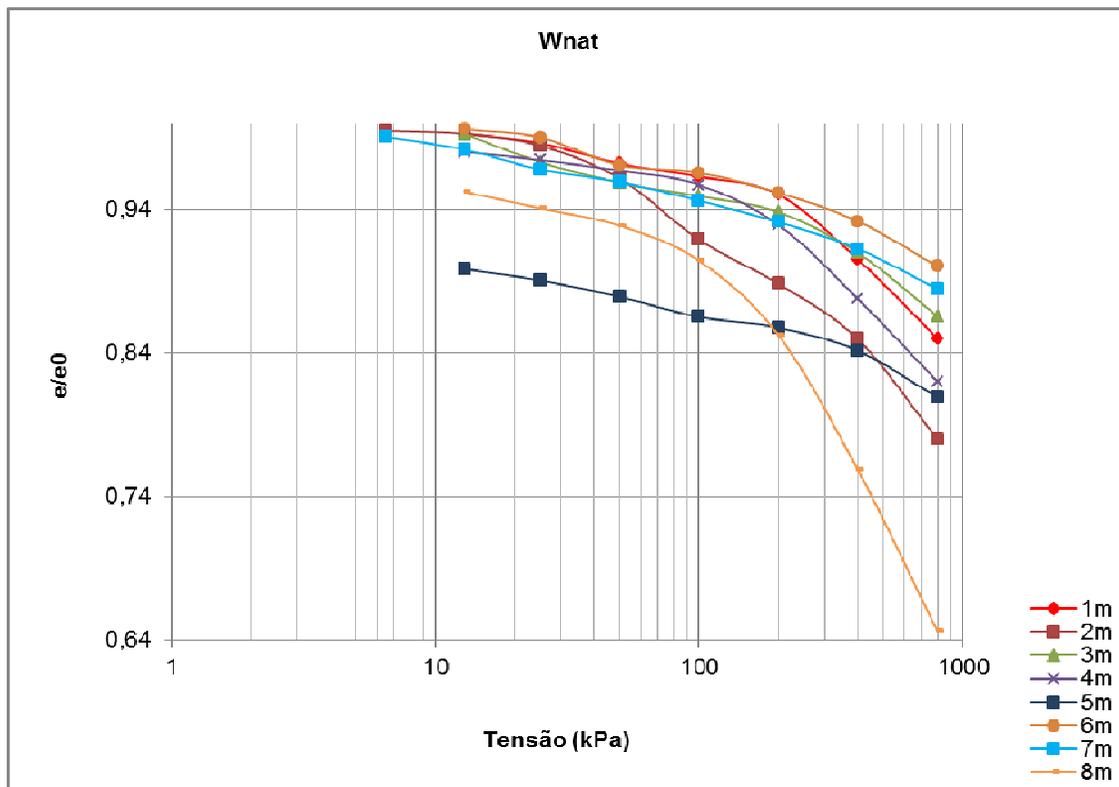


Figura 5.13 Curvas de Compressão edométrica normalizada do solo.

A partir dos gráficos de tensão vs índice de vazios foi possível obter a tensão de pré-adensamento, pelos métodos de Pacheco Silva e Casagrande. Existem fatores conhecidos que podem “mascarar” este valor como adensamento secundário (envelhecimento) e cimentação de óxidos, que podem ser traduzidos com influência da estrutura da argila nas suas propriedades mecânicas. Nos solos tropicais há uma classe de solos dependentes da cimentação, que são os solos colapsíveis, como o caso desta pesquisa.

A tabela 5.8 são apresentadas as tensões verticais geostáticas (σ'_0), as tensões de pré- adensamento (σ'_a) e os índices de compressão (Cc) do solo na sua condição natural. As tensões verticais geostáticas foram obtidas tomando-se como valor dos pesos específicos naturais os valores médios encontrados quando na talhagem dos corpos de prova para realização dos ensaios, os valores são encontrados na tabela 5.1.

Tabela 5.8 Tensões e índices de compressão obtidos nos ensaios simples

Profundidade	σ'_{v0} (kPa)	σ'_a (kPa)	Cr	Cc	OCR
1	10,96	180	0,042	0,332	16,42
2	22,18	178	0,049	0,423	8,02
3	32,70	203	0,045	0,261	6,20
4	46,00	163	0,040	0,294	3,54
5	61,50	178	0,053	0,160	2,89
6	72,30	195	0,094	0,148	2,69
7	84,00	185	0,070	0,152	2,20
8	92,00	183	0,100	0,125	1,99

Através da análise dos resultados obtidos nesse ensaio, pode-se constatar que todas as camadas estão pré-adensadas, já que as tensões de pré-adensamento são maiores que as tensões verticais efetivas existentes por ocasião da amostragem, indicando que o perfil de solo esteve no passado sujeito a tensões maiores do que as atuais,

provavelmente pela presença de uma camada de solo sobreposta as atuais, ou indicando o ressecamento.

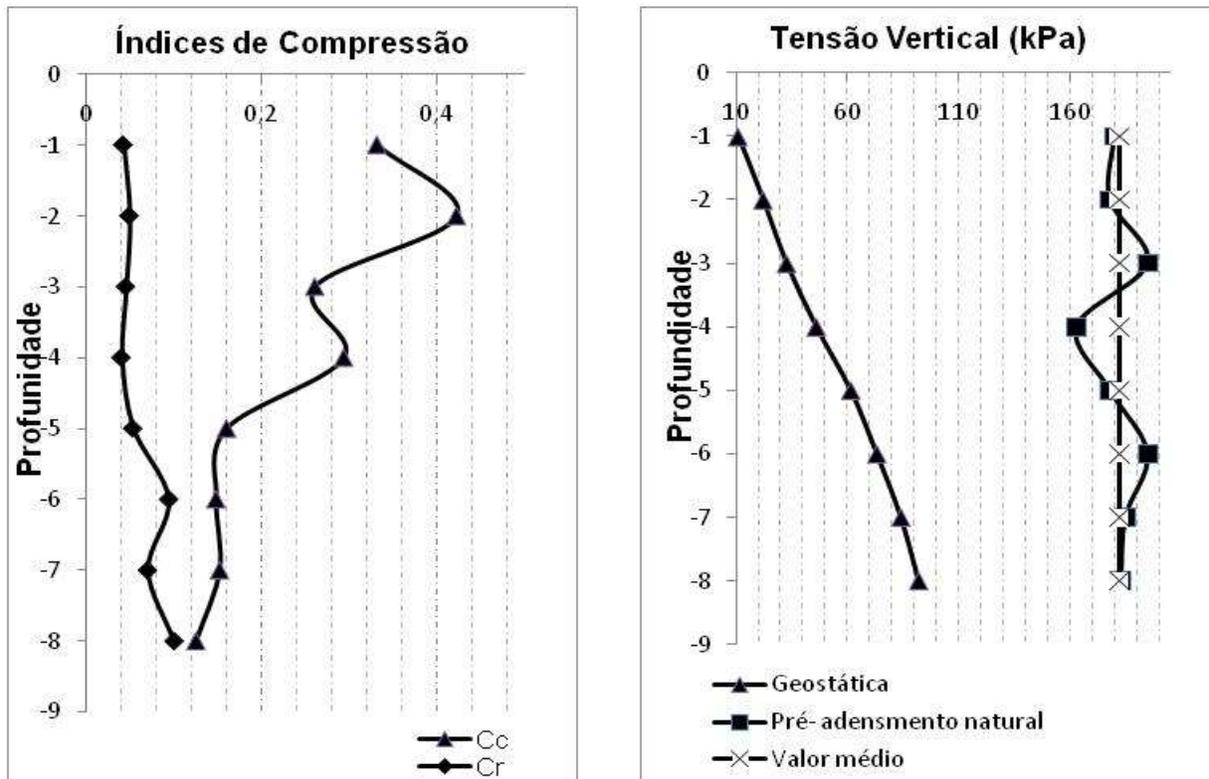
Segundo Oliveira Filho (1998), o fenômeno do ressecamento é típico de solos finos e consiste na contração do solo devido à perda d'água por meio da evaporação (superfície) e/ou drenagem (base), sendo a sucção gerada enquanto o solo resseca o principal responsável pelo mecanismo. Esse processo ocorre em dois estágios: unidimensional, quando ocorre apenas contração vertical (recalque); e tridimensional, quando surgem descontinuidades no solo, chamadas trincas de ressecamento, e a redução de volume é resultado tanto de recalques quanto das contrações laterais livres. A incapacidade do solo em não suportar as tensões de tração existentes nessa fase é a responsável pela abertura das trincas. Devido à evaporação e/ou drenagem e a conseqüente contração do solo, surgem as trincas. A morfologia dessas descontinuidades é dependente da mineralogia do solo e das condições climáticas.

A perda d'água do solo por evaporação é uma condição de contorno importante para a evolução do fenômeno e ela pode ocorrer em dois estágios sucessivos para um solo que resseca partindo de uma condição saturada: (a) quando é controlada pelas condições meteorológicas e (b) quando é controlada pelas propriedades de fluxo do solo e, em especial, o nível de sucção. Além da radiação solar, outras variáveis exercem influência no processo de evaporação, tais como: a ação do vento, temperaturas da água e do ar e a umidade relativa do ar.

A drenagem é outra condição de contorno que pode concorrer no processo de ressecamento. A drenagem corresponde ao processo de se criar uma fronteira onde a água possa ser removida por processo de fluxo gravitacional ou induzido.

As primeiras trincas formadas são chamadas primárias, com orientação paralela, e depois surgem as secundárias, que, por sua vez, são aproximadamente normais às primárias, e o conjunto forma colunas de solo com seções quadrangulares ou hexagonais na superfície.

A figura 5.14 apresenta os valores da tabela 5.9 ao longo da profundidade.



a) Índices de compressão e b) Tensões geostática e pré-adensamento

Figura 5.14 Tensões geostáticas e de pré-adensamento e índices de compressão do solo.

Foi possível observar através dos gráficos que a partir de 1,2 m de profundidade a tensão de pré-adensamento é crescente, mas a partir de 3,2 m ela tem uma diminuição significativa que progride até os 4 m. A partir daí ela volta a crescer com a profundidade, ficando estável a partir de aproximadamente 7 m. É possível também observar que o valor médio da tensão de pré-adensamento foi da ordem de 180 kPa.

Analisando os índices de compressão (C_c) obtidos, constata-se que inicialmente o valor cresce e decresce até a profundidade de 4m, e que a partir daí vai decrescendo com a profundidade. O máximo valor do índice de compressão encontrado foi a 2 m de profundidade. Os valores dos índices de recompressão (C_r) apresentam-se de forma decrescente com o aumento da profundidade até 5 m, depois deste trecho há um pequeno aumento e novamente um decréscimo até a profundidade de 8m, como é possível observar na figura 5.14.

O cálculo do C_v é realizado para cada estágio de carregamento e os resultados são apresentados em função da tensão a que correspondem. Foi feito uma média dos valores obtidos nas profundidades para cada nível de tensão. Através da tabela 5.9 e figura 5.15 é possível observar que o coeficiente varia de acordo com os diferentes níveis de tensões

Tabela 5.9. Variação de C_v com a tensão aplicada.

Tensão (kPa)	$C_v(m^2/s)$
6,5	1,98E-01
13	1,64E-01
25	1,52E-01
50	1,51E-01
100	1,30E-01
200	1,20E-01
400	9,10E-02
800	6,93E-02

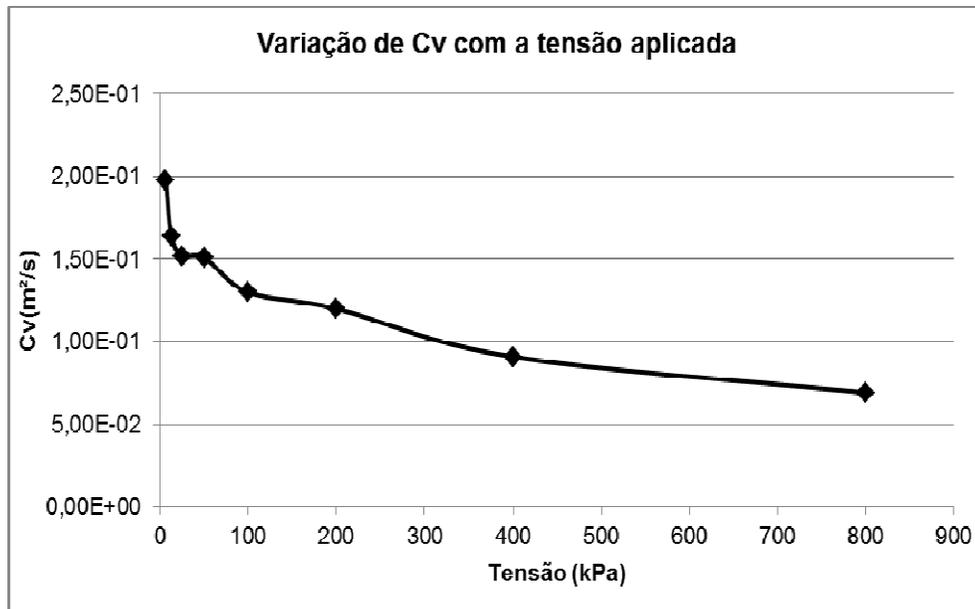


Figura 5.15. Variação de C_v com a tensão aplicada.

Em alguns casos os resultados não definem convenientemente o trecho retilíneo de Taylor, enquanto outros, com acentuado adensamento secundário, tornando para alguns casos difícil a aplicação do processo de Casagrande. Os resultados apresentados fazem uma média dos dois métodos quando possível aplicação de ambos métodos. Além disso, é pertinente comentar que o coeficiente de adensamento c_v diminui à medida que ocorre o incremento de carga e, com isso, o solo passa a se deformar lentamente quando solicitado por acréscimo de tensão.

5.3 Ensaios Triaxiais CU

A partir da realização dos ensaios triaxiais, conforme descrito 4.4, obteve-se os valores numéricos dos ângulos de atrito e de interceptos de coesão (Tabela 5.10), para cada profundidade, para os trechos normalmente adensados e pré-adensados. O primeiro trecho é obtido através de ensaios com tensões confinantes abaixo da tensão de pré-adensamento e o segundo com tensões acima.

Tabela 5.10 Envoltórias de resistência totais ao cisalhamento

Profundidade	Ramo	$w_{nat}(\%)$	Envoltória de resistência total (kPa)
1,0	PA NA	28,3	$s = 185 + \sigma \tan 5^\circ$ $s = \sigma \tan 24^\circ$
2,0	NA	27,9	$s = \sigma \tan 27^\circ$
3,0	NA	28,0	$s = \sigma \tan 28^\circ$
4,0	PA NA	25,5	$s = 141 + \sigma \tan 11^\circ$ $s = \sigma \tan 20^\circ$
5,0	PA NA	26,2	$s = 159 + \sigma \tan 8^\circ$ $s = \sigma \tan 27^\circ$
6,0	PA NA	26,1	$s = 68 + \sigma \tan 19^\circ$ $s = \sigma \tan 33^\circ$
7,00	NA	28,3	$s = \sigma \tan 29^\circ$
8,0	PA NA	32,3	$s = 79 + \sigma \tan 15^\circ$ $s = \sigma \tan 30^\circ$

*P.A =Pré-adensado, NA = normalmente adensado.

Para a elaboração da envoltória de ruptura, não foi possível realizar o ensaio com a tensão confinante (σ_c) igual a 400kPa para as profundidades de 2m e 3m e 7m. Sem os valores de resistência dessa tensão, não foi possível determinar a envoltória das amostras nestas profundidades, isto porque o aparelho utilizado para esse ensaio não permitiu uma precisão adequada e não havia mais amostras indeformadas disponíveis para a obtenção de novos corpos de prova, obtendo-se dessa forma somente a envoltória do ramo normalmente adensado. Para as outras profundidades conseguiu-se obter dois círculos com tensões confinantes abaixo da tensão de pré-adensamento e dois com tensões acima e, conseqüentemente, as envoltórias de resistência totais desses respectivos ramos.

Na figura 5.16 e 5.17 estão apresentados os valores da tabela 5.10 ao longo da profundidade.

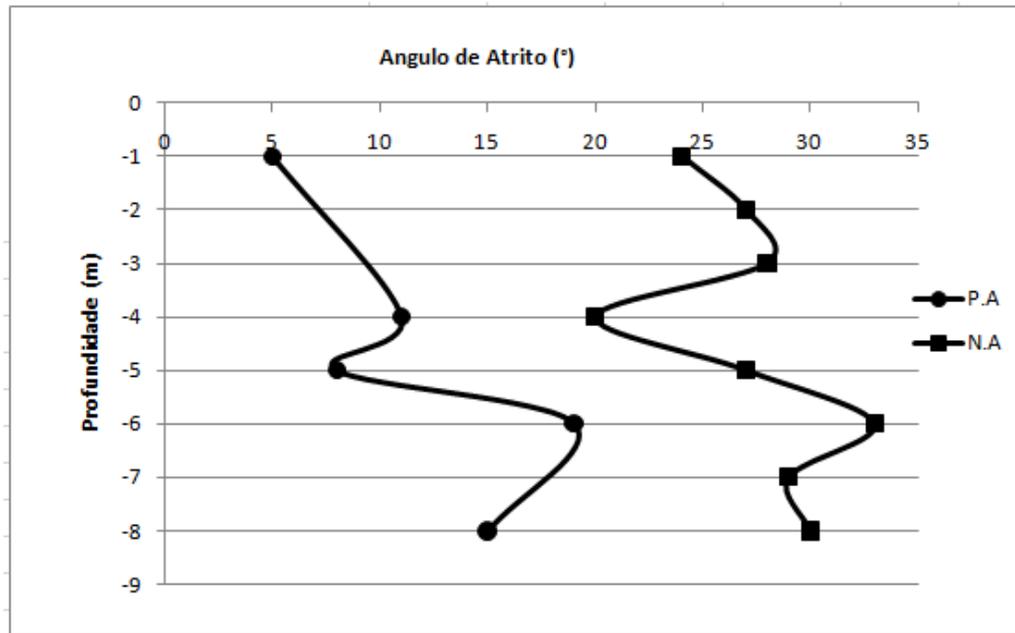


Figura 5.16. Variação do ângulo de atrito com a profundidade (ramos P.A e N.A).

Verifica-se que os valores dos ângulos de atrito no ramo normalmente adensado apresentam pouca variação, indicando que o solo nas profundidades analisadas apresenta comportamento semelhante. Podem-se verificar também os baixos valores de ângulo de atrito nos ramos pré-adensados. Este fato pode ser explicado pelo efeito da cimentação expressiva nessas amostras e representada por óxidos de ferro. Tal característica se manifesta na resistência ao cisalhamento do solo na forma de um comportamento diferenciado quando submetido ao ensaio triaxial. Quando se realiza o ensaio com tensões confinantes inferiores a tensão de pré-adensamento, a tensão desviadora máxima é atingida com pequenas deformações e com valores relativamente altos como pode ser visto no anexo I, o que segundo Pinto (2000) permitem a quebra das cimentações, fazendo que, para estas situações, tenham-se círculos de Mohr de raios muito próximos acarretando em ângulos de atrito muito baixos e altos interceptos de coesão (Figura 5.17)

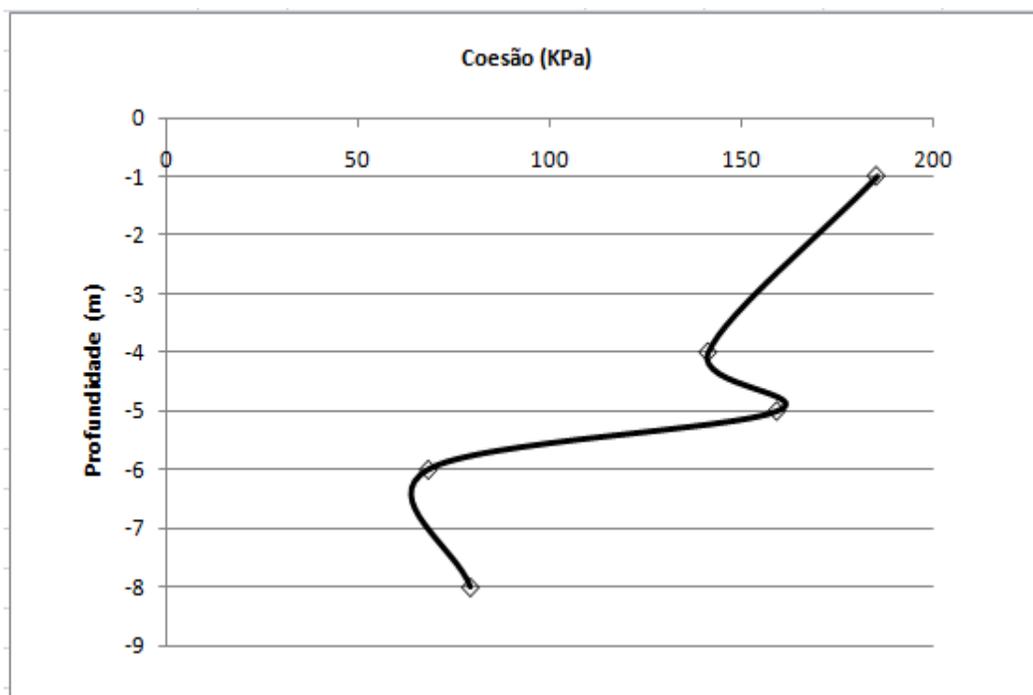


Figura 5.17. Variação da coesão com a profundidade (ramo P.A).

5.4 Ensaios de permeabilidade

Na Tabela 5.11 e figura 5.18 são mostrados os resultados dos ensaios de permeabilidade do solo obtidos em laboratório nas direções horizontal e vertical.

Tabela 5.11 Coeficiente de permeabilidade do perfil de solo estudado.

Profundidade (m)	K vertical (cm/s)	K horizontal (cm/s)
1	1,82E-03	1,82E-03
2	1,46E-03	5,69E-04
3	x	3,69E-03
4	1,49E-03	2,82E-03
5	6,86E-04	9,30E-04
6	x	1,41E-03
7	1,21E-03	1,00E-03
8	x	x

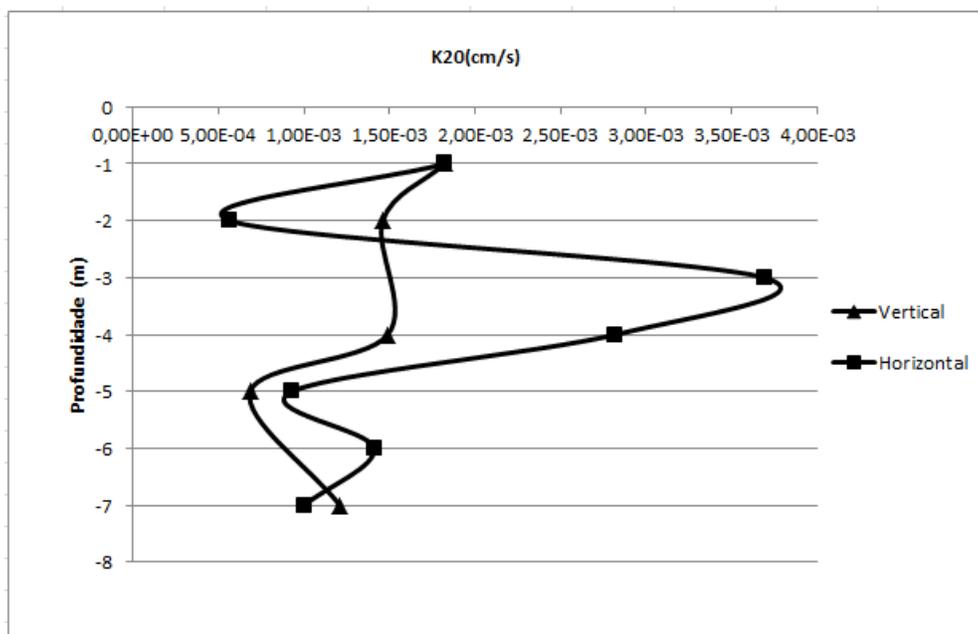


Figura 5.18. Condutividades hidráulicas vertical e horizontal vs profundidade.

Não foi possível obter o coeficiente de permeabilidade para as profundidades 3 m, 6 m e 8 m na condição vertical e 8 m na condição horizontal, devido a grande dificuldade na talhagem dos corpos de prova, perdendo-se uma grande quantidade de solo durante a amostragem, impossibilitando amostras indeformadas de qualidade e representativas do perfil.

Os valores de k_v e de k_h se apresentam na ordem de 10^{-3} cm/s, o que indica permeabilidade de areias finas. Esse alto valor de condutividade hidráulica expressa as macroporosidades das estruturas dos solos finos lateríticos (COZZOLINO & NOGAMI, 1993).

Verifica-se que não houve uma variação muito sensível entre os valores de k_v e de k_h , o solo apresentou uma relação entre os coeficientes (k_h/k_v) em quase todo perfil de aproximadamente 1,0. Isso demonstra a propriedade isotrópica desse solo quanto à permeabilidade.

Uma análise mais minuciosa encontra-se no capítulo 7, onde será feita a correlação dos parâmetros obtidos para o solo estudado com o coeficiente de permeabilidade

5.5 Ensaios de Compactação – Proctor Normal

Este ensaio foi realizado para toda extensão do perfil estudado utilizando a energia Proctor Normal. Na figura 5.19 encontram-se as curvas de compactação determinadas para os corpos de prova.

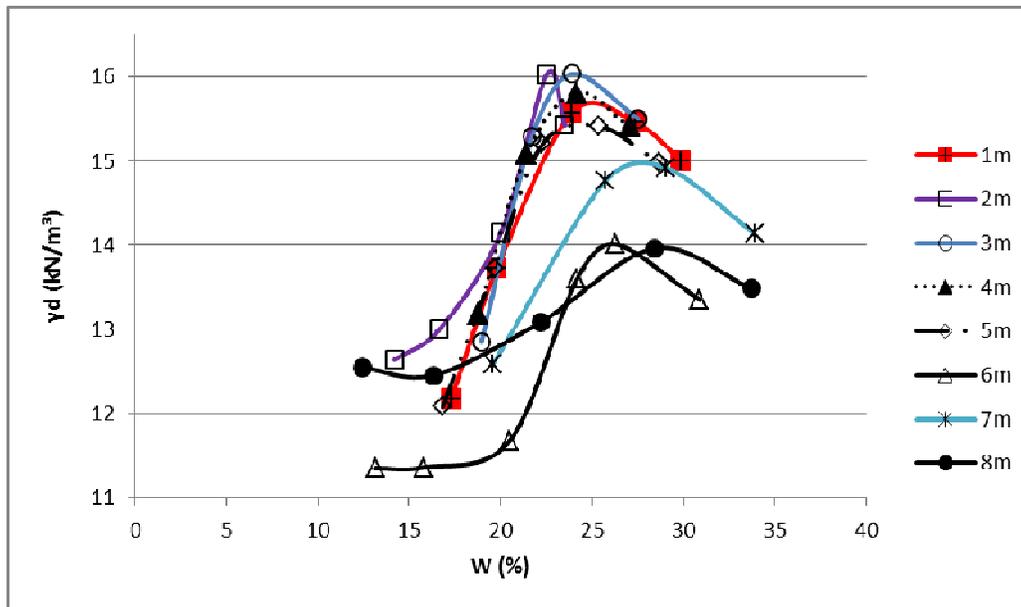


Figura 5.19 Curvas encontradas no ensaio de compactação na energia normal

Na Tabela 5.12 encontram-se os resultados de teor de umidade ótima e de massa específica aparente seca máxima do solo obtidos no ensaio de compactação.

Tabela 5.12. Resultados obtidos no ensaio de compactação.

Profundidade (m)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (kN/m ³)	Umidade Ótima (%)
1,00	15,70	24,95
2,00	16,10	23,90
3,00	16,05	24,00
4,00	15,81	24,16
5,00	15,45	24,50
6,00	14,04	26,10
7,00	14,95	28,00
8,00	13,98	29,00

A figura 5.20 apresenta a relação entre a variação da massa específica seca máxima e a correspondente variação de umidade ótima para o solo. Analisando a figura 5.20 e a tabela 5.12, observa-se que não é tão boa relação entre essas variáveis, e que a massa específica de 2 a 6 metros diminui com o aumento da umidade ótima.

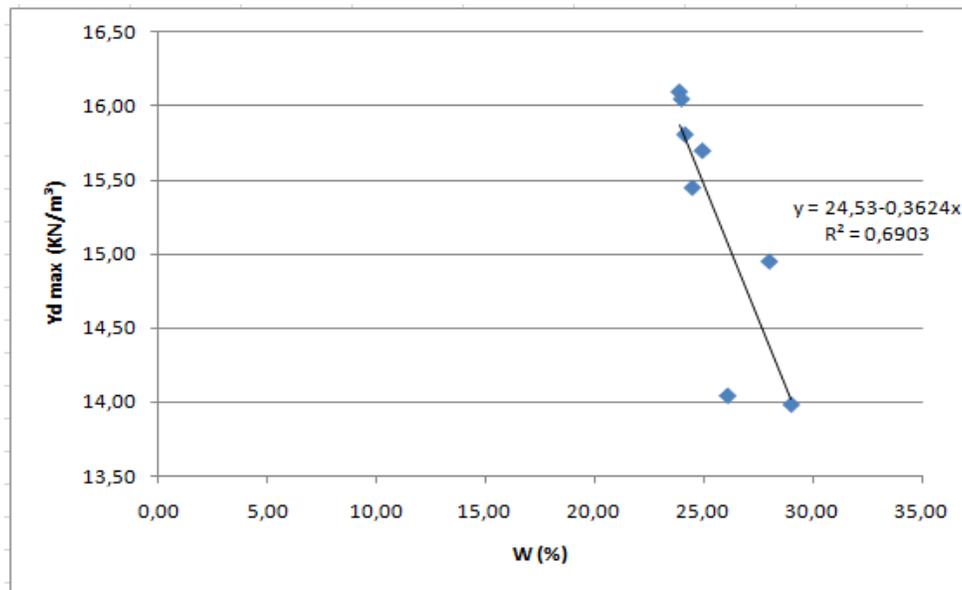


Figura 5.20 Variação da massa específica seca máxima vs umidade ótima

De acordo com Pinto (2006), de uma maneira geral, os solos argilosos apresentam densidades secas baixas e umidades ótimas elevadas, solos siltosos apresentam também valores baixos de densidade, frequentemente com curvas de laboratório bem abatidas, já a

densidade seca elevada e umidade ótima baixa são representativas de areias com pedregulho, bem graduadas e pouco argilosas. Tendo em vista as curvas típicas de diversos solos brasileiros, segundo o autor, pode-se caracterizar o solo como siltoso pouco argiloso tendo-se valores médios de $\gamma_{dm\acute{a}x} = 15,30\text{kN/m}^3$ e umidade ótima $w = 25,6\%$.

5.6 Curva Característica

As curvas obtidas pelo método do papel filtro, tanto pelas trajetórias de umedecimento quanto de secagem, para as profundidades 1,0m até 7,0m com exceção de 5m, foram obtidas sem levar em consideração as variações volumétricas sofridas pelos corpos-de-prova durante a execução do ensaio.

A determinação da curva característica é fundamental para o entendimento do comportamento do solo não saturado, pois expressa a variação da quantidade de água dentro dos poros do solo quando o mesmo é submetido a diferentes valores de sucção, em trajetórias de umedecimento e secagem. Essas curvas são geralmente plotadas em função do teor de umidade volumétrico ou grau de saturação, mas como não foi considerada a variação volumétrica dos corpos-de-prova analisados, as curvas são mostradas em função do teor de umidade gravimétrico. Serão apresentadas as curvas características obtidas para o solo investigado e os aspectos que influenciaram no formato dessas curvas, como o índice de vazios inicial e a histerese.

O tempo de equalização adotado para o método do papel filtro foi de 7 dias sugerido por Marinho (1997), o mesmo para todo processo. A Figura 5.21 traz as curvas de retenção de água no solo, para as profundidades 1,0m, 2,0m, 3,0m, 4,0m, 6,0m e 7,0m, obtidas pela técnica do papel filtro, para as trajetórias de umedecimento e secagem.

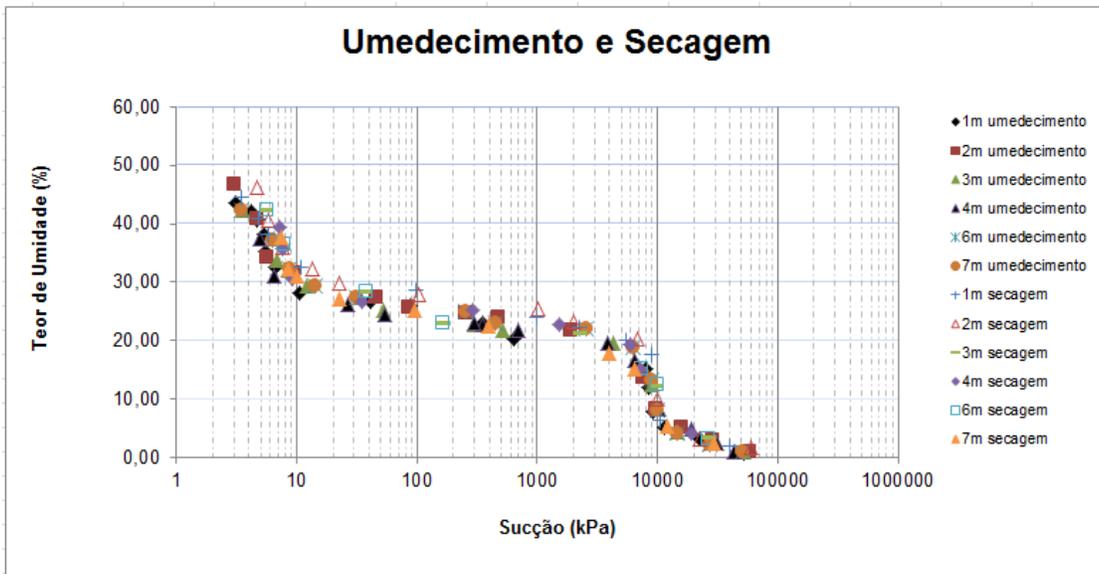


Figura 5.21 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrica vs sucção matricial

Nota-se que as curvas (umedecimento e secagem) são bastante semelhantes em todas as profundidades e os valores obtidos são bem próximos. O formato é do tipo bimodal, típico de solos com estrutura macro e microporosa. As curvas de retenção separadas por profundidades podem ser observadas nas figuras de 5.22 a 5.27.

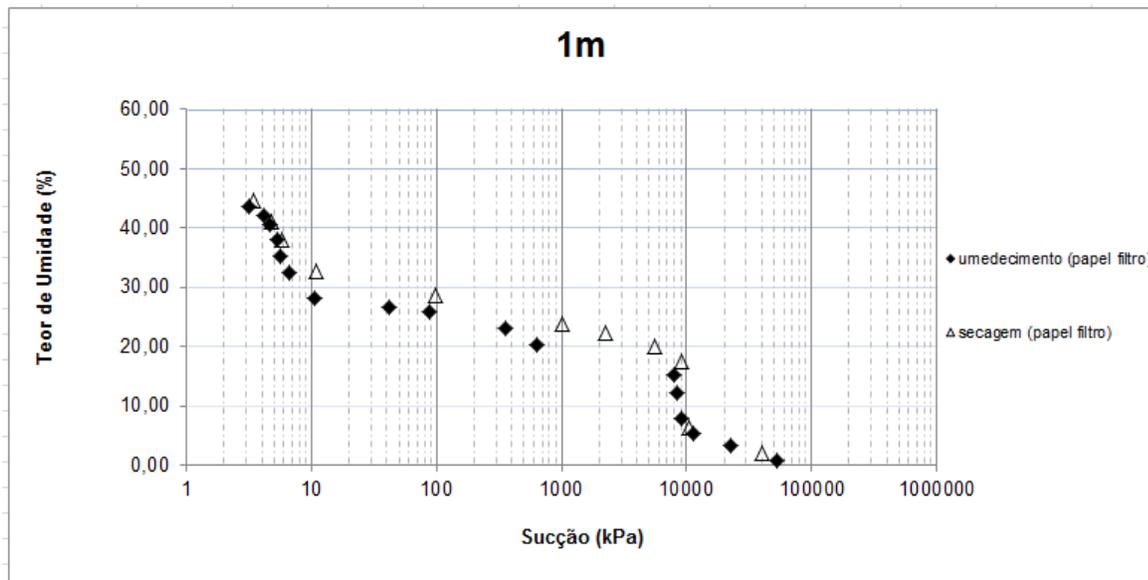


Figura 5.22 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrica vs sucção matricial -1,0m (papel filtro).

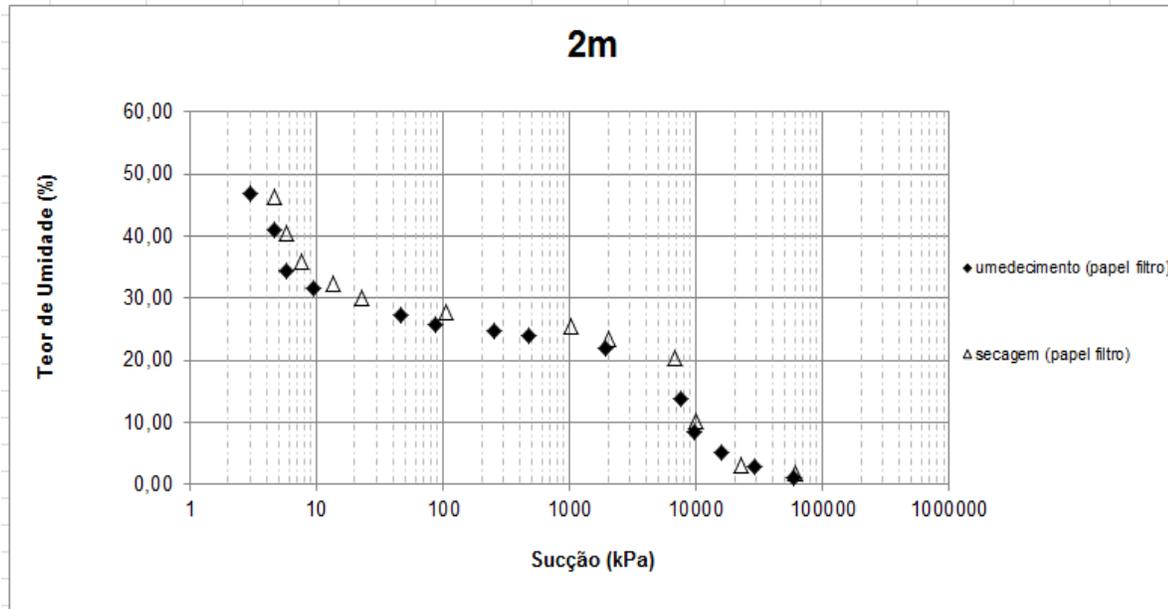


Figura 5.23 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -2,0m (papel filtro).

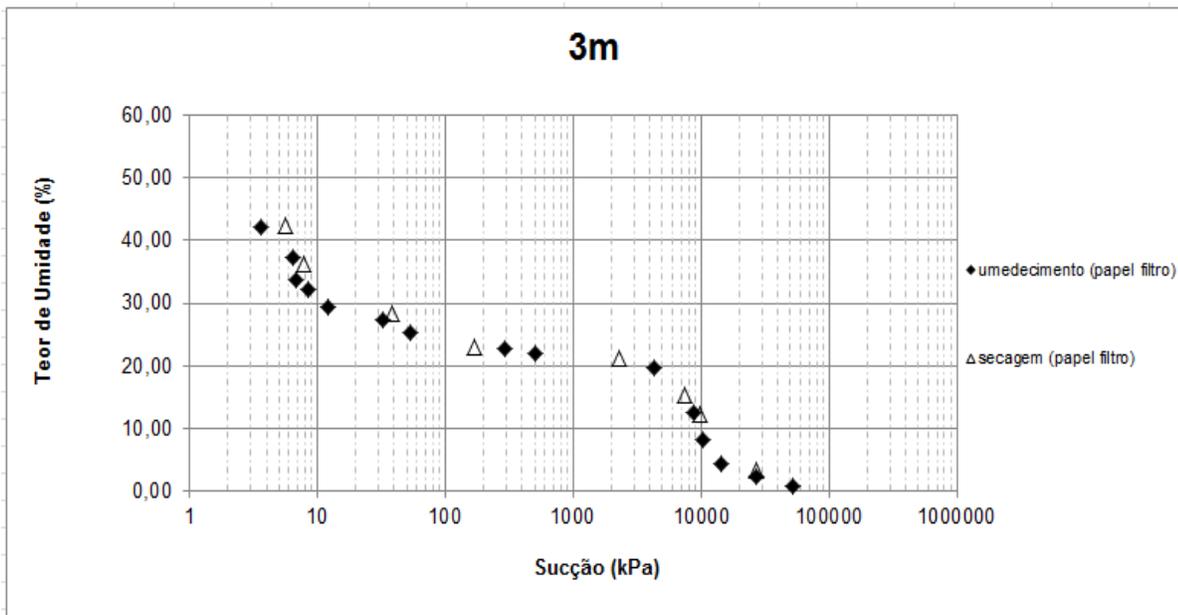


Figura 5.24 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -3,0m (papel filtro).

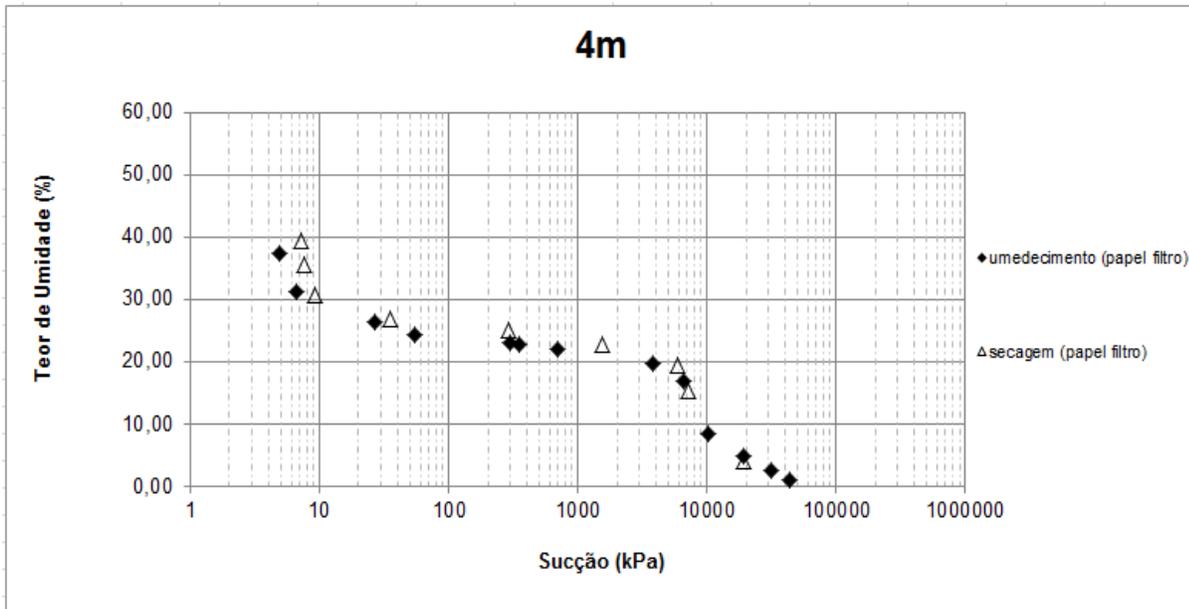


Figura 5.25 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -4,0m (papel filtro).

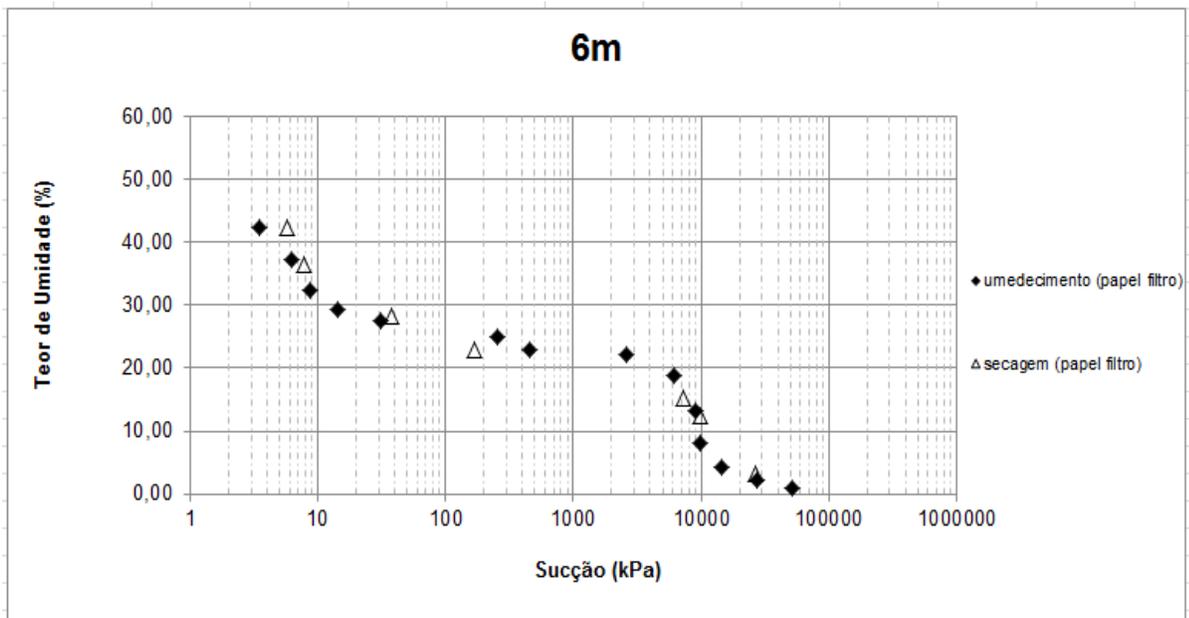


Figura 5.26 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -6,0m (papel filtro).

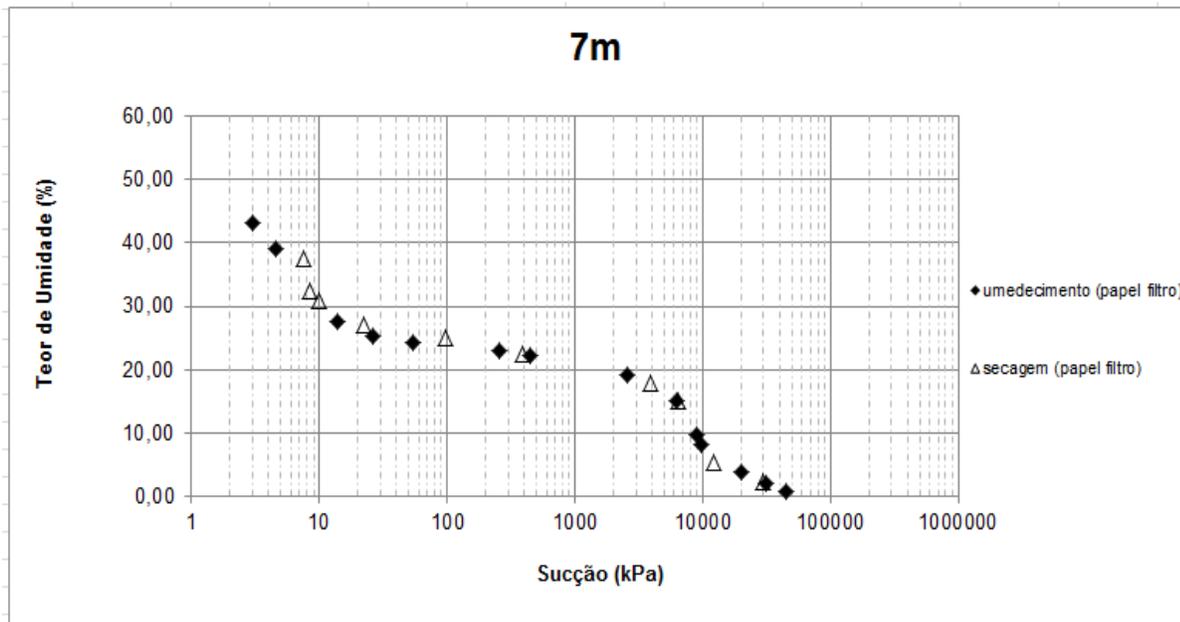


Figura 5.27 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial -7,0m (papel filtro).

Observando as curvas é possível notar que ambas (umedecimento e secagem) são bastante semelhantes em todas as profundidades, tanto os valores quanto a forma da curva. Para o traçado das curvas utilizou-se os melhores pontos obtidos nos ensaios para melhor visualização do comportamento do solo, descartando os sobrepostos.

Para melhor visualização, os dados obtidos pelo método de secagem foram agrupados em um mesmo gráfico como se pode observar na figura 5.28. É possível notar as pequenas diferenças, que ocorrem principalmente devido às diferenças entre as estruturas das amostras de diferentes profundidades.

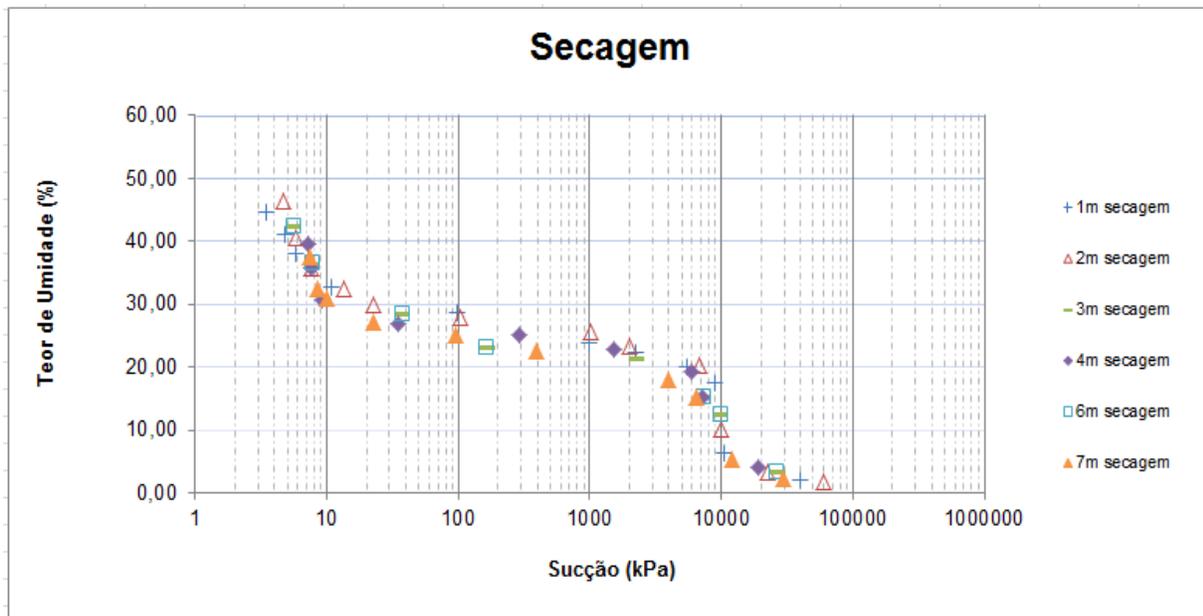


Figura 5.28 Curvas de retenção: teor de umidade gravimétrica vs sucção matricial (papel filtro- secagem).

O valor da entrada de ar foram bem próximos, podendo ser considerado iguais para todas as profundidades, em torno de 5 kPa.

O fenômeno de histerese foi verificado em algumas profundidades, porém com pouca expressividade, o que pode ser originado por bolhas de ar capturadas pelos vazios durante o umedecimento e/ou a alteração da estrutura decorrente da contração ou expansão do solo. Através da análise dos gráficos percebe-se a presença do fenômeno para profundidades menores, conforme a profundidade aumenta o mesmo tende a ficar menos evidente. A diferença entre as curvas é reduzida por possuírem um índice de vazios menor do que as amostras de profundidade superiores, conforme verificado nos valores dos índices físicos. Outra explicação seria o fato de apresentarem uma melhor distribuição dos poros.

Segundo Bonder (2008), o método do papel filtro pelo processo de umedecimento fornece uma curva com valores próximos aos pelo processo de secagem, devido à inundação (inundar, colocar água no corpo de prova). E também por ter influência, devido ao ciclo que pode ocorrer durante o umedecimento do corpo de prova (umedecimento-

secagem-umedecimento) na realização dos ensaios, pois quando se colocava água no corpo de prova (umedecimento), esperava-se um pouco para colocar o papel filtro, e nesse tempo de espera havia perda de umidade do corpo de prova.

5.7. Perfil médio do solo estudado

Para melhor compreensão um perfil médio do solo estudado foi desenvolvido. Foram feitos os cálculos das médias de cada parâmetro, do seu desvio padrão e do coeficiente de variação. Segundo Fonseca & Martins (1996), quando o coeficiente de variação (C_v) for menor ou igual a 10% têm-se pequena variabilidade, quando for maior que 10% e menor ou igual a 20%, têm-se média variabilidade e acima de 20% tem-se grande variabilidade. Utilizou-se o melhor resultado entre os valores do coeficiente de variabilidade entre os parâmetros para a definição das camadas e perfil médio (Figura 5.29 (a) e 5.29 (b))

Profundidade da Camada (m)	Descrição da Camada	LL (%)	IP (%)	LC (%)	γ_{mat} (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	e	n (%)	w (%)	σ_a (Kpa)	$\alpha(n,a)$ (KPA)	$\phi(n,a)$ (°)	$\phi(p,a)$ (°)
1,00	Areia Argilo- siltosa	50,90	20,70	20,60	14,10	30,4	1,77	64	28,30	180	185	5	24
7,00	Areia Siltosa	44,90	10,20	27,20	14,80	30,50	1,63	61,8	27	183,7	122,8	13	27,5
9,00	Site Arenoso	51,8	10	30	15,2	29,7	1,67	62,5	36,4	183	79,5	15	130

Figura 5.29 (a) Perfil médio e índices físicos do solo estudado

ENSAIO PENETRO MÉTRICO			N. de Golpes S.P.T.	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO						Posição da Amostra	Profundidade da Camada (m)		Torque kgf/m		
				10	20	30	40	50	60				TM	TR	H
01/15	01/15	01/15		2											0,7
01/20	01/25	01/25	1/25									1,00	Areia Argilo- siltosa	0	0
01/15	01/15	01/15	2								7,00	Areia Siltosa	0	0	45
01/15	02/15	02/15	4										2	0	45
01/15	02/15	02/15	4										2	0	45
02/15	03/15	04/15	7										4	2	45
02/15	03/15	04/15	7										4	2	45
03/15	04/15	05/15	7								9,00	Silte Arenoso	6	2	45
													10	8	45

Figura 5.29(b). Perfil Médio obtido com os dados do ensaio SPT.

Para a determinação da classificação textural do solo, empregou-se os resultados no ensaio de granulometria sem defloculante, já que na natureza o solo encontra-se neste estado.

Na tabela 5.13 estão detalhados os resultados dos cálculos para a granulometria, nesta tabela é possível observar que a análise se enquadra na baixa e média variabilidade para quase todo perfil, com exceção para a argila de 1 m a 7 m e areia de 7 a 9 metros.

Tabela 5.13 Coeficiente de variação: Granulometria.

Prof.(m)	Solos	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
0-1	Argila	26,5	-	-
	Silte	26,1	-	-
	Areia	47,4	-	-
2-7	Argila	12,34	6,99	56,65
	Silte	30,45	4,46	14,64
	Areia	57,21	6,84	11,95
8-9	Argila	12,85	-	-
	Silte	54,9	9,05	9,12
	Areia	32,25	16,48	28,28

Assim como para as porcentagens de solos, obtiveram-se também os valores de alguns índices físicos e dos limites de consistência, como é possível observar nas tabelas de 5.14 a 5.17. Para a camada de 0 a 1m do perfil não foi possível determinar estes parâmetros já que este não foi relacionado com nenhum outro dado da profundidade.

Tabela 5.14. Coeficiente de variação: Limites de consistência (2 a 7 metros)

	Limites de Plasticidade (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Coeficiente de Variação (%)
2-7	LL	44,90	0,70	1,54
	LP	34,70	2,88	8,30
	LC	27,20	2,88	10,30
	IP	10,20	2,28	22,35
	IC	1,85	1,11	4,12

Tabela 5.15. . Coeficiente de variação: Limites de consistência (8 a 9 m)

	Limites de Plasticidade e (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Coeficiente de Variação (%)
8-9	LL	51,80	3,68	7,10
	LP	41,86	2,46	5,88
	LC	30,00	1,22	4,18
	IP	9,95	1,22	12,25
	IC	1,60	2,84	7,80

Para estes parâmetros os valores encontrados são satisfatórios já que quase todos possuem coeficiente de variação abaixo de 10%, com exceção do índice de plasticidade do perfil.

Tabela 5.16. Coeficiente de variação: índices físicos (2 a 7 metros)

	Índices Físicos	Média	Desvio Padrão (%)	Coeficiente de Variação (%)
2-7	γ_{nat} (kN/m ³)	14,81	0,68	4,56
	γ_s (kN/m ³)	30,52	0,16	0,52
	e	1,63	0,14	8,70
	n (%)	61,83	2,13	3,45
	w(%)	27,00	1,20	4,44
	γ_d (kN/m ³)	11,67	0,59	5,01

Tabela 5.17. Coeficiente de variação: índices físicos (8 a 9 metros)

	Índices Físicos	Média	Desvio Padrão (%)	Coeficiente de Variação (%)
8-9	γ_{nat} (kN/m ³)	15,23	0,13	0,84
	γ_s (kN/m ³)	29,65	0,42	1,43
	e	1,67	0,05	2,76
	n (%)	62,50	0,71	1,13
	w(%)	36,45	2,82	7,76
	γ_d (kN/m ³)	11,15	0,35	3,17

O cálculo dos coeficientes de variação para os índices físicos também se mostraram satisfatórios apresentando baixo coeficiente de variação para o perfil.

A classificação proposta por Casagrande foi a mesma obtida para as camadas de solo observadas no item 5.1, assim como para a atividade da argila. O índice de consistência para as camadas que foram de respectivamente: 1,90, 1,75 e 1,51 indicaram que as amostras se encontram no estado semi-sólido, pois os valores de umidade natural estão abaixo dos valores de limites de plasticidade (LP).

Com base nos dados apresentados é possível afirmar que o perfil médio de solo está representado de uma forma abrangente e satisfatória, pois os valores do coeficiente de variação encontram-se dentro do intervalo satisfatório.

6.COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS OBTIDOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC E FEAGRI

Neste capítulo serão comparados os resultados obtidos durante a campanha de investigação laboratorial para se obter as propriedades geotécnicas do campo experimental da FEAGRI (Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp) no ano de 2006 e os resultados obtidos durante esta pesquisa no ano de 2010 do campo experimental da FEC (Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp). As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam as porcentagens de argila, areia e silte obtidas por meio de ensaios de granulometria a cada metro com uso de defloculante para o campo da Feagri e da FEC, respectivamente

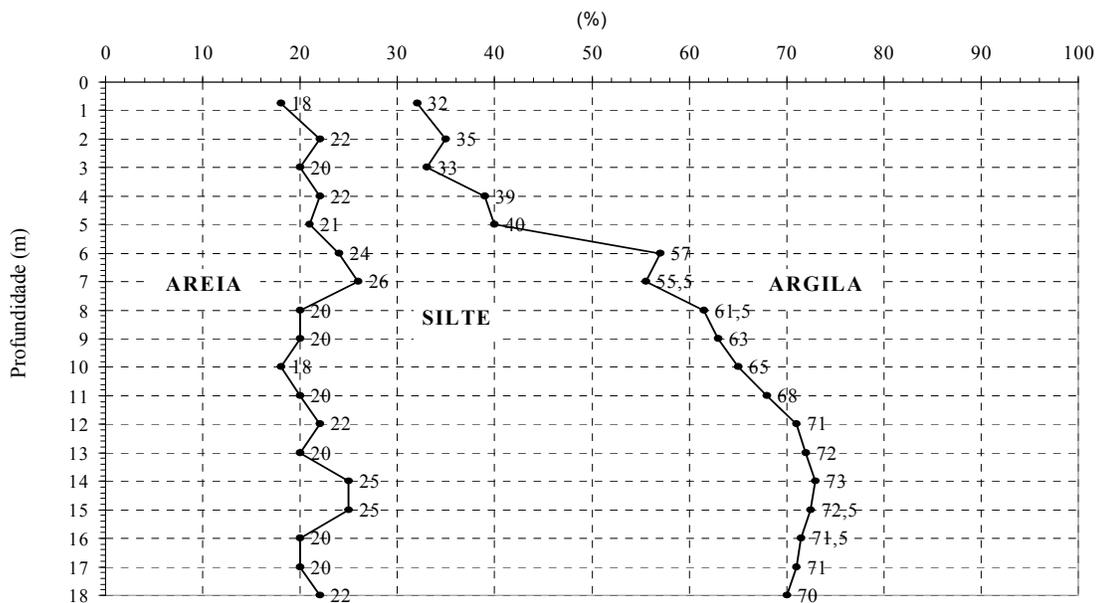


Figura 6.1 Variações das frações granulométricas do perfil com a profundidade do campo experimental da FEAGRI

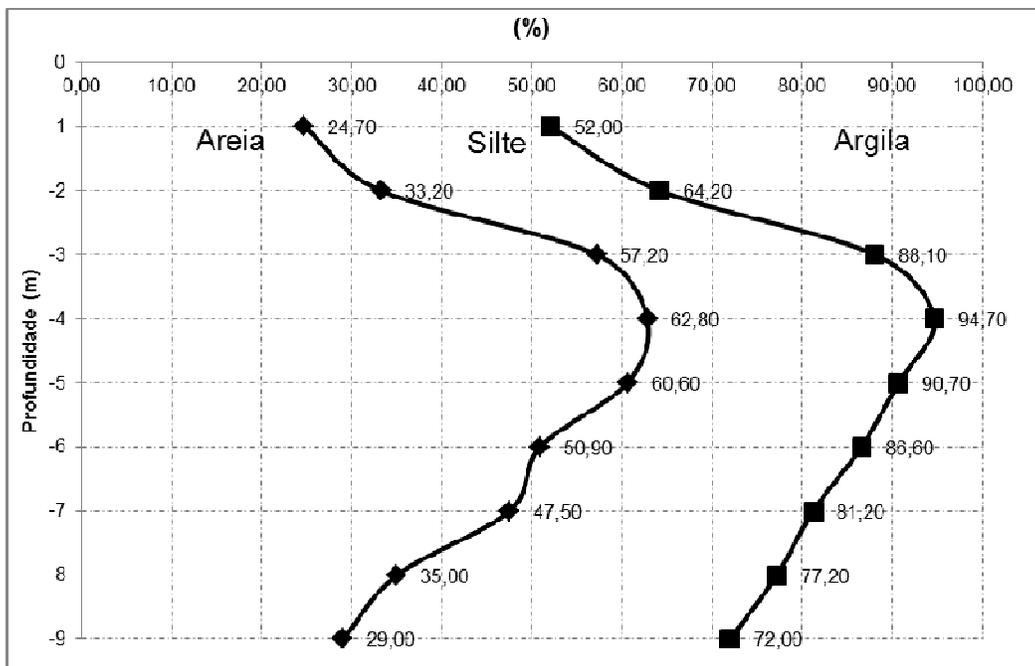


Figura 6.2 Variações das frações granulométricas do perfil com a profundidade do campo experimental da FEC

Através dos gráficos foi possível observar que há variações significativas entre as porcentagens de finos, principalmente para a argila. Para o campo da FEAGRI as porcentagens de finos são muito elevadas, já para o da FEC observa-se que a fração areia é maior principalmente entre 3m e 7m, a presença de silte é praticamente constante em profundidade, aumentando um pouco a partir de 8m de profundidade para ambos. Classificando o solo da Feagri na sua maior extensão como argila areno-siltosa e o da FEC como Areia silto- argilosa.

Quanto aos limites de Atterberg é possível observar através dos gráficos (Figuras 6.3 e 6.4) que o solo do campo da FEAGRI apresenta uma elevação do índice de plasticidade em profundidade, o que não foi verificado para o campo da FEC. O limite de liquidez e plasticidade se apresenta crescente com a profundidade até 11 m, o que também pode-se observar para o campo da FEC, porém até 8m de profundidade.

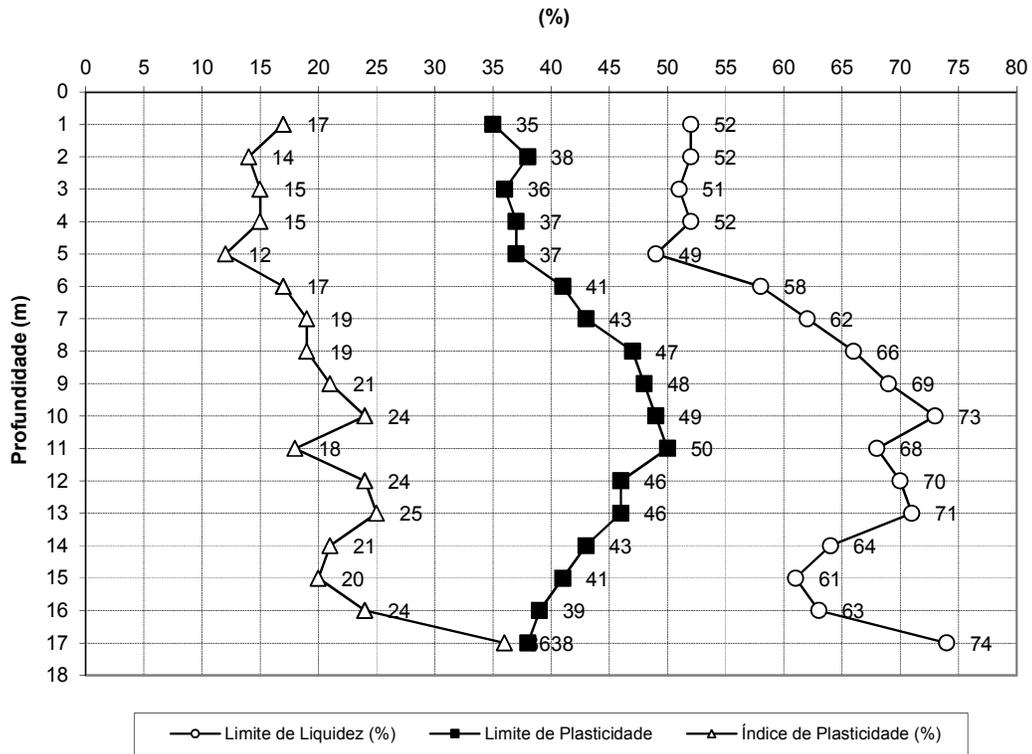


Figura 6.3. Variações dos limites de Atterberg em função da profundidade do campo experimental da FEAGRI

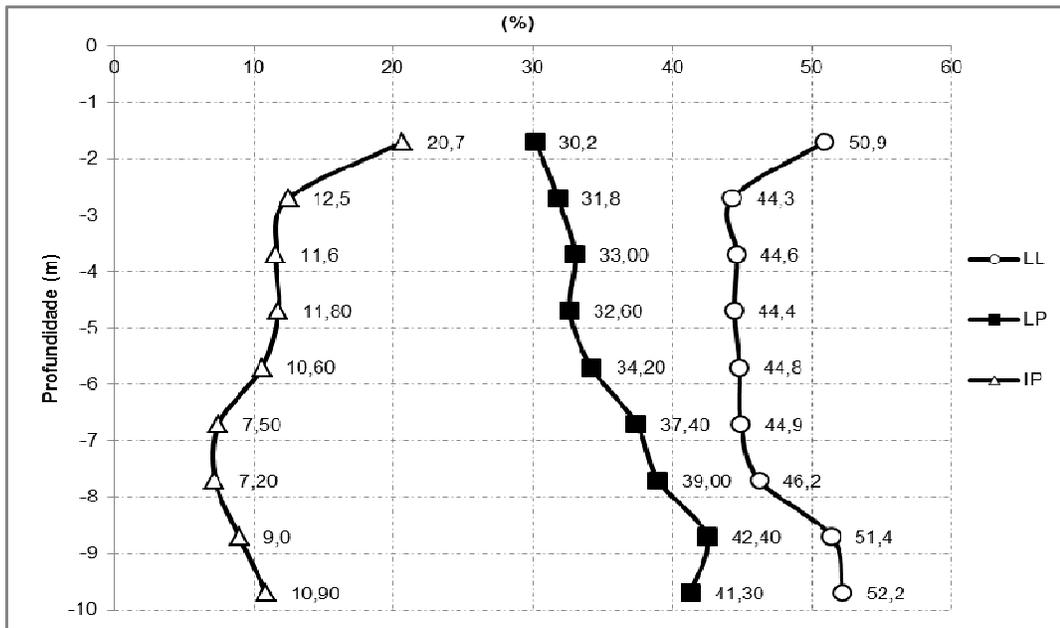


Figura 6.4 Variações dos limites de Atterberg em função da profundidade do campo experimental da FEC.

A Figura 6,5 e 6.6 apresenta os valores dos índices físicos obtidos por meio de ensaios laboratoriais e correlações.

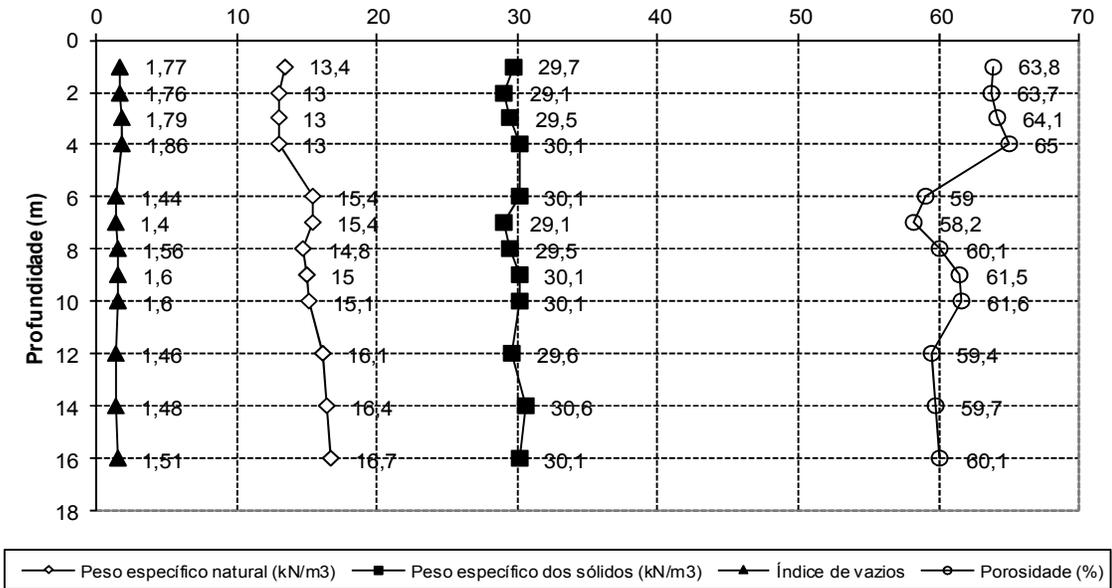


Figura 6.5 Valores de índices físicos obtidos por meio de ensaios laboratoriais e correlações do campo experimental da FEAGRI.

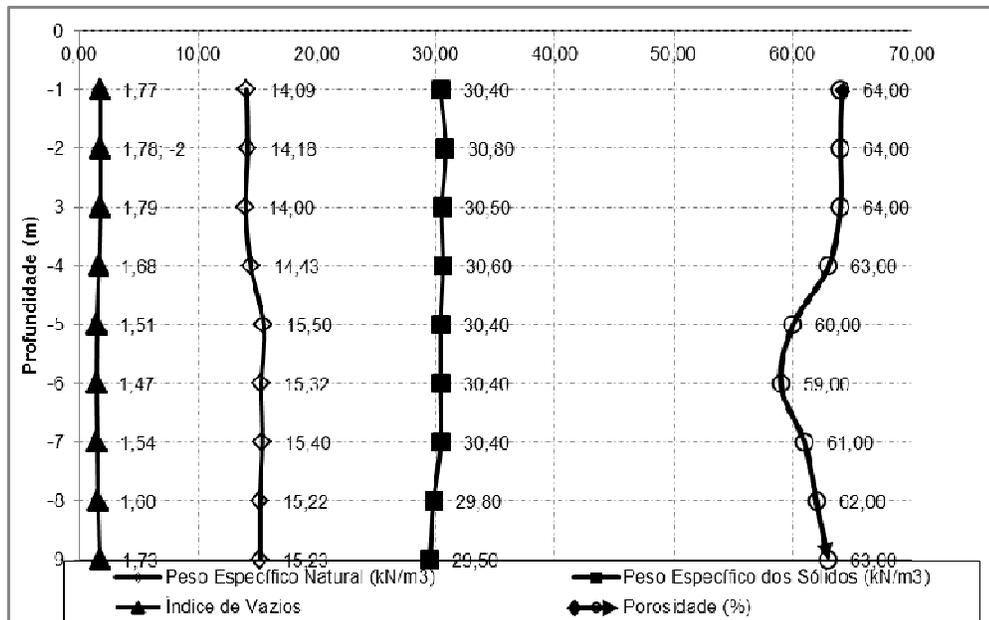


Figura 6.6. Valores de índices físicos obtidos por meio de ensaios laboratoriais e correlações do campo experimental da FEC

Com relação aos índices físicos, é possível observar através dos gráficos (Figura 6.5 e 6.6) e através dos valores de coeficiente de variação que não possuem grande variabilidade, Nas tabelas de 6.1 a 6.4 têm-se os valores obtidos para os perfis de solo.

Tabela 6.1 Cálculo do CV para o índice de vazios

Prof. (m)	e (FEC)	e (FEAGRI)	Média	Coeficiente de Variação (%)
1	1,77	1,77	1,77	0,00
2	1,78	1,76	1,77	0,80
3	1,79	1,79	1,79	0,00
4	1,68	1,89	1,79	8,32
5	1,51	1,44	1,48	3,36
6	1,47	1,40	1,44	3,45
7	1,54	1,56	1,55	0,91
8	1,60	1,60	1,60	0,00
9	1,73	1,60	1,67	5,52

Tabela 6.2 Cálculo do CV para o peso específico natural

Prof. (m)	$\gamma_{nat}(FEC)$ (kN/m ³)	$\gamma_{nat}(FEAGRI)$ (kN/m ³)	Média	Coeficiente de Variação (%)
1	14,09	13,4	13,75	3,55
2	14,18	13,0	13,59	6,14
3	14	13,0	13,50	5,24
4	14,43	13,0	13,72	7,37
5	15,5	15,4	15,45	0,46
6	15,32	15,4	15,36	0,37
7	15,4	14,8	15,10	2,81
8	15,22	15,0	15,11	1,03
9	15,23	15,1	15,17	0,61

Tabela 6.3 Cálculo do CV para o peso específico seco

Prof. (m)	$\gamma^S_{(FEC)}$ (kN/m ³)	$\gamma^S_{(FEAGRI)}$ (kN/m ³)	Média	Coefficiente de Variação (%)
1	30,4	29,7	30,05	1,65
2	30,8	29,4	30,10	3,29
3	30,5	29,5	30,00	2,36
4	30,6	30,1	30,35	1,16
5	30,4	30,1	30,25	0,70
6	30,4	29,1	29,75	3,09
7	30,4	29,5	29,95	2,12
8	29,8	30,1	29,95	0,71
9	29,5	30,1	29,80	1,42

Tabela 6.4 Calculo do C_v para porosidade.

Prof. (m)	n _(FEC) (%)	n _(FEAGRI) (%)	Média	Coefficiente de Variação (%)
1	64	63,8	63,90	0,22
2	64	63,7	63,85	0,33
3	64	64,1	64,05	0,11
4	63	65,0	64,00	2,21
5	60	59,0	59,50	1,19
6	59	58,2	58,60	0,97
7	61	60,1	60,55	1,05
8	62	61,5	61,75	0,57
9	63	61,6	62,30	1,59

Através dos valores de C_v obtidos constatou-se que o índice físico que apresentou a maior variabilidade foi o peso específico natural, mesmo assim com valores menores do que 10%, que pode ser considerado de pequena variabilidade.

Fazendo uma comparação entre os parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos em ensaios triaxiais (CU) a partir dos valores da tabela 5.10 do capítulo anterior e da figura 6.7 pode-se observar que o campo experimental da FEC apresenta elevada coesão em toda extensão do perfil. Quanto aos valores do ângulo de atrito, pode-se dizer que são praticamente da mesma ordem dos obtidos na campanha de ensaios da Feagri,

com valores baixos, explicando-se o fato pelo efeito da cimentação expressiva nessas amostras e representada por óxidos de ferro.

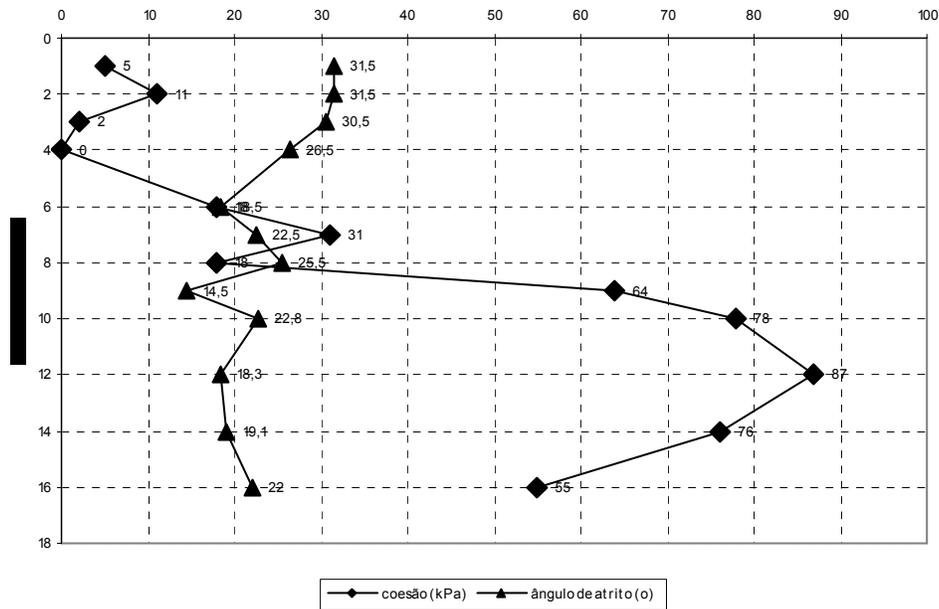


Figura 6.7. Parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos em ensaios triaxiais (CU) do campo experimental da FEAGRI.

Com relação a análise da colapsibilidade dos solos, os solos apresentaram-se com elevado índice de colapsibilidade, mostrando-se colapsível para todas as cargas de inundação, para ambos os campos experimentais em toda sua extensão como pode ser visto nesta pesquisa e no trabalho de Monacci (1995).

7. Correlações com outras características para os solos do campo experimental

O estudo das correlações existentes entre os parâmetros geotécnicos do solo é importante, entre outras coisas, para possibilitar a estimativa de um parâmetro de difícil obtenção em ensaio através de outro mais facilmente conseguido em campanhas de ensaios mais corriqueiros. A partir dos parâmetros geotécnicos obtidos para o solo em estudo, podem-se obter relações que permitam, por exemplo, diminuir o número de amostras a serem coletadas ou avaliar a qualidade dos ensaios.

No intuito de descrever os fenômenos observados durante a realização dos ensaios, os dados obtidos foram analisados, procurando-se correlacionar parâmetros fisicamente dependentes entre si. Através da construção de modelos matemáticos, que relacionassem as variáveis envolvidas no fenômeno, estabeleceram-se relações funcionais entre esses parâmetros. Procurou-se obter funções, de forma que se tivesse uma boa aproximação entre os valores observados na prática e aqueles calculados pelo emprego destas funções.

Com o auxílio de um programa de computador chamado: Wolfram Mathematica 7.0, foram efetuadas análises de regressão não lineares, que se constituem num instrumento de pesquisa, que tem como objetivo principal estabelecer o modelo de relacionamento.

Procurou-se obter correlações entre as grandezas abaixo:

- Índice de Compressão (C_c) em função do Limite de Liquidez (LL);
- Índice de Compressão (C_c) em função do Índice de Plasticidade (IP);
- Índice de Compressão (C_c) em função da densidade dos grãos (γ_s) e índice de vazios inicial da amostra (e_0);
- Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) em função do índice de vazios (e);
- Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) em função do índice de vazios (e) e Coeficiente de Uniformidade (CU);
- Índice de vazios (e) em função da profundidade de retirada da amostra (h);
- Tensão de Pré-adensamento (σ'_a) em função do Limite de Liquidez (LL)

a) Correlações para obtenção do Índice de Compressão (C_c)

a.1) - Índice de Compressão (C_c) em função do Limite de Liquidez (LL);

O coeficiente de compressão (C_c) é um parâmetro utilizado para a estimativa dos recalques. Sua obtenção é difícil, uma vez que é originado a partir do resultado do ensaio de adensamento que depende da estrutura do solo, muito suscetível a perturbações da amostra indeformada coletada em campo. Tal ensaio requer cuidados especiais no processo de amostragem e seus resultados podem ser afetados por amostras de má qualidade. Por outro lado, um parâmetro de fácil obtenção são os limites de consistência do solo e seus índices físicos, que não são afetados por perturbações de amostragem, já que podem ser realizados com a amostra amolgada. Uma primeira correlação foi apresentada por Terzaghi, resultante da observação de que os solos são tanto mais compressíveis quanto maior for seu LL:

$$C_c = 0,009 (LL - 10) \dots\dots\dots (7.1)$$

Para o solo em questão propôs-se a relação do coeficiente de compressão com o limite de liquidez do solo nos modelos: linear, parabólico e cúbico, obtendo-se os gráficos agrupados que podem ser observados na figura 7.1.

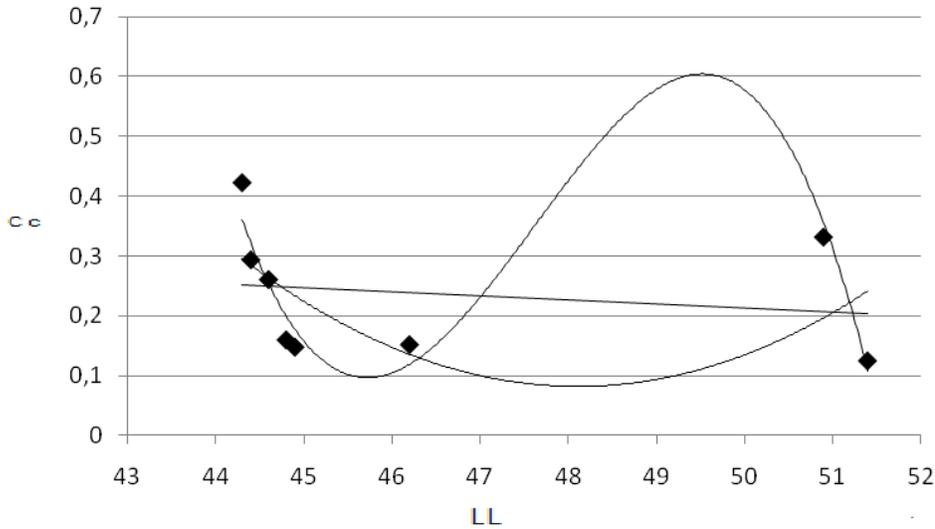


Figura 7.1 Modelo linear, parabólico e cúbico para correlação $C_c=f(LL)$

As equações obtidas foram:

$$C_c = -0,0018LL^3 + 2,572LL^2 - 122,297 LL + 1935,57 \dots\dots\dots (7.2)$$

$$C_c = 0,015LL^2 - 1,43LL + 34,39 \dots\dots\dots (7.3)$$

$$C_c = -0,0061LL + 0,52 \dots\dots\dots (7.4)$$

Como pode ser observado, o modelo linear e parabólico não se comportaram bem no ajuste da função, o modelo cúbico foi o que melhor se ajustou (figura 7.2)

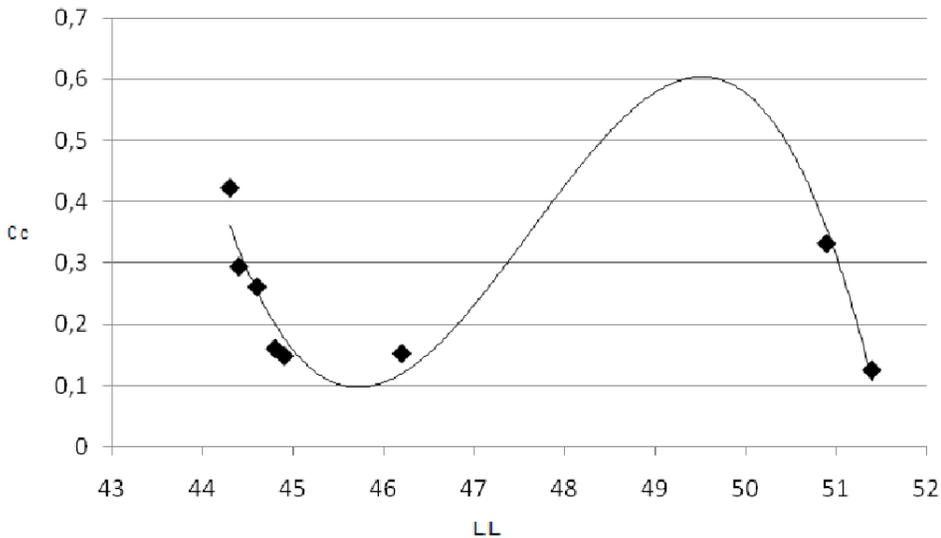


Figura 7.2 Modelo cúbico para correlação $C_c=f(LL)$

Matematicamente, a melhor função obtida corresponde à equação 7.2 Observando a forma do modelo cúbico notam-se oscilações, sendo assim, sua utilização tem validade para o intervalo de valores utilizados na obtenção da curva, já que na pratica os valores não costumam ter grande variação.

É importante ressaltar que os valores do primeiro, oitavo e nono metro foram utilizados para obtenção da função. Estes valores se apresentaram discrepantes em relação ao restante do perfil, o primeiro por sofrer ação direta do intemperismo e os últimos metros por estarem muito próximos da mudança de solo para um solo residual, como já dito anteriormente. Sendo assim, isto pode ter influenciado na obtenção do modelo cúbico para a correlação.

a.2) Índice de Compressão (Cc) em função do Índice de Plasticidade (IP);

Para a correlação com o índice de plasticidade, utilizaram-se também os modelos linear, parabólico e cúbico, onde o melhor ajuste ocorreu para o cúbico. Para o conjunto, obteve-se a função 7.5 e os dados apresentados no gráfico da figura 7.3 e tabela 7.1.

$$C_c = -0,00228IP^3 + 0,0884IP^2 - 1,022IP + 3,794 \dots\dots\dots(7.5)$$

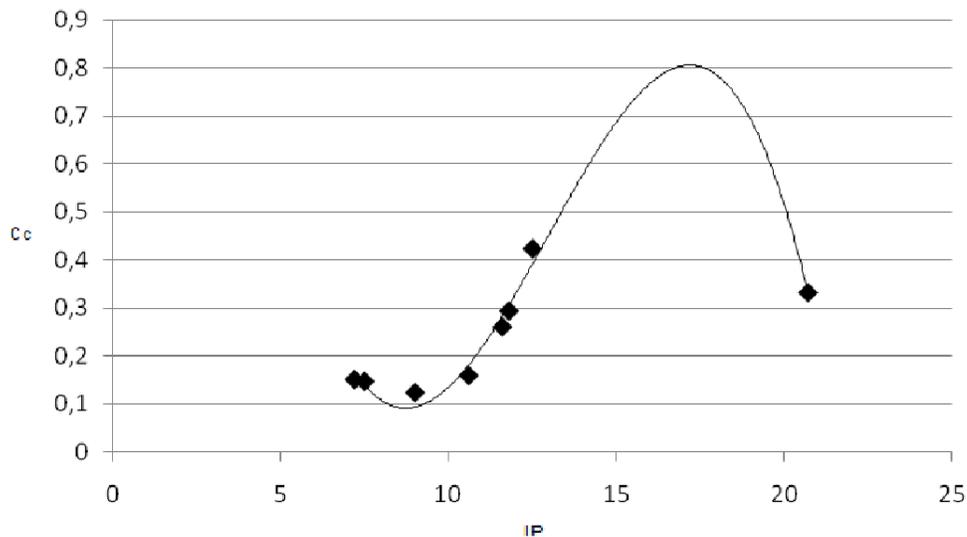


Figura 7.3 Modelo cúbico para correlação Cc=f(IP)

Tabela 7.1 Variação obtida para o modelo da correlação $C_c=f(IP)$

Observado	Calculado	Variação (%)
0,33	0,35	4,32
0,42	0,31	37,76
0,26	0,22	17,43
0,29	0,24	20,04
0,16	0,13	23,46
0,15	0,12	21,76
0,15	0,15	0,00
0,125	0,06	22,70

O calculo das variações percentuais foi feito tomando por base os valores observados, ou seja, os obtidos nos ensaios, e os valores de referencia os valores calculados pela função

Nota-se que os pontos se ajustam de maneira relativamente satisfatória à curva e, uma variação média de 18,43% foi encontrada entre os valores observados e calculados. Esta correlação obteve o mesmo comportamento obtido pela correlação do Índice de Compressão (C_c) com o Limite de Liquidez (LL), que também possui validade para o intervalo de valores obtidos. Sendo válido o mesmo esclarecimento dado a correlação a.1.

a.3) - Índice de Compressão (C_c) em função da densidade dos grãos (γ_s) e índice de vazios inicial da amostra (e_0);

Entre muitos dos pesquisadores que estudaram a correlação entre índices físicos e índice de compressão, pode-se citar Rendon – Herrero (1983), que propôs a seguinte correlação, relacionando o índice de vazios inicial e a densidade dos grãos:

$$C_c = 0,141G_s^{1,2} \left(\frac{1+e_0}{\gamma_s} \right)^{2,38} \dots\dots\dots(7.6)$$

Sendo assim, tomou-se por base, primeiro este tipo de equação proposta por Rendon – Herrero (1983) para a análise, uma função do tipo:

$$c = y^b * \left(\frac{1+x}{y}\right)^a$$

$$Cc = 6,165 \times 10^{-9} \cdot \left(\frac{1+e_0}{\gamma_s}\right)^{11,1798} \cdot \gamma_s^{14,7749} \dots\dots\dots(7.7)$$

Para este caso a variação entre os valores observados e calculados pode ser observada na tabela 7.2. Valores entre o intervalo dos dados foram aleatoriamente escolhidos para mostrar o ajuste da função como pode ser observado na figura 7.3 e 7.4.

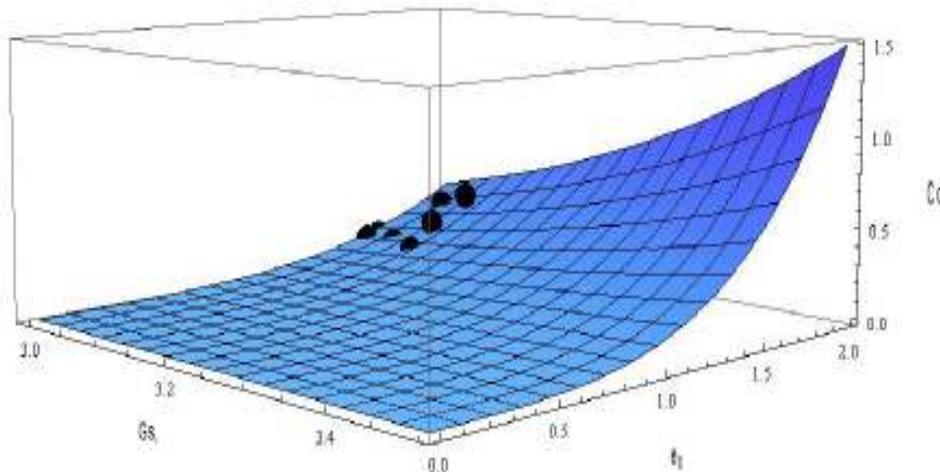


Figura 7.4 Visão 1 do Modelo obtido para correlação do tipo 1: $Cc = f(Gs, e_0)$.

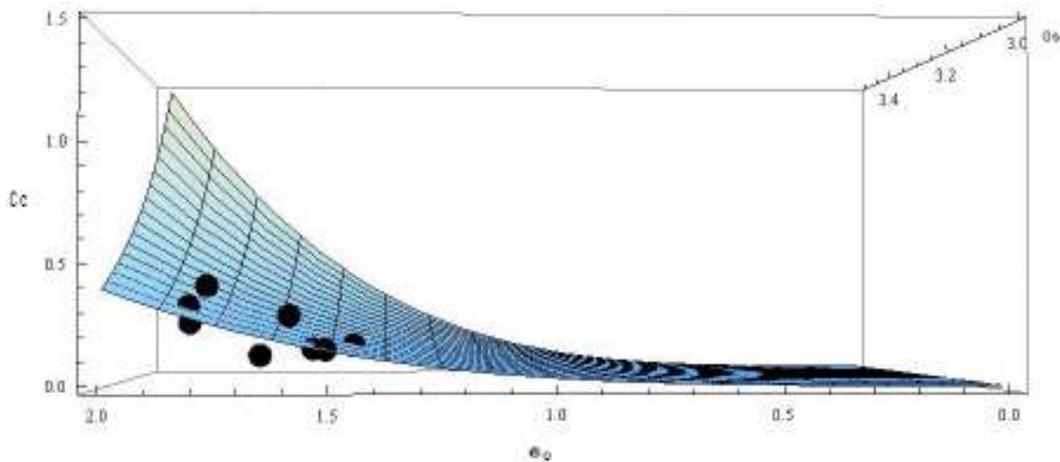


Figura 7.5 Visão 2 do Modelo obtido para correlação do tipo 1: $Cc = f(Gs, e_0)$.

Tabela 7.2 Variação obtida para o modelo da correlação do tipo 1: $Cc = f(Gs, e_0)$

Valor Observado	Valor Calculado	Variação (%)
0,33	0,32	3,51
0,42	0,34	19,83
0,26	0,33	20,79
0,29	0,23	22,22
0,16	0,16	1,42
0,15	0,15	0,00
0,15	0,18	14,82
0,13	0,20	33,42

É possível observar que a maioria dos valores obtidos estão relativamente próximos dos valores calculados pela função, apresentando valor médio de variação de 14%, e que os pontos aleatórios passam muito próximo da função obtida mostrando que a função encontrada para o solo em estudo é satisfatória.

A segunda correlação para os mesmos parâmetros foi obtida pela seguinte função para o solo em questão:

$$b * \left(\frac{x + 1}{y}\right)^a$$

$$Cc = 5,336 * \left(\frac{e_0 + 1}{Gs}\right)^{-3,502} \dots\dots\dots(7.8)$$

Para este caso o cálculo do erro também foi apresentado para melhor compreensão, como pode ser visto na tabela 7.3, assim como valores entre o intervalo dos dados, que também foram escolhidos para mostrar o ajuste da função como pode ser observado na figura 7.6.

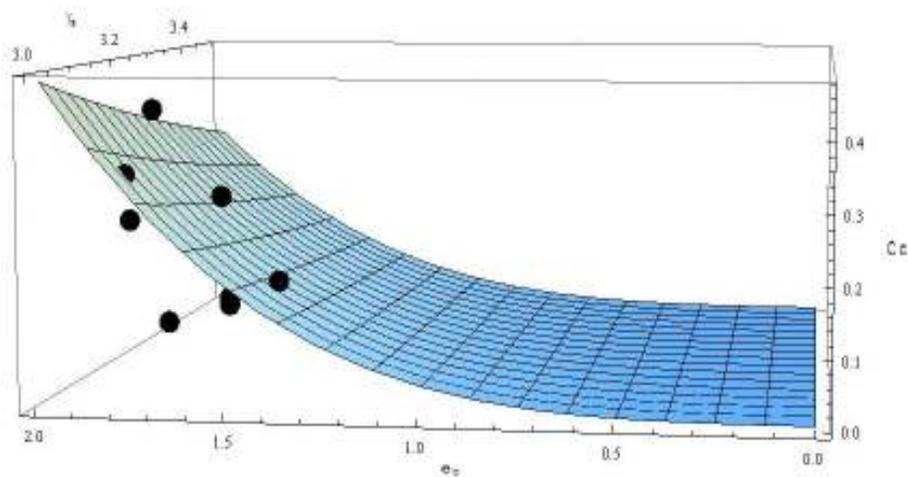


Figura 7.6 Visão do Modelo obtido para correlação do tipo 2: $C_c = f(\gamma_s, e_0)$.

Tabela 7.3 Variação obtida para o modelo da correlação do tipo 2: $C_c = f(\gamma_s, e_0)$.

Observado	Calculado	Varição (%)
0,33	0,34	5,24
0,42	0,30	29,13
0,26	0,32	19,76
0,29	0,20	30,77
0,16	0,14	11,80
0,15	0,16	5,80
0,15	0,18	17,48
0,13	0,24	46,32

É possível observar que os valores obtidos também estão relativamente próximos dos valores calculados pela função. Com valor médio de variação de 19,52%. A primeira obtida possui menor variação entre os resultados observados e obtidos, de acordo com os pontos dispostos, nota-se que se mostra mais adequada do que a segunda, tendo em vista que possui mais valores abrangidos pela função

b) Correlações para obtenção do coeficiente de permeabilidade

b.1) Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) em função do índice de vazios (e)

De acordo com observações experimentais Samarasinghe, Huang & Drnevich (1982) sugeriram que a condutividade hidráulica de argilas normalmente adensadas poderia ser dada pela seguinte equação:

$$K_v = C \cdot \frac{e^n}{1+e} \dots\dots\dots(7.9)$$

Onde C e n seriam constantes determinadas experimentalmente.

Mesmo o solo sendo classificado como pré-adensado, a relação obtida pelos autores foi utilizada para analisar o comportamento da função para o solo em estudo, já que foram testados vários modelos que não se apresentaram de maneira satisfatória. A equação obtida foi da seguinte forma.

$$K_v = 0,000107 \cdot \frac{e^{7,867}}{1+e} \dots\dots\dots(7.10)$$

O comportamento da função obtida para o intervalo estudado pode ser observado na figura 7.7, e o calculo da variação entre os valores observados em laboratório e obtidos pela função na tabela 7.4. Não é possível afirmar que o comportamento antes e depois deste intervalo seja o descrito, afirma-se o comportamento apenas para os valores em questão.

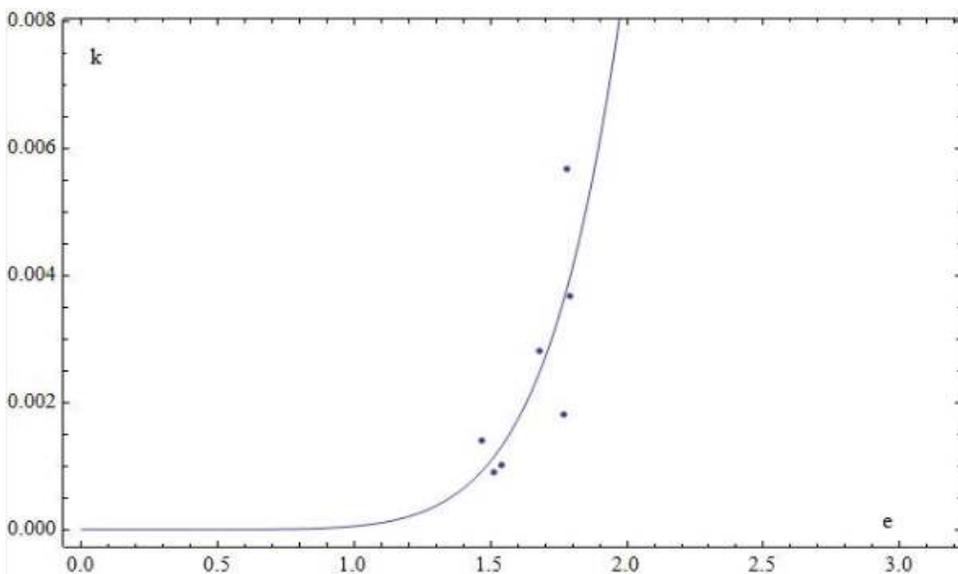


Figura 7.7 Modelo obtido para correlação $K_v=f(e)$

Tabela 7.4 Variação obtida para o modelo da correlação $K_v=f(e)$

Observado	Calculado	Variação (%)
1,82E-03	3,70E-03	50,78
5,69E-04	1,77E-03	67,93
3,69E-03	4,01E-03	8,07
2,82E-03	2,49E-03	11,68
9,30E-04	1,15E-03	19,37
1,41E-03	9,23E-04	34,52
1,01E-03	1,28E-03	21,26

Pode-se perceber através da figura que a função teve um comportamento razoável perante a análise, e que a variação entre os valores calculados e observados foi grande para o primeiro e segundo valor, no entanto, qualquer relação empírica deste tipo é apenas para a estimativa, pois a de K é um parâmetro muito variável e depende de vários fatores.

b.2) Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) em função do índice de vazios (e) e Coeficiente de Uniformidade (CU);

A correlação ente $K_v= f(e,CU)$ foi obtida sem defloculante Valores entre o intervalo dos dados foram aleatoriamente escolhidos para mostrar o ajuste da função como pode ser visto na figura 7.8

$$K_v = \left(\frac{e \cdot CU^{0,008215}}{1+e} \right)^{13,6459} \dots\dots\dots(7.11)$$

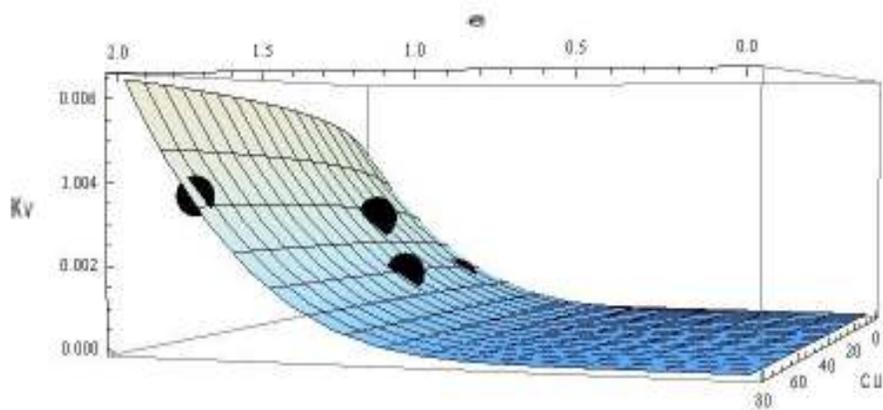


Figura 7.8 Modelo obtido para correlação $K_v = f(e, CU)$.

A tabela 7.5 apresenta a variação obtida para o modelo da correlação estudada, observa-se uma boa aproximação entre eles.

Tabela 7.5 Variação obtida para o modelo da correlação $K_v = f(e, CU)$.

Observado	Calculado	Variação (%)
3,69E-03	3,69E-03	0,01
2,82E-03	3,45E-03	18,20
9,30E-04	1,29E-03	27,76
1,41E-03	1,48E-03	4,99

Os pontos aleatórios passam muito próximo da função obtida mostrando que a função encontrada para o solo em estudo é satisfatória, assim como a variação entre os valores, que não é muito expressiva.

c) Índice de vazios (e) em função da profundidade de retirada da amostra (h);

Para a correlação entre o índice de vazios e a profundidade foram testados vários tipos de função, o melhor ajuste foi obtido pela equação cúbica, assim como para as correlações com o índice de compressão já apresentados.

$$e = -0,007h^3 + 0,0878h^2 + 0,2561h + 1,5911 \dots \dots \dots (7.12)$$

Na figura 7.7 e tabela 7.6 estão apresentados o comportamento da função obtida e o comportamento entre os valores laboratoriais e os obtidos pela correlação.

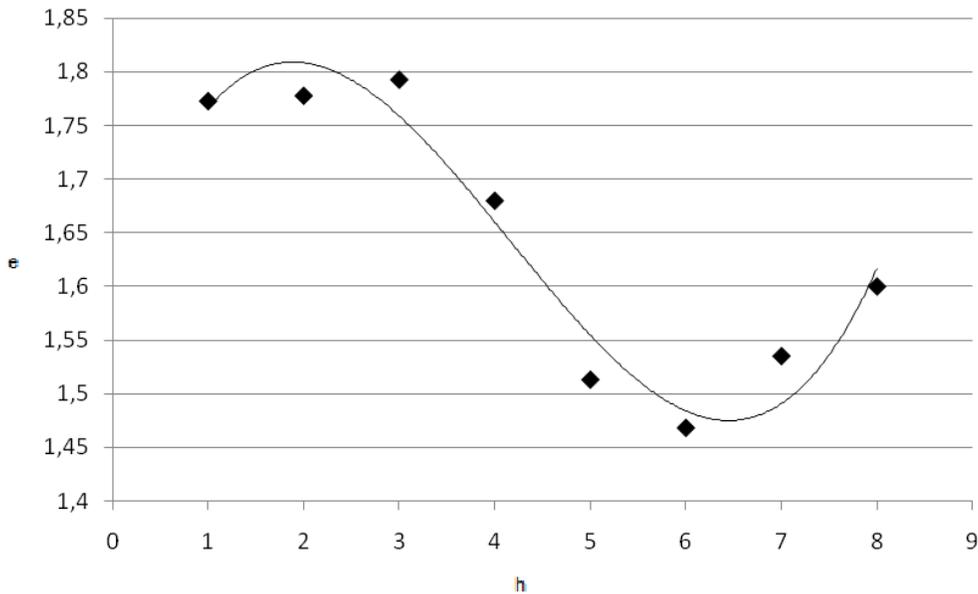


Figura 7.9 Modelo obtido para correlação $e=f(h)$.

Tabela 7.6 Variação obtida para o modelo da correlação $e=f(h)$.

Observado	Calculado	Variação (%)
1,77	1,76	0,00
1,78	1,80	0,02
1,79	1,76	0,02
1,68	1,66	0,01
1,51	1,55	0,03
1,47	1,48	0,01
1,54	1,48	0,04
1,6	1,60	0,00

É possível observar que os valores experimentais se ajustaram satisfatoriamente à curva e , estão muito próximos ao calculado pela função. A forma cúbica obtida serve para este intervalo de valores, assim como as correlações obtidas para os limites de liquidez, que apresentaram o mesmo modelo, sendo válida a mesma explicação.

d) Tensão de Pré-adsensamento (σ'_a) em fundação do Limite de Liquidez (LL)

Para a correlação da tensão de pré-adsensamento com o limite de liquidez duas formas serão apresentadas: uma parabólica e uma cúbica. As equações para ambas são apresentadas abaixo:

$$\sigma_a = -0,879LL^2 + 84,03LL - 1816,76 \dots\dots\dots(7.13)$$

$$\sigma_a = 0,335LL^3 - 48,62LL^2 + 2350,14LL - 37637,8 \dots\dots\dots(7.14)$$

Na tabela 7.7 estão apresentados a variação obtida para o modelo cúbico, que foi o que melhor se ajustou para os dados.

Tabela 7.7 Variação obtida para o modelo cúbico da correlação $\sigma_a = f(LL)$

Observado	Calculado	Variação (%)
180	180,32	0,18
178	170,61	4,48
163	171,97	5,21
178	176,64	0,76
185	184,71	0,16
183	182,71	0,16

Nas figuras 7.10 e 7.11 os gráficos obtidos através dos modelos.

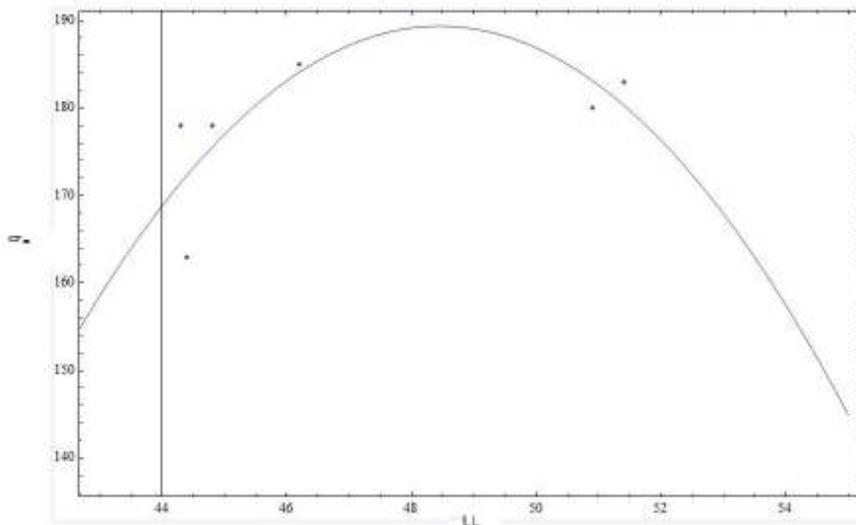


Figura 7.10 Modelo parabólico para correlação $\sigma_a = f(LL)$

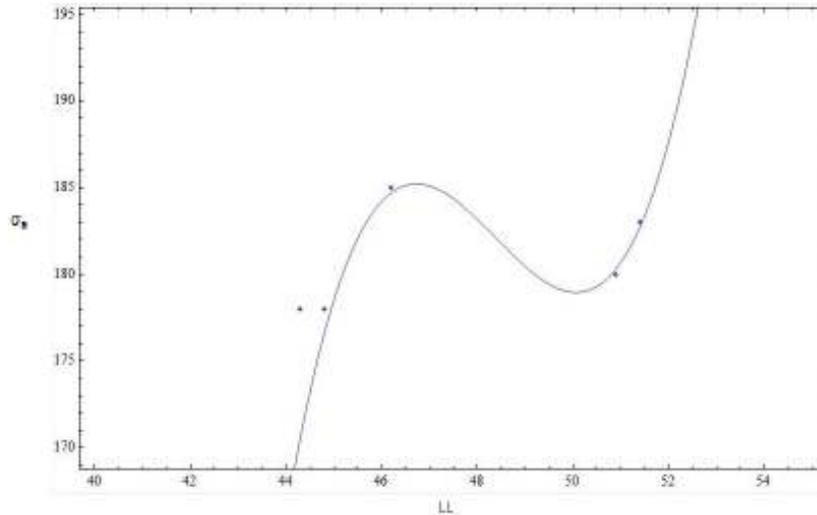


Figura 7.11 Modelo cúbico para correlação $\sigma_a = f(LL)$

A tabela com os erros calculados para o modelo parabólico não será apresentada já que observando os gráficos é possível observar que a função cúbica abrange uma quantidade maior de pontos, sendo assim, a melhor entre elas para o ajuste.

Observou-se que as correlações com o índice de liquidez a curva que melhor se ajustou, independente do parâmetro com que ele se relacionou foi a cúbica.

As correlações obtidas poderão fornecer uma estimativa dos diversos parâmetros geotécnicos para este tipo de solo e possibilitar uma orientação em outros programas de investigação, visto que podem ter áreas, principalmente do Estado de São Paulo, que são similares quanto a origem e característica geotécnica.

Na prática estas correlações têm um valor relativamente limitado, sobretudo ao fato de que outros fatores não considerados, podem exercer influência no parâmetro estimado. Assim estas expressões devem ser vistas como uma indicação de valores esperados e de maneira nenhuma substituem os métodos de ensaios mais precisos, muitas vezes onerosos.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dos resultados alcançados nessa pesquisa pode-se dizer:

- Os ensaios de caracterização indicaram o fato da camada superior do solo estar sujeita aos efeitos vindos da superfície, ação mais direta do intemperismo, notando-se uma variação nas curvas dos valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Consistência.

- Os resultados obtidos nos ensaios de limite de consistência permitiram segundo proposição de Jenkins (Caputo, 1998); como medianamente plástico, além de o Burmister (1949), que caracterizou o solo de plasticidade média

- A partir dos ensaios de granulometria conjunta com o uso de defloculante, verificou-se que as porcentagens de argila ficaram entre 0% e 50%, as porcentagens de silte ficaram entre 25% e 45%, e que as porcentagens de areia entre 20% e 65%. Sem o uso de defloculante, as porcentagens de argila caíram para 0% a 30%, as de silte aumentaram para 25% a 65%, e as de areia estão entre 25% e 70%. Isso demonstra a diferença do comportamento em campo e do ensaio de laboratório, pois o solo *in situ*, pode ser considerado laterítico e por consequência possui a estrutura formada por torrões ou grumos de argila. O solo conforme classificação granulométrica sob a ação do defloculante possui textura de argila silto-arenosa até a profundidade de 2 m, areia siltosa de 3 m até a profundidade de 8 m, e a partir daí silte areno-argiloso. Sem defloculante, o perfil se

constitui de areia silto-argilosa até a profundidade de 2 m, areia siltosa até a profundidade de 7m e a partir daí constitui-se de um silte arenoso até a profundidade 9 metros.

- A massa específica dos sólidos possui um valor relativamente alto, da ordem de 30 kN/m^3 e tende a diminuir em função da profundidade, e tem como explicação o alto teor de óxidos de ferro e alumínio, comprovando mais uma vez o caráter laterítico do solo.

- Os ensaios de adensamento realizados com saturação em determinados níveis de carga indicaram, segundo critério de Vargas (1978), que o solo é colapsível em toda extensão, possuindo maior valor de potencial de colapso em sua camada inicial.

- Complementando o estudo de adensamento apresentou-se os resultados do parâmetro OCR em relação a profundidade notando-se um elevado pré adensamento das camadas superficiais com redução gradativa com o aumento da profundidade, o que foi atribuído ao contínuo processo de umedecimento e secagem das camadas.

- Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais mostraram que não houve variação significativa do ângulo de atrito do solo nas amostras ensaiadas nos trechos normalmente adensados, o mesmo ocorreu como trecho pré-adensado, porém, os valores do intercepto de coesão foram relativamente elevados, o que pode ser explicado pelo efeito da cimentação expressiva nessas amostras, além da presença de óxidos de ferro.

- Dos resultados do ensaio de permeabilidade observou-se que não houve grande variação entre os valores obtidos na vertical e horizontal, demonstrando a propriedade isotrópica do solo, quanto à permeabilidade. Os valores de k_v e de k_h se apresentaram na ordem de 10^{-3} cm/s , indicando permeabilidade de areias finas, expressando as macroporosidades das estruturas dos solos finos lateríticos segundo Cozzolino & Nogami (1993).

- No ensaio de compactação obteve-se os valores médios característicos de Solo siltoso pouco arenoso, segundo Pinto (2006)

- As curvas de retenção de água do solo para o perfil estudado mostraram-se ser do tipo bimodal, típicas de solos tropicais com estruturas macro e microagregadas. Os valores de pressão de entrada de ar são relativamente baixos, próximo aos valores obtidos para areias, mostrando que o comportamento deste solo se assemelha em alguns aspectos, como a permeabilidade e a granulometria, a um solo granular.

- O fenômeno de histerese foi observado no perfil de solo, ao longo da profundidade, sempre mais evidente em amostras de solo com maior índice de vazios e em menores profundidades

- Com relação as correlações, pode-se dizer que:

a) Entre o Índice de Compressão (C_c) e o Limite de Liquidez (LL) o modelo cúbico foi o que melhor se ajustou, porém que para o intervalo utilizado para obtenção da curva. O mesmo foi observado para a correlação entre o de Compressão (C_c) e o Índice de Plasticidade (IP). O motivo que influenciou o melhor ajuste do modelo tem como explicação os valores de IP e LL obtidos experimentalmente apresentarem-se em determinados pontos discrepantes em relação ao restante do perfil, o primeiro por sofrer ação direta do intemperismo e os últimos metros por estarem muito próximos da mudança para um solo residual. Não apresentando boas correlações em outros modelos utilizados.

b) Para o Índice de Compressão (C_c) em função da densidade dos grãos (γ_s) e índice de vazios inicial da amostra (e_0) o modelo que melhor se ajustou aos dados foi o proposto por Rendon – Herrero (1983), a maioria dos valores observados estão muito próximos dos valores calculados pela função apresentando erros relativamente baixos, mostrando que os parâmetros geotécnicos do modelo responde de forma coerente ao experimental proposto

c) A correlação entre o Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) e o índice de vazios (e) foi feita e acordo com a proposta de Samarasinghe, Huang & Drnevich (1982). A função teve um comportamento comedido perante a análise, observando-se dispersão entre os pontos e , salientando que K é um parâmetro muito variável e depende de vários fatores.

d) O Coeficiente de Permeabilidade Vertical (K_v) em função do índice de vazios (e) e do Coeficiente de Uniformidade (CU) trouxe um ajuste adequado aos dados experimentais, abrangendo a maior parte dos pontos aleatórios testados.

e) O melhor ajuste para a correlação entre Índice de vazios (e) e a profundidade de retirada da amostra (h) foi obtido pela equação cúbica, visto que os valores do índice de vazios em função da profundidade se apresentam inicialmente crescentes, decrescem ao longo do perfil e nos últimos metros estudados voltam a subir. Os valores observados se mostraram muito próximos dos valores calculados pela função.

f) Para a correlação da tensão de pré-adensamento com o limite de liquidez a função cúbica abrange uma quantidade maior de pontos, sendo assim, a melhor entre elas para o ajuste.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986a) - Amostras de Solos - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. NBR 6457.1986.

_____. NBR 7181: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984a.

_____. NBR 7180: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984b.

_____. NBR 6508: Determinação da Massa Específica dos Grãos. Rio de Janeiro, 1984c.

_____. NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas (procedimentos). Rio de Janeiro, 1986.

ALBUQUERQUE, P.J.R. de; MASSAD, F.; CARVALHO, D. de e FERREIRA, M.A.M. (2001) Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice Tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio. Campinas/SP: UNICAMP, 2001. 198p.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. (1987). Special Problem soils. Proc. 9 th E.C.S.M.F.E. Dublin General Report, Section 5, 5.1- 5.60.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. *Géotechnique* 40, nº 3, p. 405-430.

BASMA, A.A. e TUNCER, E.R. (1992). "Evaluation and Control of Collapsible Soils". *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 118, nº 10, october, p.1491-1504.

BARDEN, L.; Mc GROWN, A.; COLLINS, K. (1973) The collapse mechanism in partly saturated soil. *ENGINEERING GEOLOGY*, vol 7, p.49-60. 1973.

BENATTI, Julio César Beltrame. Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2010. 189 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2010.

BENVENUTO, C. (1982) Uma Avaliação Teórico-Experimental do comportamento de alguns Solos Colapsíveis, Tese de Mestrado, EPUSP, São Paulo.

BOLINELLI Jr, H.L. Piezocone de resistividade: Primeiros resultados de investigação geoambiental em solos tropicais. Dissertação (Mestrado). Bauru: Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, 2004.

BONDER, B. H. (2008). Curvas de Retenção de água de um solo coluvionar de Campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, 2008.

BLIGHT, G.E. Aspects of capillary Model of Unsaturated Soils. In: ASIAN REG. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. Haifa, Israel, 1983. Proceedings... Haifa, 1983. v1, p. 1-7.

CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações, V.1, Livros técnicos e científicos. Editora S.A.1988

CARVALHO, I.G. (1995) Fundamentos da geoquímica dos processos exógenos. Bureau Gráfica e editora Ltda. Salvador/BA, 1995. 239p.

CARVALHO, J.C. (1994). Considerações sobre o estudo e análise do colapso de solos porosos naturais. Anais do 2 ° Simposio sobre Solos Não Saturados, AMSF- UFPE/ ABMS – NE, Recife- PE.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M. S., AND MONTGOMERY – SMITH, G. (1992). A low cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. Proc. Instn. Civ. Engrs., 92, p.82 – 89.

CAHNDLER, R. J e GUTIERREZ, C.I. (1986) The filter paper method of suction measurement, Geotechnique, Vol. 36, pp. 265-268.

Carvalho, D, Albuquerque, J.R.A. e Giachetti, H.L. (2000). Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações, IV SEFE, São Paulo, Vol. 3, p. 90-100.

Cavalcante, E.H.; Albuquerque, P.J.R.; Carvalho, D. et al. Campos experimentais brasileiros

CLEMENCE, S.P. & FINBARR, A.O. (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 7, nº 2-4, June, p.135-175.

CINTRA, J.C.A. (1998). "Fundações em Solos Colapsíveis". Escola de Engenharia de São Carlos – SP, 106p.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. (1993). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. In: Solos e Rochas, 16. São Paulo/SP, 1993. P. 77-91.

CRONEY, D. & COLEMAN, J. D. (1960). Pore pressure and suction in soil. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. London, Proceedings..., p. 31 – 37

DAS, Braja M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Thomson, 2007.

DE CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. W. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. A. S.; FONSECA, E.C. (1992). Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (I COBRAE), 1. Rio de Janeiro, RJ, 1992. Anais... Rio de Janeiro: Fundação Geo-Rio, 1992. v.III, p. 843-851.

DÉCOURT, L. e QUARESMA FILHO, A.R. (1994). "Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends". Proc. of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, India, January, Vol. 1, pp. 143-146.

DEERE, D. U. and PATTON, F. D. "Slope Stability in Residual Soils", State of de Art Report, IV COPAMSEF, Porto Rico, Vol. 1, pp. 87 – 120, 1971.

Delgado C. W. C., Resistência ao Cisalhamento dos Solos Coluvionares e Residuais Não Saturados da Vista Chinesa, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1993.

DE MELLO, V. F. B. "Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais". III Conferencia Sul Asiática de Engenharia de Solos, Hong Kong, 1972

DUDLEY, J.H. (1970). "Review of Collapsing Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, nº SM3, may, p.925-947.

EDIL, T. B., MOTAN, S. E.; TOHA, F.X. Mechanical Behavior and Testing Method of Unsaturated Soils. Lab Shear Strength of Soils. 1981.

EDIL, T. B. e MOTAN, S. E. (1984) Laboratory Evaluation of Soil Suction Components, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia, 7(4), pp. 173 – 181.

FERREIRA, R. S. M. (2007). Relatório de Pesquisa comportamento da variação de volume de solos devido à inundação. Departamento de Engenharia Civil, UFP, Recife, 2007.

FERREIRA, R. S. M. (2007a). Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. 2007. Salvador. Anais... ABMS, 2007, p. 593-618.

FERREIRA, S.R.M. (1995). “Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação”. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Março, 379 p.

FERREIRA, S. R. M. & LACERDA, W. A. (1993). “Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaio de Laboratório e de Campo”. Revista Solos e Rochas. Vol. 16, No 4, pp. 245-253.

FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. e BEVENUTO, C. (1990). “Uma Análise de Modelos Geotécnicos para a Previsão de Recalques em Solos Colapsíveis”. 6º CBGE. Salvador, Vol. 2, pp. 73-79.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D.; PEREIRA, A. (2004). Análise do potencial de colapso de solos coluvionares da formação Serra Geral/RS. In: Simpósio brasileiro de solos não saturados, 5, 2004, São Carlos. Anais... São Carlos: Suprema gráfica e editora Ltda, 2004. V. 1, p. 431-437.

FONSECA, A.P. Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na bacia do rio Bananal - SP/RJ. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

FONSECA, Jairo Simon & MARTINS, Gilberto de Andrade. Curso de Estatística. São Paulo. 6ª Edição, Atlas, 1996.

FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). "Equations for the Soil -Water Characteristic Curve". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, p.521 -532.

FREDLUND, D. G.; XING, A. & HUANG, S. (1994). Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, v.31, n °4, pp. 533 – 546, 1994.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. and WIDGER, R.A. (1978) - "The shear strength of unsaturated soils" - Canadian Geotechnical Journal, vol 15 n°3 - pp. 313-321

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1993.

FUTAI, M.M. (1997). "Análise de Ensaio Edométrico com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis". Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

FUTAI, M.M. (2000). "Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros". VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 1, pp.193-204.

FUTAI, M.M., CONCIANI, W. e SILVA FILHO, F.C. (2002). "Experimental and Theoretical Evaluation of Plate Load Test in Collapsible Soil". Proc. Third International Conference on Unsaturated Soils. Recife, Brazil. Balkema, vol. 2, pp. 721-726.

FUTAI, M.M. (1997). Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

FUTAI, M. M.; ALMEIRDA, M. S. 2002. Collapsible soil: a theoretical and experimental study. In: www.ejge.com/2002/Ppr0218/Ppr0218.html

GARDNER, W. R. (1937). A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. Soil Science, Vol. 43, N ° 4, p. 277 – 283.

GUTIERREZ, N. H. M. Influencias de Aspectos Estruturais no Colapso de Solos do Norte do Paraná. 2006. 325p. Tese de Doutorado em Engenharia (Geotecnia)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. Q

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N. e WAGNER, A.N. (1994). "Laboratory Filter Paper Suction Measurements". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 17, no 2, June, pp. 185-194.

HOUSTON, S.L., MAHMOUD, H.H.H e HOUSTON, W.N. (1995). "Down –Hole Collapse Test System". Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, vol.121, no.4.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy sub soils on wetting. In: IV International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering. Londres. Proceedings. Vol.1, p.316-319, 1957.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure. Proc. 4th Regional Conference for African on Soil Mech. Found. Eng., Durban, 99 - 105.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy sub soils on wetting. In: IV International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering. Londres. Proceedings. Vol.1, p.316-319, 1957.

JENNY, Hans. Factors of soil formation. A System of Quantitative Pedology, FOREWORD BY RONALD AMUNDSON University of California, Berkeley, 1994.

LACERDA, W.A.; MAHLER, C.F.; FERREIRA, S. R. M. Ensaio de campo para determinação das propriedades de solos não saturados. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: T.M.P. De

Campos & E. Q. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v.2, p. 505-536, 1997.

LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. Journal of Soil Mechanics and foundation Divison ASCE. 84. N. SM2, paper 1654.1958.

LEE, H.C. & WRAY, W. K. (1995) Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable. Unsaturated Soils, Vol 2, p. 615-622.

LUTENEGGER, A.J; SABER, R.T. (1988). Determination of collapse potential of soil. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, v.11 n.3, p. 173 – 178.

MARINHO, F.A.M. (1994). “Medição da Sucção com o Método do Papel Filtro”. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 2, pp. 515-522.

MARINHO, F. A. M. (1994). Shrinkage behavior of some plastic soils. PhD thesis – Imperial College, University of London.

MARINHO, F. A. M. (1995). A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, Anais...p.112-125, 18-20 out.1995.

MARINHO, F.A.M. & PINTO, C.S.(1997). Evaluation of pore size characteristic of plastic soils. III Simpósio de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro- RJ, vol. 1, p. 1- 11.

MARINHO, F. A. M., Medição de Sucção em Solos, Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2, 373-398, Rio de Janeiro, 1997.

MASSAD, F.. Escavações a Céu Aberto em Solos Tropicais da Região Centro-Sul do Brasil. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. v. 1. 96 p.

MEDERO, G. M. (2005). Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado. Tese de Doutorado, UFRGS. Porto Alegre/RS. 297p.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Ed. UFRJ, Rio de Janeiro, 380p.

MENDONÇA, M. B. (1990). *Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - Bahia*. Tese de Mestrado, COPPE, Rio de Janeiro.

MIGUEL, M. G.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; SAUEIA, F. N.; BENATTI, J. C. B.; MARQUE, R.; HAJNAL, V. H. J. (2007). Aspectos Geológico-Geotécnicos da Camada de Solo Argiloso, Laterítico e Coluvionar de Campinas/SP In: III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos do Centro-Oeste e Norte. Cuiabá/MT: CEFET/MT, 2007. v.1. CDRom.

MITCHELL, J. K. Fundamentals of Soil Behavior. University of California, John Wiley & Sons, Inc., USA, 1993, 437 p.

MITCHELL, J. K. and SOLYMAR, Z. V. Time Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand. *JL. Of Geotech. Eng.*, vol.110, N. °11, 1984

MONACCI, M.D. (2005). Estudo da Colapsibilidade de um Solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola- UNICAMP. Dissertação de Mestrado, UNICAMP. Campinas/SP.108p.

NAKAHARA, S.M. (1995) Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório. Porto Alegre, 143p. Dissertação de Mestrado – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo, VILLIBOR, 1995.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Editora Vilibor, 1996.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PRESA, E.P. Deformabilidade *de las Arcilas Expansivas bajo Succión Controlada*. Tese Doutorado, E. T. S. de Ing. de caminos canales y puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 1982.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. (1973). Collapse Potencial of Soils and Soil Water Chemistry. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, vol.2.2, 177-183.

REZENDE, L. R. (1999). Técnicas Alternativas para a Construção de Base de Pavimentos Rodoviários. UnB, 169p.

RICHARDS, B. G.; EMERSOM, W. W. and PETER, P. Discussion of "Evaluation of soil suction components" by T. B. Edil and S. E. Motan. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia, 9 (1): 41-45, March, 1986

Samarasinghe, A.M., Huang, Y.H., and Drnevich, V.P., "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No. GT5, June, 1982, pp. 835-850.

TOLEDO, M. C. M.; OLIVEIRA, S. M. B.; MELFI, A. J. (2000). Intemperismo e formação do solo. In: TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. Decifrando a Terra. São Paulo, Oficina de Textos, p. 113-138, 2000.

VARGAS, M. The concept of tropical soils. In: 1st Int. Conf. Geomec. Tropical Soils, Brasília, v.3, p. 101-134, 1985.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VARGAS, M., 1974, Introdução à Mecânica dos Solos, 1ª ed., São Paulo, McGraw Hill do Brasil.

VARGAS, M. (1953). "Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occuring in Southern Brazil.", Proc, III Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich. Vol. 1, p.67-71.

VARGAS, M. (1973). " Structurally Unstable in Southern Brazil". Proc. VII Internacional Conference oh Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow. Vol. 2, p. 239-256.

VARGAS, M. (1978). "Introdução à Mecânica dos Solos". McGRAW -HILL do Brasil. São Paulo. Vol.1, p.509.

VARGAS, M. (1970). Situação do conhecimento das propriedades dos solos brasileiros. In Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 4. 1970, Rio de Janeiro, V2, p. 45-76.

VAUGHAN, P.R. (1985). " Mechanical and Hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particulary as related to their structure and mineral componentes". First International Conference in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia.

VAZ, L.F. (1996). Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. Revista Solos e Rochas, São Paulo, Vol 19, n. 2, p. 117-136.

VAZ, L. F. Estudo Geologico de barragens. In: SPGA, 1, São Paulo, 1969.

VILAR, O.M. Ensaio de Campo em Solos não Saturados. Anais do III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro: Editora Freitas Bastos, v. 2, p. 491, 1997.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E.; E NOGUEIRA, J.B. (1981). Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1. Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro/RJ, v. 1, p. 209-224.

VILAR, O. M., Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos. São Carlos, SP. EESC-USP, Dissertação de Mestrado, São Carlos-SP, 1979.

VILAR, O.M. & MACHADO, S.L. (1997) "The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated". Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam, pp.309-314.

VILAR, O. M., *et al.* (1995). Ensaio de campo e laboratório em solos não saturados. In: Encontro sobre solos não saturados 1995. Porto Alegre. Anais... Porto Alegre/RS: 1995.

Villibor, D. F., Nogami, J.S., Serra, P. R. M. e Zuppolini Neto, A. (1996) Procedimentos Não-Tradicionais na Pavimentação com Solos e Ambientes Tropicais. *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Salvador, v.3, p. 1603-1633.

OLIVEIRA, O. M. & MARINHO, F. A. M., Aspectos da Curva de Retenção de Água de um Solo Residual Compactado, Anais do 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 279-287, São Carlos, SP, 2004.

POPESCU, M.E. (1986). "A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils". Engineering Geology. Vol. 23, Elsevier Science, Amsterdam, pp.145-163.

REGINATTO A.R. & FERRERO, J.C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry, In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow, Anais ..., 1973, volume 2.2, pp. 177-183.

SILVA, G. F. Interpretação do Ensaio Pressiometrico no Efeito de Inundação em Solo Não-Saturado. 1997. 101p. Dissertação de Mestrado em Engenharia ((Geotecnia) – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SOARES, J. M. D. Estudo do comportamento do depósito de argila mole da grande Porto Alegre. 1997. 300p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SWARBRICK, G.E. (1995). Measurement of soil suction using the filter paper method. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v.2, p. 653 – 658.

WOLLE, C. M. . Uso do Microscópio Eletrônico de Varredura na Observação da Microestrutura das Argilas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos., 1974, São Paulo. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos.. São Paulo, 1974. v. 2. p. 115-129.

10. ANEXO I - COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO

Anexo I- Comportamento Tensão x Deformação

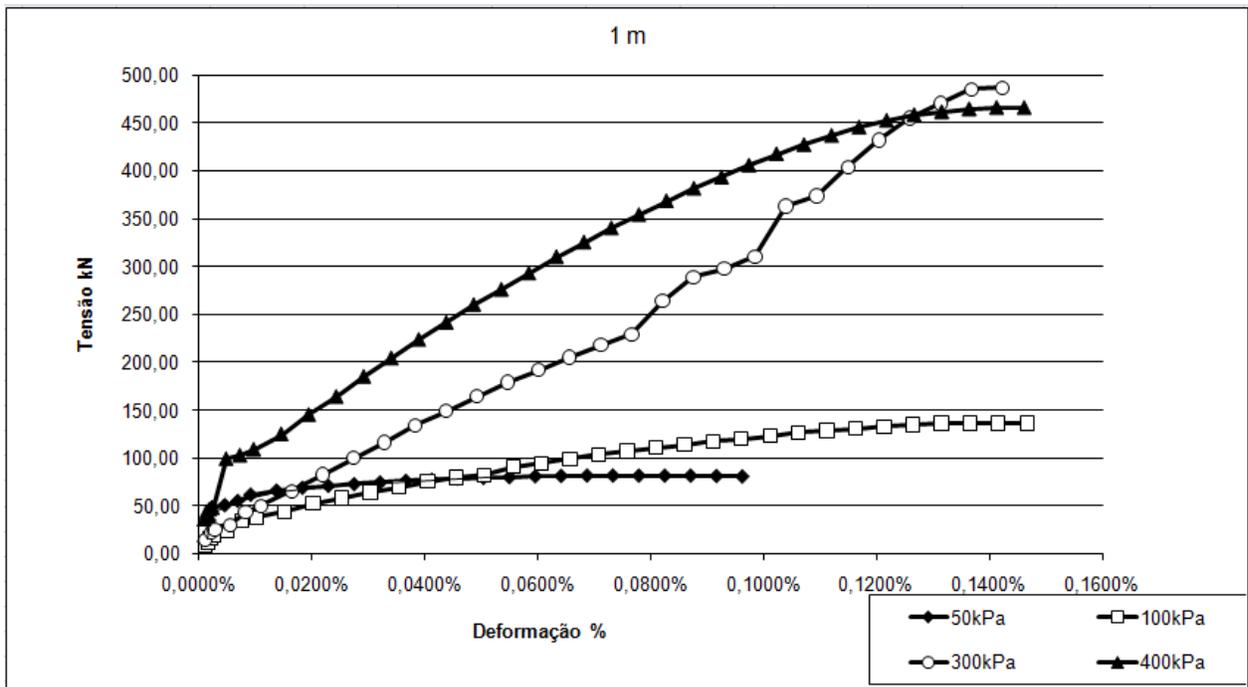


Figura I1- Comportamento tensão deformação para o primeiro metro.

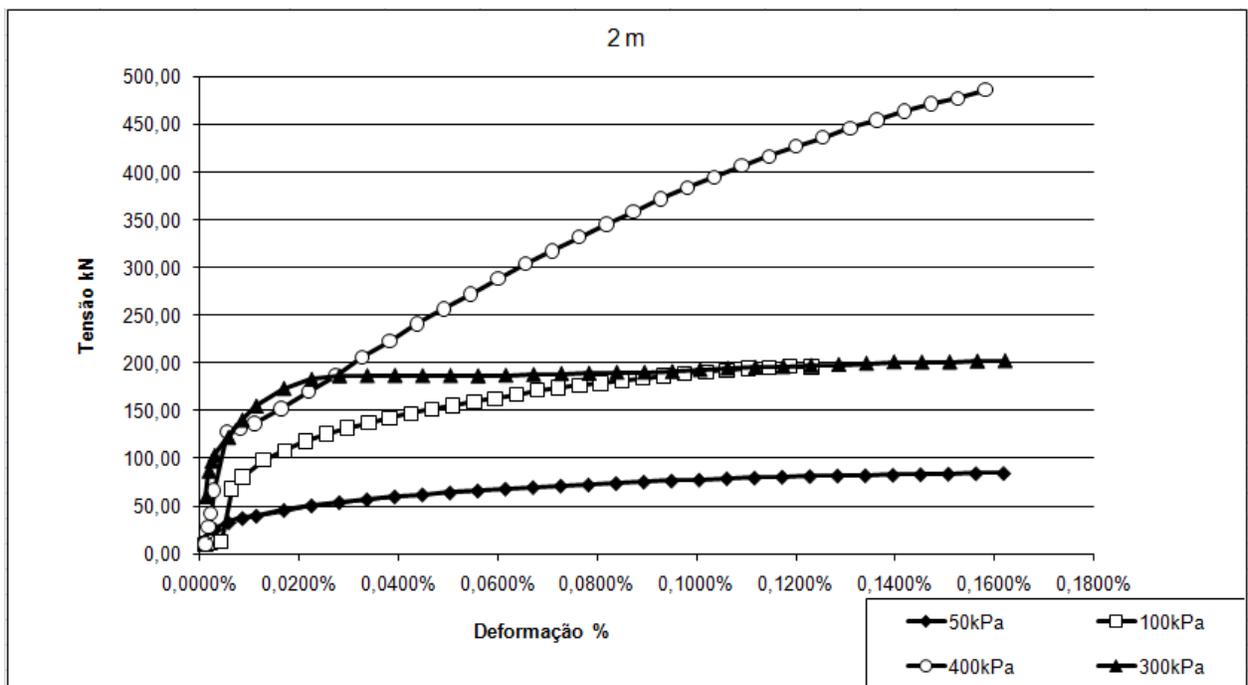


Figura I2- Comportamento tensão deformação para o segundo metro.

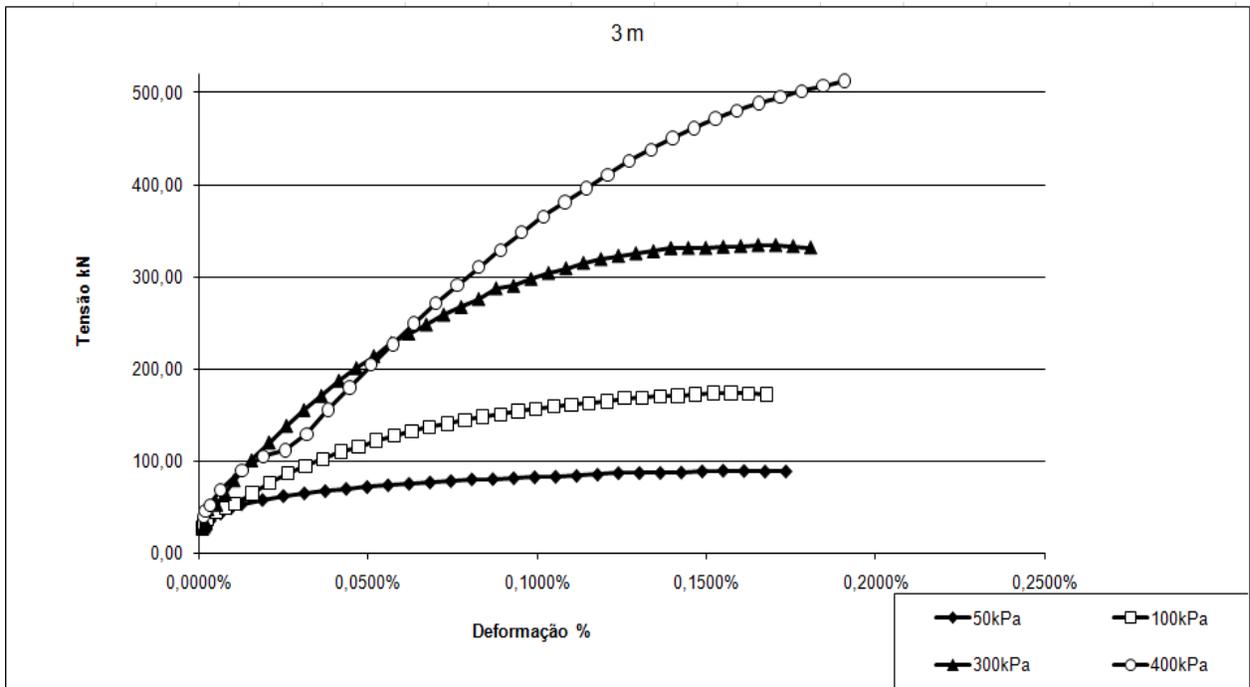


Figura I3- Comportamento tensão deformação para o terceiro metro.

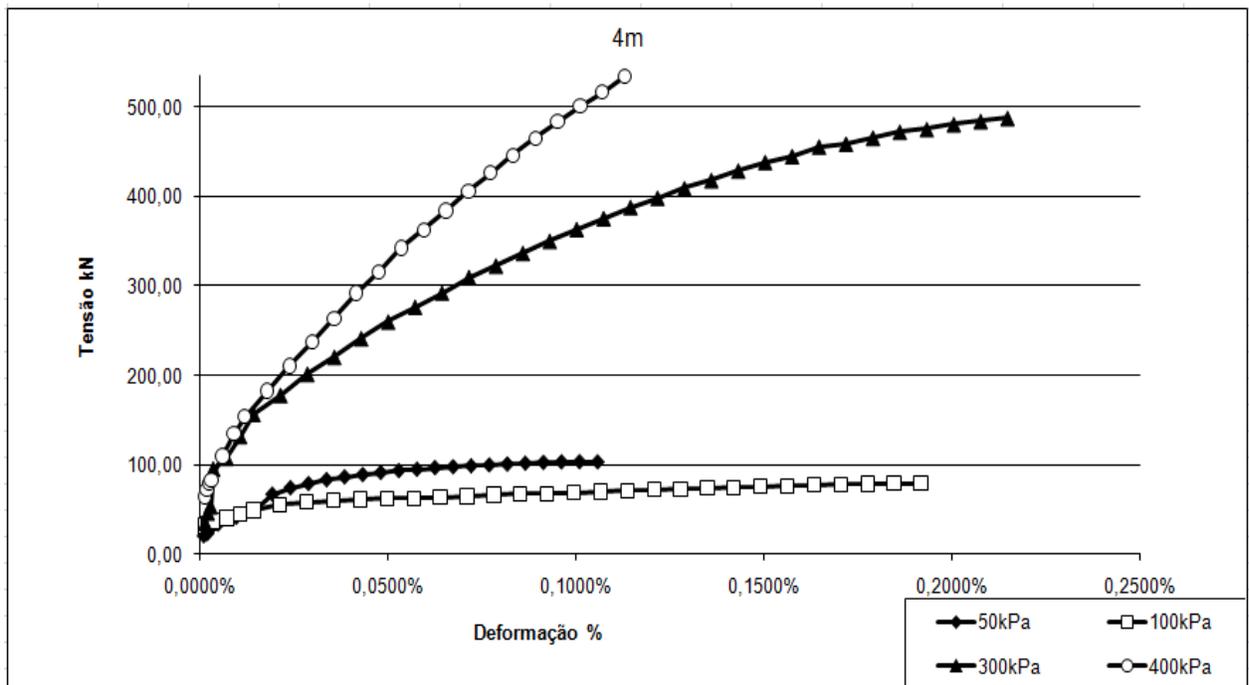


Figura I4- Comportamento tensão deformação para o quarto metro.

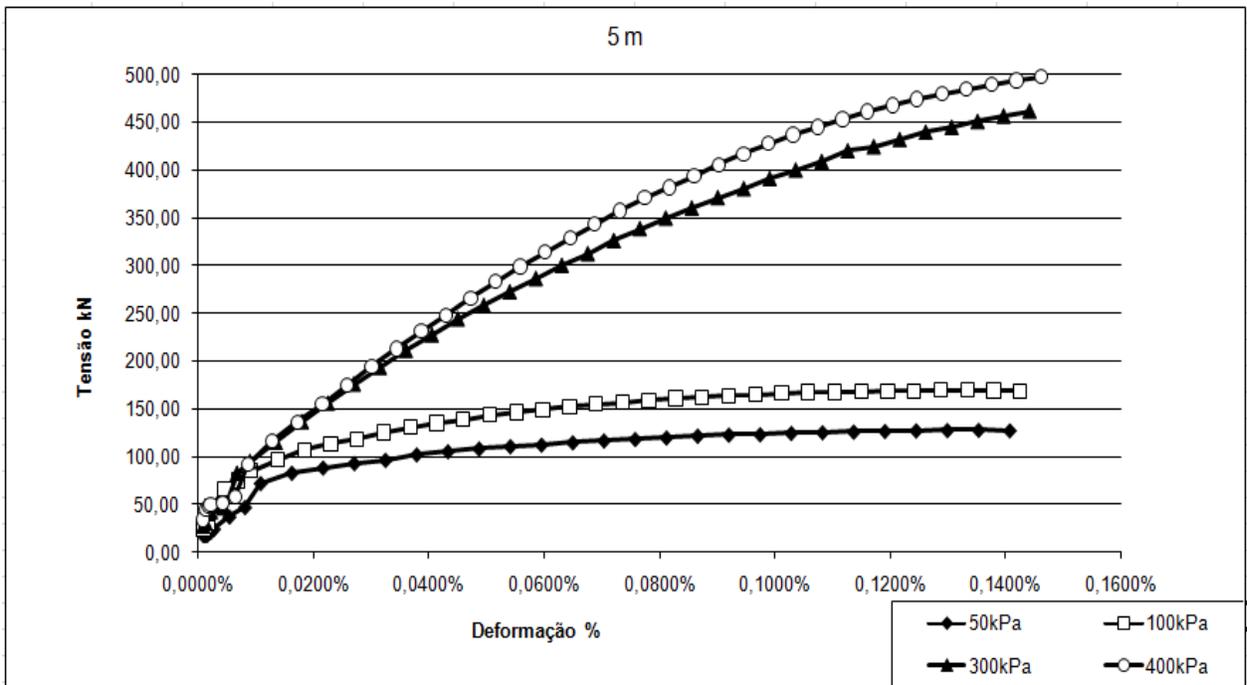


Figura I5- Comportamento tensão deformação para o quinto metro.

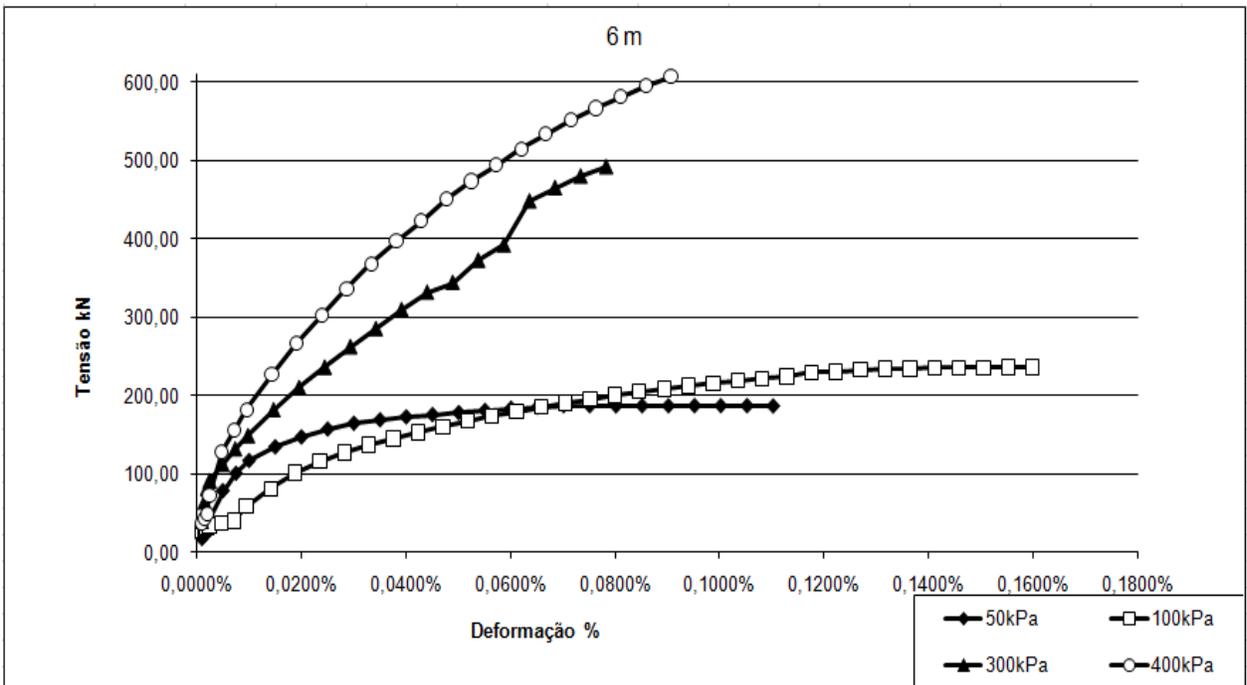


Figura I6- Comportamento tensão deformação para o sexto metro.

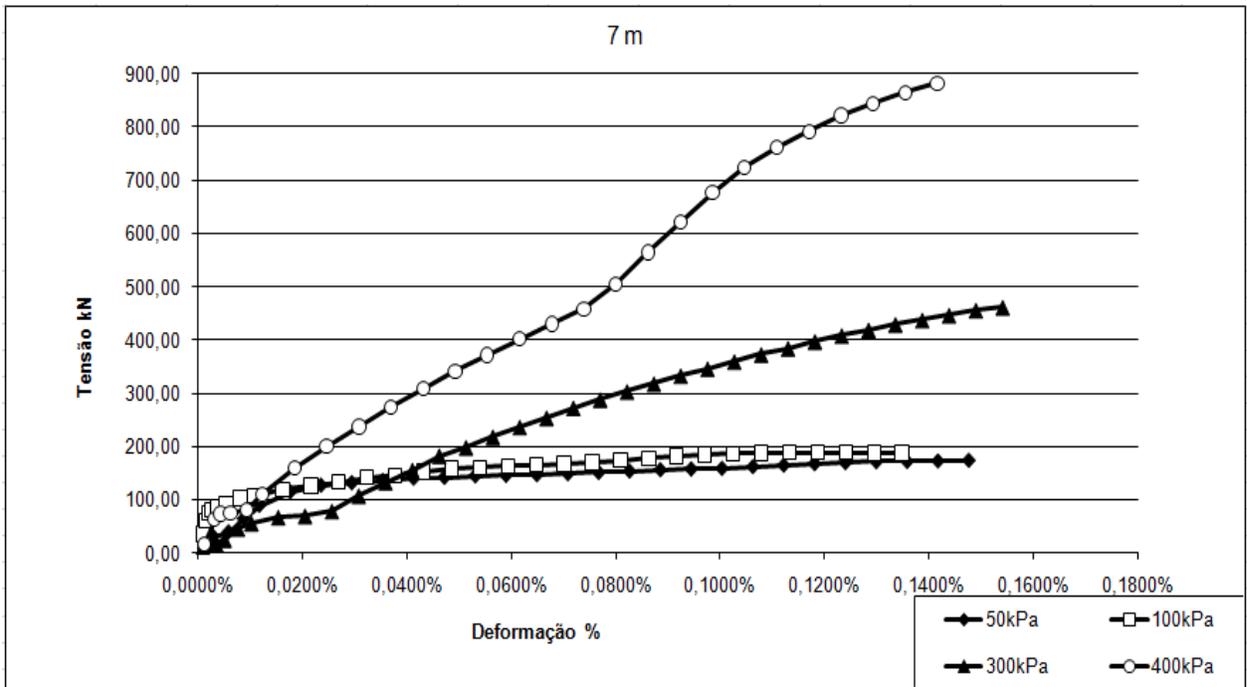


Figura I7- Comportamento tensão deformação para o sétimo metro.

11. ANEXO II – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA TOTAIS

Anexo II- Envoltórias de Resistência Totais

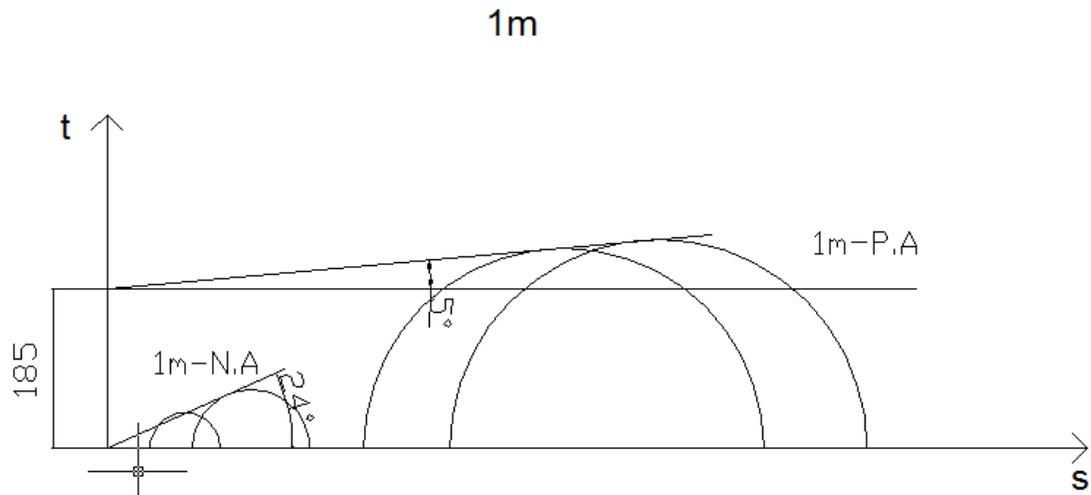


Figura II1- Envoltórias de resistência totais para o primeiro metro.

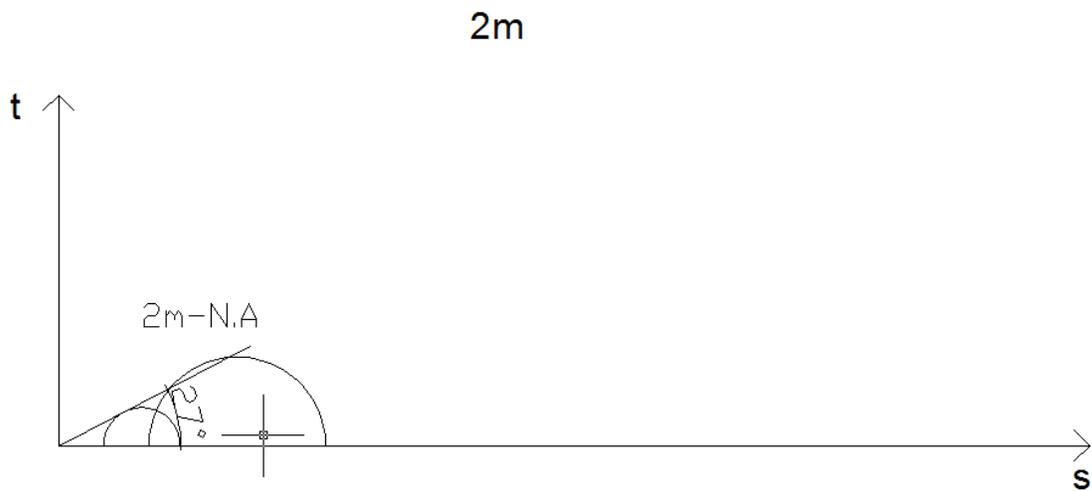


Figura II2- Envoltórias de resistência totais para o segundo metro.

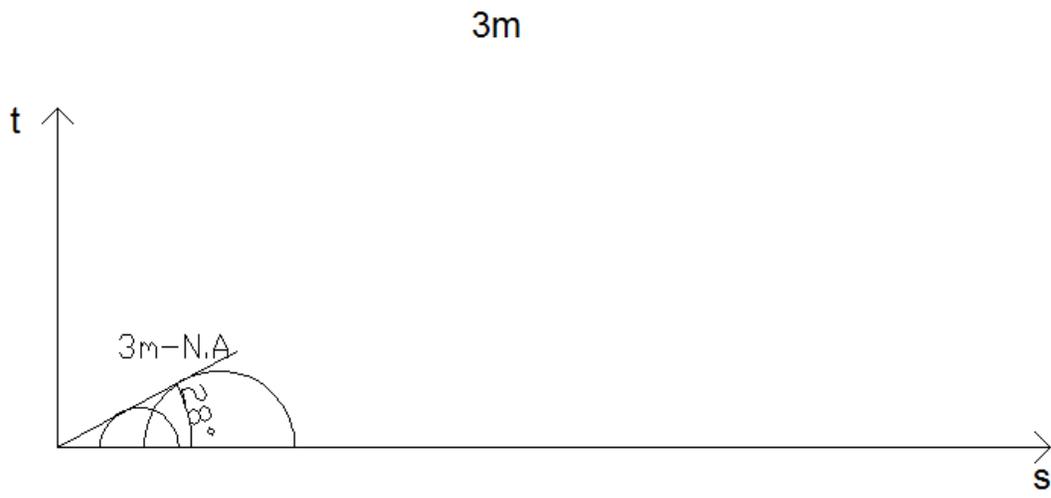


Figura II3- Envoltórias de resistência totais para o terceiro metro.

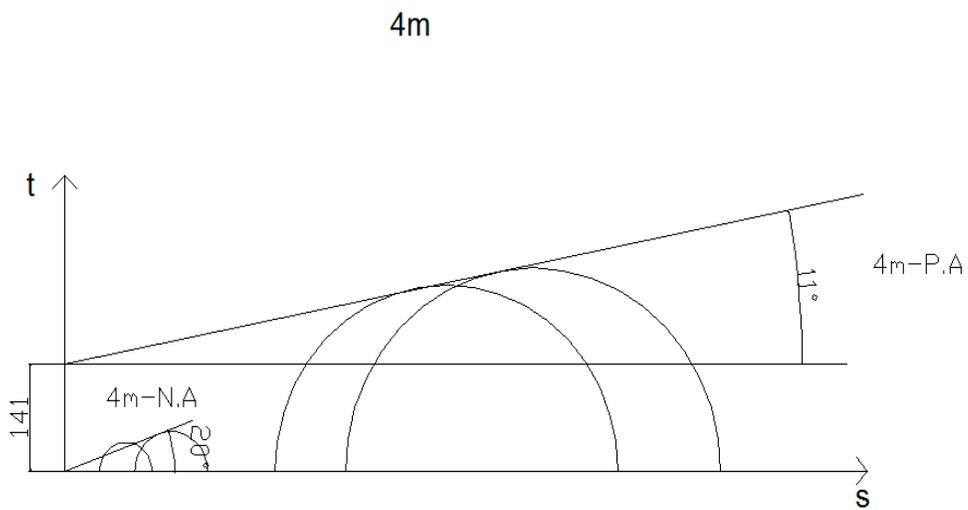


Figura II4- Envoltórias de resistência totais para o quarto metro.

5m

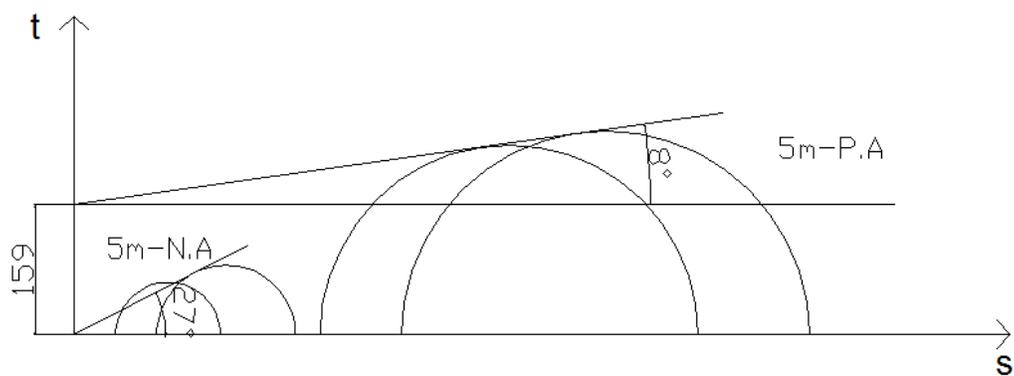


Figura II5- Envoltórias de resistência totais para o quinto metro.

6m

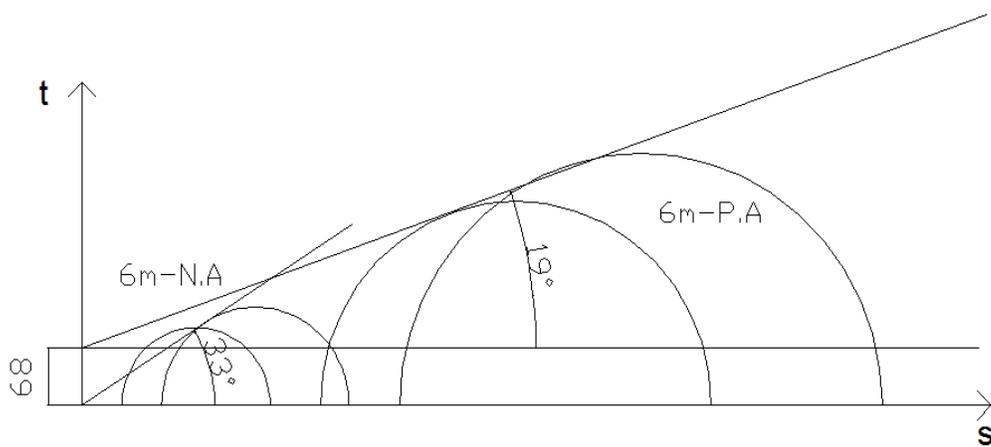


Figura II6- Envoltórias de resistência totais para o sexto metro.

7m

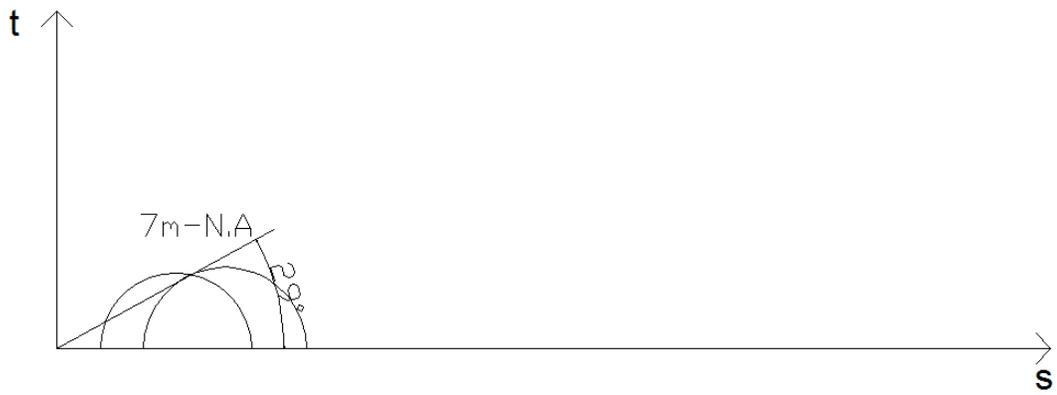


Figura II7- Envoltórias de resistência totais para o sétimo metro.

8m

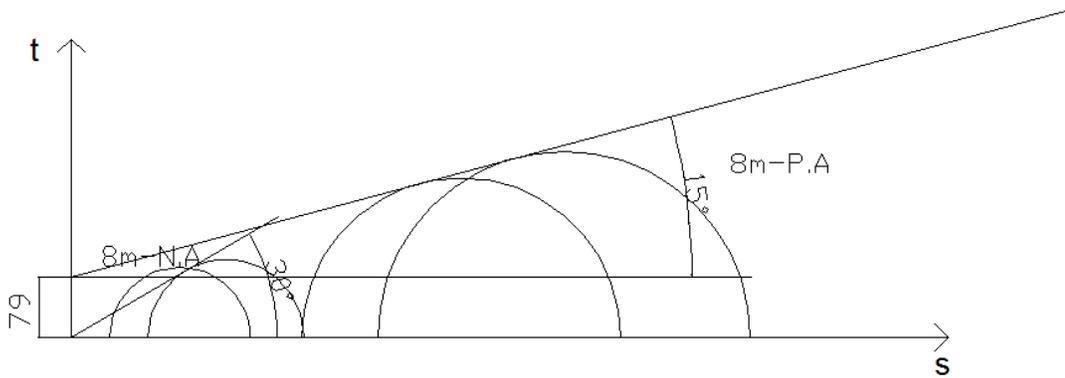


Figura II8- Envoltórias de resistência totais para o oitavo metro.