



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JAILLY MOREIRA XAVIER

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL
VOLTADO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Recife

2018

JAILLY MOREIRA XAVIER

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL
VOLTADO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Coorientadora: Prof.^a Dr.^a. Ana Patrícia Nunes Bandeira.

Recife

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

X3e Xavier, Jaily Moreira.
Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais / Jaily Moreira Xavier. – 2018.
175 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
Coorientadora: Profa. Dra. Ana Patrícia Nunes Bandeira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Solos não saturados. 3. Prova de carga. 4. Ensaio edométrico. 5. Grau de saturação. 6. Grau de compactação. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador). II. Bandeira, Ana Patrícia Nunes. (Coorientadora). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-432

JAILLY MOREIRA XAVIER

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL
VOLTADO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em: 13/09/2018.

BANCA EXAMINADORA

Prof^o. Dr. Roberto Quental Coutinho (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof^o. Dr. José Fernando Thomé Jucá (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof^o. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Examinador Externo)
Universidade Federal do Ceará

Prof^o. Dr. João Barbosa de Souza Neto (Examinador Externo)
Universidade Federal do Cariri

Ao meu esposo;

Aos meus pais;

Ao meu irmão.

Amo vocês!

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre me abençoar e cuidar de cada detalhe.

Ao meu esposo Kleyton Nunes pelo seu amor expresso em incentivo, confiança, companheirismo e compreensão em todos os momentos.

Aos meus pais, Joseane Caldas e José Bispo, que com amor, mesmo distantes, sempre me incentivaram e apoiaram.

Ao meu irmão Janyo Wendel, pelo amor e pelo incentivo.

À especial dedicação, confiança, apoio e conhecimentos transmitidos pelo meu orientador Roberto Coutinho.

Aos professores Ana Patrícia e João Barbosa, que com dedicação e paciência me auxiliaram durante todas as fases da pesquisa.

Aos professores do Curso do Mestrado em Geotecnia da UFPE pelos conhecimentos transmitidos, em especial ao Professor Silvio Romero pela ajuda nas análises das micrografias.

Aos colegas do curso, que me ajudaram nos momentos difíceis e que também compartilharam comigo momentos felizes, em especial a Higo Tavares, Graciane Tavares, Bruna Naiane, Elton Maia, Celene Alves, Santiago Lacerda, André Bezerra e Frederico César.

A todos os meus familiares pelo incentivo e suporte quando necessário.

À família do meu esposo, que sempre esteve disposta a me apoiar, em especial à minha cunhada Keyla Nunes, pela companhia durante a minha estadia em Recife.

À Fernanda Cavalcanti, pela amizade e por nunca medir esforços para me ajudar no que eu precisar.

À Karine Góes, Taysa Dias e Adrícia Estima, por me acolherem em Juazeiro do Norte.

Aos técnicos de laboratório, alunos e ex-alunos da UFCA, que me ajudaram na fase experimental da pesquisa, em especial a Samuel Celestino, Maciel Moura, Damião Wellington, Cícero Fábio, Igor Santos, Diana Gonçalves, Ian Brasil, Fernanda Mota,

Davi Teles, Beatriz Lima, José Jair, Assis Filho, João Victor, Eliakim Lemos, Laís Chaves e Ícaro Landim.

Ao encarregado Marcondes e à engenheira Paloma da empresa Borges Carneiro, e ao engenheiro Mozart da Pollux, pelo suporte dado em alguns ensaios de campo.

À Construtora Plana pelo fornecimento do caminhão para a realização das provas de carga em placa.

Ao professor Gerson e aos auxiliares do Laboratório de Mecânica dos Solos da UNIVASF, que contribuíram na realização de parte dos ensaios de laboratório e no empréstimo do equipamento de sondagem SPT.

Ao CNPq pelo apoio financeiro através das bolsas de estudo e de Produtividade em Pesquisa.

RESUMO

Os solos colapsíveis são solos não saturados que, quando umedecidos, sofrem redução de volume, podendo provocar recalques nas fundações e danos às estruturas. As fundações superficiais são as que estão mais sujeitas ao recalque por colapso, pois, geralmente, estão apoiadas em uma profundidade onde as variações sazonais interferem no comportamento do solo. O presente trabalho tem como objetivo caracterizar geotecnicamente um solo colapsível e avaliar o comportamento deste solo quando submetido a um processo de umedecimento e a sobrecargas. Para tanto, foram realizados ensaios de campo e de laboratório, que incluíram sondagens SPT-T, coleta de amostras, ensaio de permeabilidade “in situ”, provas de carga em miniatura, provas de carga sobre placa, ensaios de caracterização, curvas características, análise da microestrutura do solo e ensaios edométricos. O solo estudado trata-se de uma areia média argilo-siltosa, localizada no Campo Experimental da UFCA, em Juazeiro do Norte – CE, assim, a pesquisa foi realizada através de uma cooperação entre o GEGEP/UFPE e a UFCA. Os resultados do estudo permitiram estimar a profundidade da zona ativa, definir os limites críticos do grau de saturação e o grau de compactação mínimo necessário para eliminar o comportamento colapsível do solo estudado. As provas de carga mostraram que o solo sofre consideráveis recalques quando umedecido apenas com águas de chuvas, entretanto, a chuva ocorrida no ano de realização da pesquisa não foi capaz de elevar o grau de saturação do solo para o limite crítico superior. A prova de carga com inundação na tensão admissível mostrou que em situações de elevado grau de saturação do solo, devido, por exemplo, à ruptura de um duto, o recalque por colapso pode ser 45 vezes maior que o recalque obtido no solo com umidade natural do período seco, indicando a necessidade de tratamento do solo para o emprego em fundações superficiais.

Palavras-chave: Solos não saturados. Prova de carga. Ensaio edométrico. Grau de saturação. Grau de compactação.

ABSTRACT

Collapsible soils are defined as unsaturated soils which, when moistened, have their volume reduced, causing foundation settlements and structure damages. Surface foundations are more willing to settlements with a collapse, since they are supported at a depth where seasonal variations interfere with soil behavior. Thereby, our present work aim to geotechnical characterize a collapsible soil and to evaluate this soil behavior when submitted to overload and a moistened process. We performed field trials and laboratory analysis, which included SPT-T survey, sample collection, *in situ* permeability test, miniature load tests, load tests on plate, characterization tests, soil-water characteristic curve (SWCC), soil microstructure analysis and edometric tests. The studied soil is a silty clay medium sand found in Campo Experimental from Universidade Federal do Cariri (UFCA), in the city of Juazeiro do Norte – CE, hence this research was developed throught a cooperation between GEGEP/UFPE and UFCA. This allowed us to estimate the depth of the active zone, to define the critical limits of the saturation degree, and the minimum compaction degree required to eliminate the collapsible behavior of the studied soil. The load test showed us that the soil acquires a few settlements when only moistened by rainwater, however, the rainfall occurred in the research year was not able to raise the degree of soil saturation to the upper critical limit. The load test with flood at the admissible voltage showed that in situations of high soil saturation, due, for example, to the rupture of a duct, the collapse settlements can be 45 times greater than the settlements obtained in a soil with natural humidity in a dry period, indicating the need of soil treatment for use in surface foundations.

Keywords: Unsaturated soils. Load test. Edometric tests. Saturation degree. Compaction degree.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Variação da pressão na água intersticial em um perfil de solo...	27
Figura 2 -	Variação sazonal das propriedades de solos não saturados: A) variação do teor de umidade (Petrolândia-PE); B) variação da sucção (Bauru -SP).....	28
Figura 3 -	Definição de variáveis associadas à curva característica.....	30
Figura 4 -	Danos em edificações provocados pelo colapso do solo.....	31
Figura 5 -	Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.....	33
Figura 6 -	Modelos estruturais para solos colapsíveis.....	34
Figura 7 -	Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação.....	35
Figura 8 -	Micrografias de uma areia fina argilosa colapsível: a) estrutura do solo original; b) estrutura do solo após o colapso.....	40
Figura 9 -	Ensaio edométrico: a) duplo; b) simples.....	43
Figura 10 -	Ensaio edométrico em um loess localizado no norte da França.....	49
Figura 11 -	Influência da tensão de inundação no colapso.....	51
Figura 12 -	Influência da vazão de inundação em um solo colapsível.....	52
Figura 13 -	Influência do tipo de permeante em um solo colapsível.....	53
Figura 14 -	Mecanismo de ruptura: a) geral; b) por puncionamento.....	55
Figura 15 -	Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen (1953).....	57
Figura 16 -	Curvas carga x recalque em solos colapsíveis: a) com inundação durante o ensaio; b) com o solo na umidade natural e previamente inundado.....	58
Figura 17 -	Carga de colapso determinada com pré-inundação do solo.....	59
Figura 18 -	Família de curvas carga x recalque para diferentes valores de sucção matricial média no solo.....	59
Figura 19 -	Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.....	60

Figura 20 - Ajuste das curvas proposto por Jennings e Knight (1957) e (1975): a) para um solo normalmente adensado; b) para um solo pré-adensado.....	63
Figura 21 - Uso de sapatas em solo colapsível compactado.....	64
Figura 22 - Localização do Campo Experimental da UFCA.....	67
Figura 23 - Layout do Campo Experimental.....	68
Figura 24 - Precipitações pluviométricas em Juazeiro do Norte de 2014 a 2017 e média dos últimos 40 anos.....	70
Figura 25 - Variação na vegetal local devido às mudanças climáticas: A) Período chuvoso (22/03/2017); B) Período seco (25/10/2017)....	71
Figura 26 - N_{SPT} , Torque/ N_{SPT} e perfil de umidade com a profundidade nos períodos chuvoso e seco.....	72
Figura 27 - Torque em função do N_{SPT} para os períodos chuvoso e seco.....	74
Figura 28 - N_{SPT} , umidade e sucção com a profundidade nos períodos chuvoso e seco.....	74
Figura 29 - Perfil da retirada das amostras indeformadas.....	76
Figura 30 - Curvas granulométricas – ensaio com defloculante.....	78
Figura 31 - Curvas granulométricas – ensaio sem defloculante.....	78
Figura 32 - Granulometria sem defloculante, G_s , limites de consistência e umidade de campo com a profundidade.....	80
Figura 33 - Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph, índices de vazios e granulometria sem defloculante.....	83
Figura 34 - Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph, índices de vazios e granulometria com defloculante.....	83
Figura 35 - Resultado do MEV – Amostra de 1,0 m de profundidade.....	86
Figura 36 - Curvas características das profundidades de 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 e 3,0 m.....	89

Figura 37 -	Curvas características ajustadas segundo a equação de Van Genuchten (1980).....	91
Figura 38 -	Curvas ϵ_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais.....	96
Figura 39 -	Curvas ϵ_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais.....	97
Figura 40 -	Curvas ϵ_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no teor de umidade inicial.....	99
Figura 41 -	Curvas ϵ_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no teor de umidade inicial.....	100
Figura 42 -	Curvas ϵ_c versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no grau de saturação inicial.....	102
Figura 43 -	ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 – profundidade: 1,0 m.....	104
Figura 44 -	ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 – profundidade: 1,5 m.....	105
Figura 45 -	Variação das deformações de colapso total e parcial em função do grau de saturação para as amostras com variação no teor de umidade inicial, considerando as amostras naturais como CP's de referência para o cálculo de ϵ_c	107
Figura 46 -	Resultados do ensaio ED para amostra com teor de umidade inicial próximo ao teor de umidade final do ensaio inundado: A) ϵ_v x σ_v ; B) ϵ_v x σ_v	109
Figura 47 -	Variação das deformações de colapso total em função do grau de saturação para as amostras com variação no teor de umidade inicial.....	111

Figura 48 - Grau de saturação crítico inferior ($\varepsilon_c \leq 2\%$) em função da tensão vertical.....	111
Figura 49 - Curvas ε_c versus σ_v log dos ensaios edométricos duplos realizados com amostras indeformadas naturais.....	115
Figura 50 - Resultados dos ensaios EN e EI em amostras compactadas com GC = 100%: A) e x σ_v B) ε_v x σ_v	117
Figura 51 - Resultados dos ensaios ES em amostras compactadas com diferentes graus de compactação: A) e x σ_v B) ε_v x σ_v	118
Figura 52 - Variação da deformação de colapso com o grau de compactação.....	118
Figura 53 - Comparação entre potencial de colapso do solo compactado com GC = 100% e do solo na condição natural.....	120
Figura 54 - Expansocolapsômetro com sistema de inundação.....	123
Figura 55 - Teste de inundação do bulbo de tensão.....	124
Figura 56 - Equipamentos utilizados nas provas de carga: a) caminhão – sistema de reação; b) rótula de apoio; c) célula de carga; d) placas circulares; e) macaco hidráulico e viga de referência; f) extensômetros.....	126
Figura 57 - Detalhes do apoio do caminhão no solo.....	127
Figura 58 - Esquema de montagem dos equipamentos nos ensaios de provas de carga.....	127
Figura 59 - Detalhes do sensor de umidade e sistema de alarme.....	128
Figura 60 - Esquema da locação dos sensores de umidade.....	130
Figura 61 - Esquema da instalação dos sensores.....	130
Figura 62 - Fotografia ilustrando o dique e a inundação do solo.....	131
Figura 63 - Abertura e preparação da cava no solo pré-inundado.....	132
Figura 64 - Cava no solo com umidade natural.....	133
Figura 65 - Esquema da locação dos sensores elétricos.....	134
Figura 66 - Ilustração da cava e locação dos sensores elétricos.....	134
Figura 67 - Esquema dos sensores elétricos em perfil e de montagem dos equipamentos para a prova de carga.....	135

Figura 68 - Ilustração da montagem dos equipamentos.....	136
Figura 69 - Detalhes da inundação.....	137
Figura 70 - Recalque em função da raiz do tempo para cada tensão aplicada.....	138
Figura 71 - Recalque em função da tensão aplicada.....	139
Figura 72 - Curva tensão x recalque do solo pré-inundado e perfis de umidade do solo antes e após o ensaio (período chuvoso).....	141
Figura 73 - Recalque em função da raiz do solo pré-inundado.....	142
Figura 74 - Curva tensão x recalque e perfis de umidade natural do solo antes e após o ensaio (período chuvoso).....	143
Figura 75 - Recalque em função da raiz do tempo do solo na umidade natural (período chuvoso).....	143
Figura 76 - Curvas tensão x recalque e grau de saturação do solo pré-inundado e do solo com umidade natural (período chuvoso).....	145
Figura 77 - Curvas tensão x recalque do solo pré-inundado e na umidade natural no período chuvoso, e na umidade natural no período seco.....	146
Figura 78 - Perfis de umidade e sucção do solo depois dos ensaios de placa (pré-inundado e na umidade natural) e antes dos ensaios no período chuvoso e no período seco.....	147
Figura 79 - Curvas tensão x recalque do solo pré-inundado e na umidade natural no período chuvoso, extrapoladas pelo método de Van der Veen.....	149
Figura 80 - Curva tensão x recalque da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.....	150
Figura 81 - Curva tensão x recalque e curva tempo x recalque para a inundação em 160 kPa da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.....	150
Figura 82 - Perfis de umidade antes de depois da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.....	151

Figura 83 - Perfis de umidade antes de depois da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.....	152
Figura 84 - Provas de carga realizadas no campo experimental.....	153
Figura 85 - Representação esquemática das camadas de solo em relação às amostras e ao bulbo de tensões.....	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Métodos de identificação de solos colapsíveis.....	38
Tabela 2 -	Critério de identificação baseado em ensaio de cone.....	41
Tabela 3 -	Critério de Jennings e Knight (1957) para classificar a colapsibilidade nas obras de engenharia.....	43
Tabela 4 -	Critério de Lutenegger e Saber (1988) para classificar a colapsibilidade nas obras de engenharia.....	45
Tabela 5 -	Precipitações pluviométricas em Juazeiro do Norte de 2014 a 2017 e média dos últimos 40 anos.....	70
Tabela 6 -	Resumo dos resultados de caracterização – ensaios com defloculante (CD).....	79
Tabela 7 -	Resumo dos resultados de caracterização – ensaios sem defloculante (SD).....	79
Tabela 8 -	Resumo dos resultados do ensaio de compactação.....	81
Tabela 9 -	Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph.....	84
Tabela 10 -	Resultado do FRX – Amostra de 1,0 m de profundidade.....	87
Tabela 11 -	Índices físicos utilizados na determinação das curvas características.....	90
Tabela 12 -	Condições iniciais e finais dos corpos de prova de amostras indeformadas naturais.....	95
Tabela 13 -	Condições iniciais e finais dos corpos de prova de amostras indeformadas naturais e com variação do teor de umidade inicial.....	98
Tabela 14 -	Resumo dos resultados dos ensaios EN e EI com amostras AIN e AIV para as profundidades de 1,0 e 15 m.....	113
Tabela 15 -	Classificação da colapsibilidade do solo segundo Reginatto e Ferrero (1973).....	114
Tabela 16 -	Dados dos corpos de prova dos ensaios realizados com amostra compactada.....	116

Tabela 17 -	Teor de umidade dos solos antes e depois de cada ensaio.....	138
Tabela 18 -	Teor de umidade de grau de saturação com a profundidade para os ensaios realizados na umidade natural e com pré-inundação (período chuvoso).....	144
Tabela 19 -	Tensões de ruptura e admissível de acordo com cada critério de ruptura convencional para os solos na umidade natural e pré-inundado no período chuvoso e para o solo na umidade natural no período seco.....	148
Tabela 20 -	Condições do solo após a prova de carga com inundação em 160 kPa.....	151
Tabela 21 -	Resumo das estimativas de recalques de colapso a partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos em amostras naturais e compactadas.....	156
Tabela 22 -	Resumo das estimativas de deformações de colapso a partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos em amostras naturais e compactadas.....	157

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Amostra compactada
AIN	Amostra indeformada natural
AIV	Amostra indeformada com variação no teor de umidade inicial
CE	Ceará
CL	Argila inorgânica de baixa compressibilidade
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CP	Corpo de prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
EI	Ensaio edométrico inundado
EDS	Diagrama espectral por energia dispersiva
EN	Ensaio edométrico natural
ES	Ensaio edométrico simples
EPC	Prova de carga com Expansocolapsômetro
FRX	Fluorescência de raio-X
FUNCEME	Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos
GC	Grau de compactação (%)
GEGEP	Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres
GH	Ensaio de permeabilidade com Guelph
HRB	<i>Highway Research Bord</i>
IP	Índice de plasticidade (%)
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
KCl	Cloreto de potássio
LL	Limite de liquidez (%)
LP	Limite de plasticidade (%)
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
ML	Silte de baixa plasticidade
NBR	Norma Brasileira
N _{SPT}	Índice de resistência à penetração

PC	Prova de carga em placa
PD	Percentual de dispersão
PE	Pernambuco
PIRSF	Projeto de Integração do Rio São Francisco
PVC	Policloreto de vinila
SC	Areia argilosa
SM	Areia siltosa
SPT	Sondagem à percussão (<i>Standard Penetration Test</i>)
SPT-T	Sondagem à percussão com medida de torque
T/N	Relação Torque/N _{SPT}
UFCA	Universidade Feral do Cariri
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
UNIVASF	Universidade Federal do Vale do São Francisco

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	OBJETIVOS.....	23
1.1.1	Objetivo geral.....	23
1.1.2	Objetivos específicos.....	23
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	23
2	SOLOS NÃO SATURADOS DE COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL.....	26
2.1	SOLOS NÃO SATURADOS.....	26
2.2	FENÔMENO DE COLAPSO.....	30
2.3	OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS.....	32
2.4	ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS.....	33
2.5	MECANISMO DE COLAPSO.....	34
2.6	IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS.....	36
2.6.1	Métodos indiretos.....	37
2.6.1.1	<i>Baseados em ensaios de laboratório.....</i>	<i>37</i>
2.6.1.2	<i>Baseados em ensaios de campo.....</i>	<i>41</i>
2.6.2	Métodos diretos.....	42
2.6.2.1	<i>Baseados em ensaios de laboratório.....</i>	<i>42</i>
2.6.2.2	<i>Baseados em ensaios de campo.....</i>	<i>45</i>
2.7	FATORES QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO DOS SOLOS.....	48
2.7.1	Umidade inicial.....	48
2.7.1.1	<i>Grau de saturação crítico.....</i>	<i>49</i>
2.7.2	Estado de tensão.....	50
2.7.3	Vazão de inundação.....	51
2.7.4	Tipo de permeante.....	52
2.8	FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS.....	54
2.8.1	Prova de carga sobre placa.....	54

2.8.2	Estimativa de recalques.....	61
2.8.3	Soluções para solos colapsíveis.....	63
3	CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	66
3.1	CAMPO EXPERIMENTAL.....	66
3.1.1	Características geológicas e climáticas da região.....	68
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	71
3.2.1	Sondagem de simples reconhecimento com ensaio de penetração e medida de toque (SPT-T).....	71
3.2.2	Coleta de amostras.....	75
3.2.3	Ensaio de caracterização.....	76
3.2.4	Ensaio de permeabilidade “in situ” – Guelph.....	81
3.2.5	Análise da microestrutura do solo.....	84
3.2.5.1	<i>Preparação das amostras e equipamento utilizado.....</i>	<i>84</i>
3.2.5.2	<i>Apresentação e análise dos resultados.....</i>	<i>85</i>
3.2.6	Curva característica.....	87
3.2.6.1	<i>Metodologia.....</i>	<i>88</i>
3.2.6.2	<i>Apresentação e análise dos resultados.....</i>	<i>88</i>
4	COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL.....	92
4.1	INTRODUÇÃO.....	92
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	92
4.2.1	Ensaio em amostras indeformadas naturais.....	93
4.2.2	Ensaio em amostras indeformadas com variação do teor de umidade inicial.....	94
4.2.3	Ensaio em amostras compactadas com diferentes graus de compactação.....	94
4.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	95
4.3.1	Ensaio em amostras indeformadas naturais.....	95
4.3.2	Ensaio em amostras indeformadas com variação do teor de umidade inicial.....	97

4.3.2.1	<i>Grau de saturação crítico.....</i>	101
4.3.2.2	<i>Compressibilidade.....</i>	112
4.3.3	Classificação da Colapsibilidade.....	113
4.3.4	Ensaio em amostras compactadas com diferentes graus de compactação.....	115
5	PROVAS DE CARGA.....	121
5.1	INTRODUÇÃO.....	121
5.2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	121
5.2.1	Provas de carga com Expansocolapsômetro.....	122
5.2.2	Provas de carga sobre placa.....	124
5.2.2.1	<i>Prova de carga sobre placa com inundação prévia do solo no período chuvoso.....</i>	128
5.2.2.2	<i>Prova de carga sobre placa com o solo na umidade natural no período chuvoso.....</i>	132
5.2.2.3	<i>Prova de carga sobre placa com inundação na tensão admissível – ensaio de colapso (período seco).....</i>	133
5.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	137
5.3.1	Provas de carga com expansocolapsômetro.....	137
5.3.2	Provas de carga sobre placa.....	140
5.3.2.1	<i>Prova de carga sobre placa com inundação prévia do solo no período chuvoso.....</i>	141
5.3.2.2	<i>Prova de carga sobre placa com o solo na umidade natural no período chuvoso.....</i>	142
5.3.2.3	<i>Prova de carga sobre placa com inundação na tensão admissível – ensaio de colapso (período seco).....</i>	149
5.3.3	Análise da solução por compactação do solo.....	153
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	158
6.1	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	161
	REFERÊNCIAS.....	162
	APÊNDICE A – CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	173

1 INTRODUÇÃO

Conhecer o comportamento do solo é fundamental para o bom desempenho de obras geotécnicas. Os solos não saturados, encontrados em nível mundial nas regiões de climas tropical, árido e semiárido, possuem comportamentos distintos dos materiais estudados pela Mecânica dos Solos tradicional. Alguns solos não saturados são problemáticos, apresentando instabilidade volumétrica com a variação da umidade. Do ponto de vista geotécnico, quando não investigados ou tratados adequadamente, podem provocar sérios danos às edificações neles assentes.

Um tipo de solo não saturado encontrado na Região do Cariri cearense é o solo colapsível. Este tipo de solo possui uma estrutura metaestável e, quando submetido a uma variação de umidade sob determinada tensão vertical constante, sofre um rearranjo de partículas, que causa uma brusca redução de volume, e, conseqüentemente, recalques. Os danos provocados pelos recalques em estruturas edificadas nesse tipo de solo podem variar de trincas a fissuras generalizadas, que exigem reparações muitas vezes incompatíveis com o custo da obra, as quais, geralmente, precisam ser repetidas após cada novo período anual de chuvas (CINTRA, 1998).

Pesquisas nessa temática vêm sendo realizadas pelo GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres) da UFPE, onde destacam-se os trabalhos de Coutinho *et al.* (2004a), Coutinho *et al.* (2004b), Souza Neto (2004), Dourado (2005), Coutinho *et al.* (2010a), Coutinho *et al.* (2010b), Castro (2011) e Castro *et al.* (2012).

O estudo do solo colapsível na Região Metropolitana do Cariri é recente, a citar os trabalhos realizados por Silva Filho *et al.* (2010), Bandeira *et al.* (2012), Chagas (2014), Melo e Bandeira (2014), Bandeira *et al.* (2015a), Bandeira *et al.* (2015b) Barbosa *et al.* (2016) e Bandeira *et al.* (2017). Como a região vem apresentando desenvolvimento considerável nos últimos anos (PINHEIRO *et al.*, 2017) e os danos nas edificações têm surgido com frequência, o avanço nas pesquisas é fundamental para subsidiar novos projetos de engenharia.

Neste trabalho é apresentado um estudo envolvendo ensaios de campo e de laboratório com a finalidade de aprofundar o conhecimento sobre o comportamento do solo local, através de uma cooperação entre o GEGEP/UFPE e a UFCA (Universidade Feral do Cariri). Os ensaios de campo foram realizados em um Campo Experimental da UFCA, localizado próximo ao prédio onde funciona a Universidade, em Juazeiro do Norte-CE. A maior parte dos ensaios de laboratório foi realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFCA, sendo que alguns ensaios foram realizados na Universidade Federal do Vale do São Francisco (UNIVASF).

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos desta pesquisa estão descritos a seguir.

1.1.1 Objetivo geral

Caracterização geotécnica de um solo não saturado colapsível de Juazeiro do Norte-CE, por meio de ensaios de laboratório e de campo, para fins de fundação superficial.

1.1.2 Objetivos específicos

- Estudar a colapsibilidade em amostras indeformadas do solo e definir os limites críticos do grau de saturação onde o solo apresenta comportamento colapsível;
- Avaliar o comportamento do solo local, quando submetido a um processo de umedecimento e sobrecargas, por meio de provas de carga com expansocolapsômetro e sobre placa circular com diâmetro de 0,8 m;
- Definir um grau de compactação mínimo necessário para eliminar o comportamento colapsível do solo estudado por meio de amostras compactadas;
- Avaliar a compactação como uma solução para fundações superficiais assentes no solo colapsível estudado.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em 6 capítulos e 1 apêndice, quais sejam:

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO: Introdução e importância do tema, objetivos a serem alcançados e estrutura.

CAPÍTULO 2 – SOLOS NÃO SATURADOS DE COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL: Abrange uma revisão bibliográfica, que primeiramente trata sobre os solos não saturados de modo geral. Posteriormente, uma ênfase é dada para os solos colapsíveis, onde são descritos os aspectos estruturais, métodos de identificação e de classificação e fatores que influenciam o colapso. No final do capítulo é realizada uma abordagem sobre fundações superficiais assentes nesse tipo de solo, onde são tratados os ensaios de prova de carga, estimativa de recalques e alguns métodos de tratamento para emprego em fundações superficiais.

CAPÍTULO 3 – CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA: São descritas as principais características geológicas e climáticas da região onde está localizado o Campo Experimental. Apresentam-se dados pluviométricos coletados no período de realização desta pesquisa, bem como o estudo de laboratório e de campo realizado para caracterizar o solo geotecnicamente, que envolvem sondagens SPT-T, coleta de amostras, perfis de umidade, ensaio de permeabilidade “in situ”, caracterização (granulometria, peso específico relativo dos grãos, limites de consistência e compactação), análise da microestrutura do solo e curva característica.

CAPÍTULO 4 – COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL: Apresentam-se resultados de ensaios edométricos convencionais realizados com o solo natural e sob diferentes graus de saturação, a partir dos quais são discutidos aspectos relacionados à compressibilidade, à colapsibilidade e aos limites críticos de grau de saturação do solo. É feita também uma avaliação sobre o grau de compactação do solo a partir de resultados de ensaios edométricos realizados com amostras compactadas com diferentes graus de compactação.

CAPÍTULO 5 – PROVAS DE CARGA: São apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de prova de carga realizados com Expansocolapsômetro e sobre placa circular (diâmetro igual a 0,8 m) nos períodos chuvoso e seco da região. A partir dos resultados obtidos foram realizadas avaliações da colapsibilidade e da capacidade de

carga do solo. Apresenta-se, também, uma avaliação da compactação como solução para uma fundação superficial assente no solo estudado.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS: São apresentadas as principais conclusões obtidas no trabalho e sugestões para novas pesquisas.

APÊNDICE A – Contém as curvas características individuais para cada profundidade em que o ensaio foi realizado.

2 SOLOS NÃO SATURADOS DE COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica, onde primeiramente são tratados os solos não saturados de modo geral. Posteriormente, uma ênfase é dada para os solos colapsíveis, onde são descritos os aspectos estruturais, métodos de identificação e de classificação e fatores que influenciam o colapso. No final do capítulo é realizada uma abordagem sobre fundações superficiais assentes nesse tipo de solo, onde são tratados os ensaios de prova de carga, estimativa de recalques e alguns métodos de tratamento para emprego em fundações superficiais.

2.1 SOLOS NÃO SATURADOS

A Mecânica dos Solos Clássica é fundamentada na hipótese de que os solos são saturados, ou seja, são constituídos de duas fases: solo e água preenchendo os vazios. Essa situação ocorre em locais onde o nível d'água está próximo à superfície do terreno. Entretanto, em regiões de clima árido e semiárido, onde a evapotranspiração excede a precipitação, a umidade do solo com a profundidade não atinge a condição de saturação, tornando os solos dos horizontes superficiais não saturados. Isso acontece também em regiões de clima tropical, que são marcadas por ciclos alternados de umedecimento e secagem, podendo formar espessas camadas de solos não saturados (RODRIGUES, 2007). De acordo com Fredlund *et al.* (2012), em qualquer perfil de solo onde o nível do lençol freático está abaixo da superfície do terreno, o solo acima do nível d'água será submetido a reduções no grau de saturação.

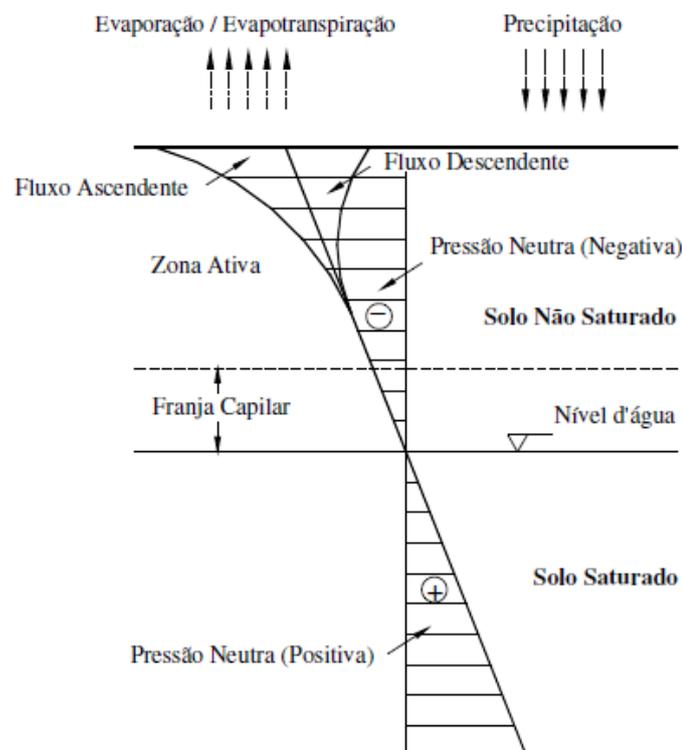
Segundo Ferreira (1995), os solos não saturados podem ser de diversas naturezas, como: solos residuais saprolíticos e lateríticos, depósitos de solos aluviais, eólicos e coluviais. Os aterros artificiais construídos por solos compactados também são solos não saturados.

A diferença principal entre os solos saturados e os solos não saturados é que nestes existe uma pressão negativa na água dos poros, definida como sucção. A sucção tende a aumentar a tensão intergranular do solo e, como consequência, a rigidez e a resistência ao cisalhamento são elevadas (COUTINHO *et al.*, 2004a). As principais

características da variação da pressão de água em um perfil representativo de solo não saturado são apresentadas na Figura 1.

A Figura 1 mostra que abaixo do nível do lençol freático o solo se encontra saturado e a pressão intersticial (pressão neutra) é positiva. Acima do nível d'água, o solo pode ser dividido em duas regiões: 1) camada imediatamente acima do lençol freático, que permanece saturada mesmo que as pressões neutras sejam negativas, denominada de franja capilar; 2) camada acima da franja capilar, denominada de zona ativa, onde o solo não está saturado e o grau de saturação tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for zero. Se houver aumento no teor de umidade (infiltração), o perfil de pressão na água será projetado para a direita; caso o teor de umidade diminua (evaporação), o perfil de pressão será projetado para a esquerda (RODRIGUES, 2007).

Figura 1 – Variação da pressão na água intersticial em um perfil de solo.



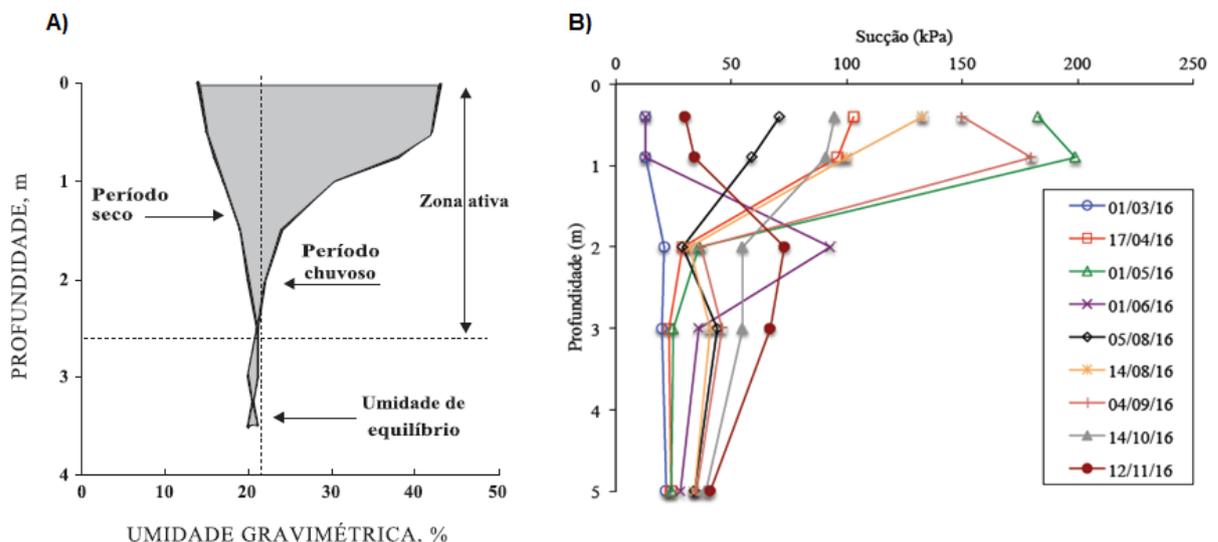
Fonte: Adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993 por RODRIGUES, 2007.

A zona ativa, portanto, é caracterizada pela variação de umidade ou sucção do solo em épocas distintas do ano. O limite inferior da zona ativa é a profundidade em que

solo não apresenta variações de umidade entre os períodos chuvoso e seco e essa profundidade depende dos condicionantes que influem no balanço hídrico da região.

Na Figura 2 são apresentados exemplos de perfis de solos não saturados em que a camada ativa foi determinada pela variação do teor de umidade (Figura 2A) e pela variação da sucção (Figura 2B). O solo da Figura 2A está localizado na região semiárida de Pernambuco e tem profundidade da camada ativa em torno de 2,5 m. O solo da Figura 2B está situado em Bauru – SP (clima tropical) e tem profundidade da camada ativa em torno de 2,0 m.

Figura 2 – Variação sazonal das propriedades de solos não saturados: A) variação do teor de umidade (Petrolândia-PE); B) variação da sucção (Bauru-SP).



Fonte: FERREIRA e FERREIRA, 2009; SAAB, 2016.

Muitos solos não saturados estão associados a padrões típicos de comportamento, como, por exemplo, a instabilidade volumétrica provocada pela variação de umidade ou sucção, caracterizada por expansão e contração em argilas expansivas e por colapso em solos coluviais e em solos com cimentações naturais e estrutura porosa (FERREIRA, 1995). Os problemas encontrados em obras assentes nesses tipos de solo, associados ao desenvolvimento de técnicas modernas que permitem a medida e controle da sucção, têm motivado os profissionais a realizarem estudos geotécnicos na tentativa de compreender o comportamento destes solos.

Os solos não saturados constituem um sistema trifásico composto por sólidos, líquidos e gases. A fase sólida é composta por partículas sólidas e água adsorvida; a fase

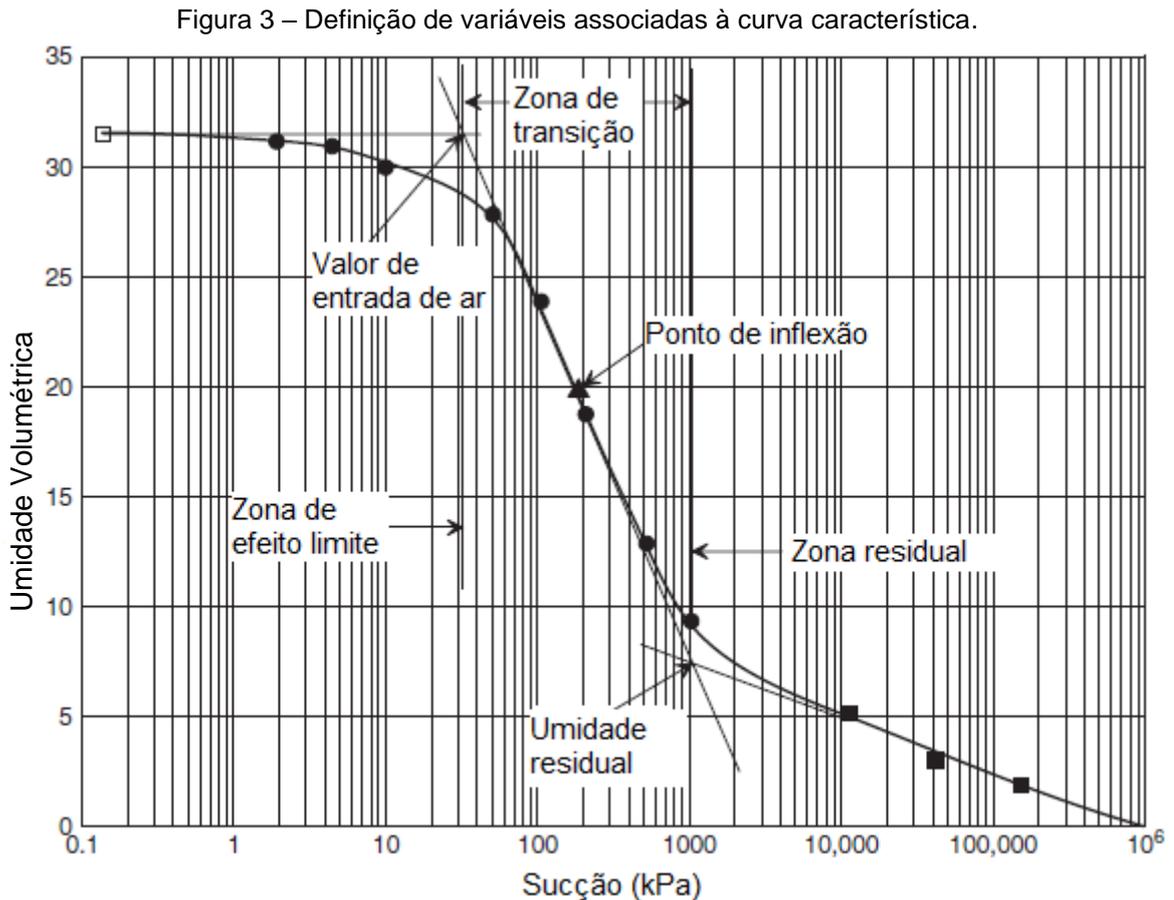
líquida é constituída pela água livre e pelo ar e sais dissolvidos; e a fase gasosa é composta pelo ar livre e por vapor de água (YOSHIMI e OSTERBERG, 1963 *apud* JUCÁ, 1990). Fredlund e Morgenstern (1976), citados por Futai (1997), incluíram mais uma fase no solo, a membrana contrátil, a qual consideraram importante principalmente na resistência à tração. Neste trabalho o solo será considerado como um sistema trifásico, visto que o efeito da membrana contrátil pode ser incorporado a outros parâmetros do solo, como a sucção, assim como foi considerado por Fredlund e Rahardjo (1993), Jucá (1990), Ferreira (1995), Futai (1997), Souza Neto (2004), entre outros.

A sucção é um dos principais parâmetros que regem o comportamento mecânico e a deformabilidade dos solos não saturados. Esta é composta de duas partes, a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial é definida como a pressão negativa da água intersticial provocada pelas forças de adsorção e capilaridade (tensão superficial). Já a sucção osmótica é definida como a pressão que deve ser aplicada à solução para que o seu potencial químico seja igual nos diversos pontos do solo. Para alguns autores, a sucção matricial é suficiente para descrever o comportamento mecânico da maioria dos solos não saturados, sendo a sucção osmótica relevante em estudos de fluxo de contaminantes no solo (JUCÁ, 1990; GITIRANA JUNIOR, 2015).

A sucção matricial pode ser determinada por métodos diretos e indiretos. Os tensiômetros e a técnica da translação de eixos consistem em métodos diretos. Os métodos indiretos fornecem o valor da sucção por meio de sensores de condutividade elétrica e térmica, podendo também ser empregado o método do papel filtro (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). A partir do valor da sucção e do teor de umidade correspondente, pode-se traçar a curva característica do solo, a qual representa a forma como o solo administra a presença de água no seu interior, podendo ser empregada para muitas finalidades, como na determinação da sucção de campo do solo (FREDLUND *et al.*, 2011; FREDLUND *et al.*, 2012).

A curva característica pode ser obtida por um processo de secagem ou de umedecimento, sendo que, geralmente, os dois processos fornecem curvas com valores diferentes de sucção para o mesmo valor de umidade, configurando a histerese. A Figura 3 apresenta um exemplo de curva característica típica, considerando as três zonas distintas de dessaturação. Os principais pontos de transição são o valor de entrada de ar, onde o ar começa a entrar nos grandes poros

do solo, e o valor da umidade residual, onde é necessária grande variação de sucção para remover água do solo. Esses pontos subdividem a curva característica na zona de efeito limite, na zona de transição e na zona residual, que podem ser definidas tanto para a curva de secagem como para a curva de umedecimento (FREDLUND *et al.*, 2012).



Fonte: Adaptado de FREDLUND *et al.*, 2012.

2.2 FENÔMENO DE COLAPSO

De maneira geral, os solos colapsíveis são definidos como solos não saturados que sofrem um radical rearranjo de partículas e grande redução de volume quando submetidos à inundação com ou sem carregamento adicional (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Reginatto e Ferrero (1973) definem os solos verdadeiramente colapsíveis como aqueles que, quando inundados, não suportam o seu peso próprio e colapsam. Os autores denominaram de solos condicionalmente colapsíveis aqueles que, quando

saturados, suportam certo valor de sobrecarga, sendo que esta condição depende da relação entre a tensão de escoamento do solo e a carga aplicada.

Jennings e Knight (1975) utilizaram o termo colapso para caracterizar os recalques adicionais em uma fundação provocados pelo umedecimento de um solo não saturado, onde, geralmente, as tensões aplicadas são constantes. O fenômeno ocorre, portanto, por uma combinação do efeito da sobrecarga e do aumento ocasional do grau de saturação do solo (CINTRA, 1998).

Os danos provocados pelos recalques por colapso em estruturas edificadas nesse tipo de solo podem variar de trincas a fissuras generalizadas, que exigem reparações muitas vezes incompatíveis com o custo da obra, as quais, geralmente, precisam ser repetidas após cada novo período anual de chuvas (CINTRA, 1998). Nas demais obras civis, o colapso se manifesta com rupturas de aterros, danos estruturais em pavimentos, deslizamento de taludes e de túneis, grandes deformações de maciços compactados durante o enchimento de barragens, entre outros (GUTIERREZ, 2005). A Figura 4 apresenta exemplos de danos causados em edificações devido ao recalque por colapso do solo.

Figura 4 – Danos em edificações provocados pelo colapso do solo.



Fonte: RODRIGUES, 2007.

2.3 OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Os registros da literatura incluem os depósitos eólicos, coluviais, aluviais, solos residuais e solos vulcânicos como formações suscetíveis ao colapso. Mesmo que muitos problemas por colapso estejam relacionados a depósitos recentes, em regiões de climas áridos e semiáridos, estes solos podem ocorrer em diferentes formações e em locais com outros tipos de clima (FERREIRA, 1995).

De acordo com Vilar e Ferreira (2015), os primeiros registros de ocorrência de colapso foram em um tipo de solo formado após transporte eólico, o *loees*, que ocorre em várias partes do mundo. A partir da ocupação de outras regiões com solos não saturados e de baixa densidade, constatou-se que o colapso pode se originar em qualquer tipo de solo, inclusive nos solos que são compactados no ramo seco da curva de compactação.

Futai (1997) apresenta os diversos países com ocorrências de solos colapsíveis. No Brasil, a ocorrência de solos colapsíveis está ilustrada na Figura 5, adaptada de SAAB (2016), onde foram inseridos alguns locais identificados no estado do Ceará, Pernambuco e Bahia. No Ceará os locais foram estudados por alguns autores, por exemplo, Silva Filho *et al.* (2010), Batista e Bandeira (2012), Bandeira *et al.* (2012), Gonçalves e Bandeira (2013), Chagas (2014), Melo e Bandeira (2014), Bandeira *et al.* (2015a), Bandeira *et al.* (2015b), Barbosa *et al.* (2016), Guilherme *et al.* (2016), Rolim e Bandeira (2016), Landim (2017) e Gonçalves (2017). Na Bahia, acrescentou-se o trabalho de Castro (2011) e, em Pernambuco, o estudo de Souza Neto *et al.* (2012).

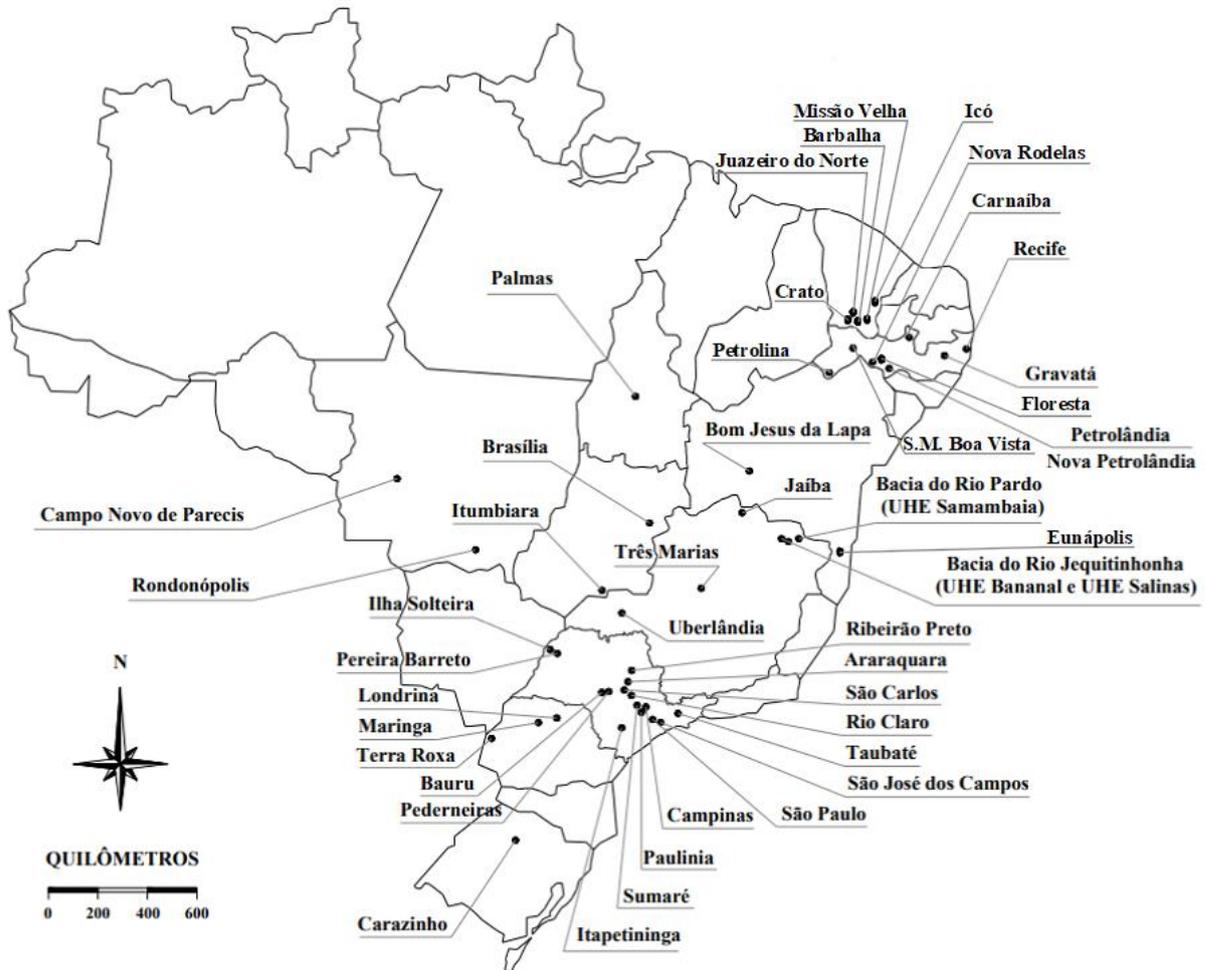
Os solos colapsíveis são caracterizados por materiais com granulometria variando de silte a areia fina ou uma mistura de areia fina, silte e argila, com predominância de areia fina, porém, não há uma faixa granulométrica específica para estes solos, visto que existem vários exemplos na literatura de solos colapsíveis predominantemente argilosos (SOUZA NETO, 2004).

De acordo com Mitchell e Coutinho (1991), o colapso geralmente é um resultado de três condições:

- a. uma estrutura parcialmente saturada, aberta e potencialmente instável;
- b. perda da resistência do material que liga os contatos intergranulares ao entrar em contato com a água;

- c. aplicação de um esforço grande o suficiente para quebrar a estrutura metaestável.

Figura 5 – Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.



Fonte: Adaptado de SAAB, 2016.

2.4 ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

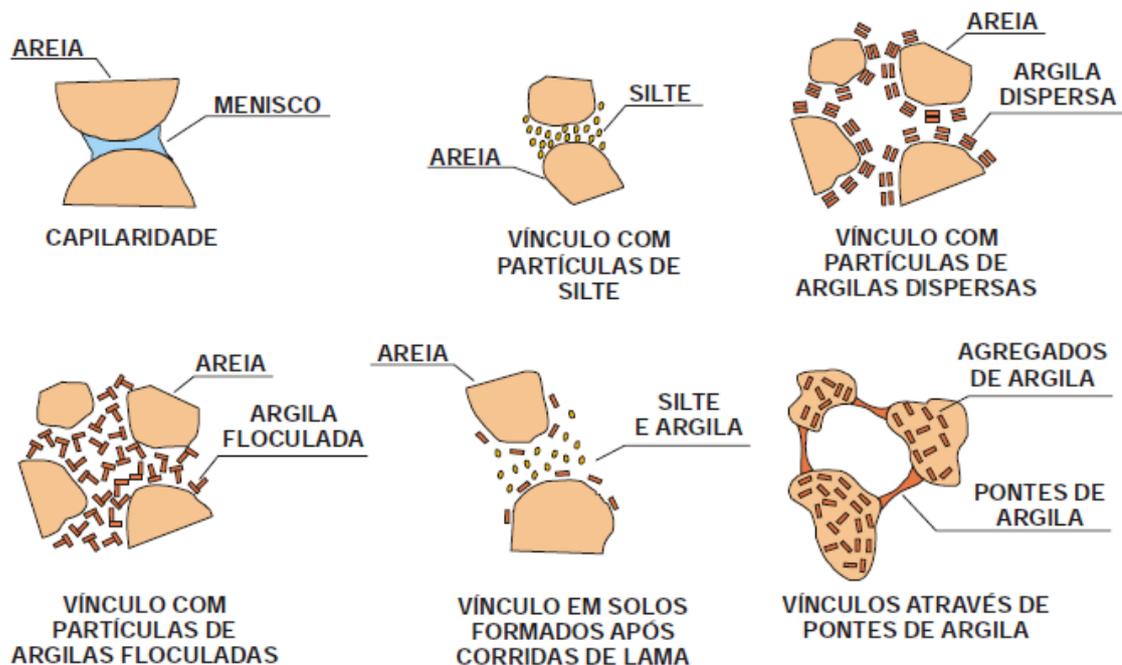
Um dos fatores fundamentais para o entendimento do fenômeno de colapso é o conhecimento da estrutura dos solos colapsíveis. De acordo com Dudley (1970), a diminuição da resistência ao cisalhamento dos vínculos que mantêm a estrutura destes solos é o fator que desencadeia o colapso.

Um resumo dos tipos de estruturas de solos colapsíveis foi apresentado por Clemence e Finbar (1981) e está ilustrado na Figura 6. Quando os solos são formados apenas por areia ou por areia e silte, os vínculos entre os grãos são mantidos pelas forças

capilares intergranulares (sucção). Para os solos que possuem argila nos vínculos, existe a possibilidade de vários arranjos estruturais, quais sejam:

- Vínculos com camadas de partículas de argila revestindo as partículas de quartzo, que são formados pela ação do intemperismo em minerais primários;
- Vínculos de partículas de argila floculadas, resultantes da lixiviação;
- Vínculos de partículas de argila dispersas, que podem ser formados pelo processo de deposição de corrida de lama;
- Vínculos de pontes de argila, que podem ligar grãos agregados de argila ou silte.

Figura 6 – Modelos estruturais para solos colapsíveis.



Fonte: Adaptado de CLEMENCE e FINBAR, 1981 por AMORIM, 2004.

2.5 MECANISMO DE COLAPSO

O mecanismo de colapso foi estudado por vários autores, entre eles Jennings e Knight (1957), Dudley (1970) e Barden *et al.* (1973). Para Jennings e Knight (1957), o material que atua como vínculo para as partículas granulares sofre compressão local quando o solo é submetido ao carregamento. Dessa forma, no teor de umidade natural, esses solos se comprimem levemente como resultado do aumento da sobrecarga, porém, a estrutura permanece visivelmente inalterada. Quando o solo carregado é umedecido

e o teor de umidade crítico é ultrapassado, o material que compõe os vínculos são enfraquecidos e atingem um estágio em que não resistem mais às forças de deformação e a estrutura colapsa. Esse comportamento foi verificado por Barden *et al.* (1973), que analisaram a microestrutura de vários tipos de solos (arenosos, argilosos e compactados) por meio de microscopia eletrônica de varredura e constataram um mecanismo de colapso básico para todos os solos estudados.

Considerando um solo onde a sucção é a força intergranular que mantém os vínculos entre as partículas, pode-se admitir que no nível microestrutural o fenômeno do colapso obedece ao Princípio de Tensões Efetivas, já que a redução de sucção provoca redução na tensão efetiva e, como consequência, uma redução na resistência. Entretanto, quando se analisa o colapso macroestruturalmente, este princípio perde a validade, visto que a redução da tensão efetiva deveria provocar um aumento de volume no solo (SOUZA NETO, 2004). A estrutura de um solo colapsível carregada antes e após a inundação é ilustrada na Figura 7.

Figura 7 – Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação.



Fonte: JENNINGS E KNIGHT, 1957.

Ferreira (1995) explica o mecanismo de colapso para diferentes tipos de vínculos entre os grãos. Segundo o autor, quando a resistência da estrutura é devida principalmente à capilaridade e o solo sofre aumento no teor de umidade, os meniscos capilares são eliminados e a resistência ao cisalhamento diminui. Assim, os vazios do solo são ocupados pelos grãos, causando uma redução de volume. Quando os vínculos são formados por argila e o solo é carregado na umidade natural, não acontecem movimentos relativos entre os grãos, porque os vínculos resistem à compressão dos finos. Entretanto, quando o solo é umedecido, os vínculos perdem resistência, deformam e provocam o colapso. Esse mecanismo ocorre de maneira

diversa quando os vínculos são formados por partículas de argila floculada ou quando se tem argila envolvendo grãos maiores. No primeiro caso, os vínculos perdem resistência porque a adição de água provoca um alívio de tensões capilares e a redução da concentração iônica do fluido, fazendo com que surjam forças repulsivas, as quais promovem a redução da coesão. Já no segundo caso, a água separa as partículas de argila, o que diminui a resistência e inicia o processo de colapso.

Futai (1997) conceituou o colapso com sendo a variação de volume provocada pela redução da sucção com o aumento do teor de umidade para um determinado estado de tensão constante e isotrópico. Para o autor, as deformações de colapso são irreversíveis (plásticas) e o potencial de colapso depende do estado de tensões. Este conceito também será adotado nesta pesquisa.

2.6 IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

A identificação de solos colapsíveis e a quantificação do potencial de colapso são fundamentais na prevenção de danos em edificações assentes nesse tipo de solo. Os sistemas convencionais de classificação de solos (AASHTO, USCS e HRB) não conseguem prever o comportamento na engenharia de solos colapsíveis, pois a manipulação do solo necessária para a classificação destrói a estrutura do solo, da qual o comportamento de colapso é dependente. Além disso, o comportamento de colapso depende da tensão efetiva e do índice de vazios inicial do solo (MICHELL e COUTINHO, 1991).

Apesar da complexidade que envolve o mecanismo de colapso, alguns autores têm apresentado métodos para identificar esse tipo de solo por meio de ensaios de laboratório e de campo. Ferreira (1995) reuniu os métodos de identificação de solos colapsíveis convencionalmente usados, classificando-os em métodos diretos e indiretos, conforme mostra a Quadro 1. Os métodos indiretos possibilitam identificar a potencialidade do solo ao colapso, já os métodos diretos são baseados na medida do potencial de colapso. Alguns desses métodos serão descritos nos itens seguintes.

Quadro 1 – Métodos de identificação de solos colapsíveis.

MÉTODOS	SUB-DIVISÕES	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVOS	Microscopia eletrônica de varredura	COLLINS e McGOWN (1974), WOLLE <i>et al.</i> (1978)
	ORIENTATIVOS	Pedologia Ensaio expeditos	FERREIRA (1990) e FERREIRA (1993), ARMAN e THORNTON (1972) e JENNINGS e KNIGHT (1975)
	QUALITATIVOS	Índices físicos Ensaio de campo – cone Ensaio SPT-T	DENISOV (1951) ¹ , PRIKLONSKU (1952) ¹ , GIBBS e BARA (1962 e 1967), FEDA (1966), KASSIF e HENKIN (1967), DESIGN OF SMALL DAMS (1960 e 1974) ² , CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977) CÓDIGO DE OBRAS ³ URSS (1977) DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1994)
DIRETO	AVALIATIVOS	Ensaio edométrico duplo	REGINATTO e FERRERO (1973)
	QUALITATIVOS	Ensaio edométrico simples Ensaio de campo	BALLY <i>et al.</i> (1973), JENNINGS e KNIGHT (1975), VARGAS (1978), LUTENEGGER e SABER (1988) FERREIRA e LACERDA (1993)

¹Citado por FEDA (1966) – ²BUERAU OF RECLAMARION – ³Citado por RESNIK (1989).

Fonte: Adaptado de FERREIRA, 1995 por SOUZA NETO, 2004.

2.6.1 Métodos indiretos

Os métodos indiretos são baseados em ensaios de laboratório e de campo.

2.6.1.1 Baseados em ensaios de laboratório

Os métodos baseados em ensaios de laboratório procuram associar propriedades e índices obtidos em ensaios relativamente simples, como os de caracterização, ou usá-los diretamente para avaliar a suscetibilidade do solo ao colapso. Um resumo de

alguns métodos é apresentado na Tabela 1, dos quais apenas as duas últimas propostas são quantitativas, sendo as demais qualitativas (SOUZA NETO, 2004). As equações 2.1, 2.2 e 2.3 complementam a Tabela 1.

Tabela 1 – Métodos de identificação de solos colapsíveis (continua).

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Denisov (1951) citado por Reginato (1970)	$K = \frac{e_l}{e_o}$	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível, K=1 – não colapsível e 1,5 < K < 2 não colapsível
Feda (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_o}{S_o}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	O resultado expressa a colapsibilidade. $S_o > 80\%$. $KI > 0,85$ são colapsível.
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$	$\lambda \geq -0,1$ – o solo é colapsível
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_o}{w_l - w_p}$	$Kd < 0$ – altamente colapsível, $Kd > 0,5$ – colapsível e $Kd > 1$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot W$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	$S_r < 6\%$ - colapsível $S_r > 10\%$ - não colapsível
	Areia Fina	$S_r < 50\%$ - colapsível $S_r > 60\%$ - não colapsível
	Silte argiloso	$S_r < 90\%$ - colapsível $S_r > 95\%$ - não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: $1\% \leq w_p \leq 10\%$, $CI < 0,11$ $10\% \leq w_p \leq 14\%$, $CI < 0,17$ $14\% \leq w_p \leq 22\%$, $CI < 0,24$
Handy (1973) citado por Lutenegeger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002mm) <16%	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24%	Provavelmente colapsível
	24 a 32%	Probabilidade de colapso < 50%
	>32%	Geralmente não colapsível

Fonte: Adaptado de FUTAI, 1997 por SOUZA NETO, 2004.

Tabela 1 – Métodos de identificação de solos colapsíveis (continuação).

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Basma e Tuncer (1992)	PC(%) = Equação 2.1 PC(%) = Equação 2.2	O resultado corresponde ao potencial de colapso. A classificação dependerá do critério adotado que se baseie em PC.
Futai (2000)	$\Delta\varepsilon_{cm\acute{a}x}$ ou $PC_{m\acute{a}x}$. = Equação 2.3	Critérios baseados em PC

Fonte: Adaptado de FUTAI, 1997 por SOUZA NETO, 2004.

$$PC(\%) = 48,496 + 1,102C_u - 0,457w_o - 3,533\gamma_s + 2,85\ln\sigma_{vi} \quad (2.1)$$

$$PC(\%) = 48,506 + 0,072(S-C) - 0,439w_o - 3,123\gamma_s + 2,85\ln\sigma_{vi} \quad (2.2)$$

$$\Delta\varepsilon_{cm\acute{a}x} = 4,2 \left[\frac{e\sqrt{S_r}}{A(1+IP)} \right]^{0,6} \quad (2.3)$$

Onde:

PC – potencial de colapso (%)

C_u – coeficiente de uniformidade;

(S-C) – diferença entre os teores de areia e argila (diâmetros dos grãos < 0,002mm);

γ_s – peso específico seco do solo (kN/m³);

σ_{vi} – tensão vertical de inundação (kPa);

e – índice de vazios natural;

S_r – grau de saturação em percentual;

A – teor de areia em valor absoluto;

IP – índice de plasticidade.

Um método indireto que vem sendo explorado por alguns pesquisadores do meio geotécnico para melhor entendimento da microestrutura do solo é a microscopia eletrônica de varredura (MEV). Esse método permite a observação do tipo de estrutura, do arranjo, dos contatos entre os grãos e da orientação dos poros e das partículas (GUTIERREZ, 2005).

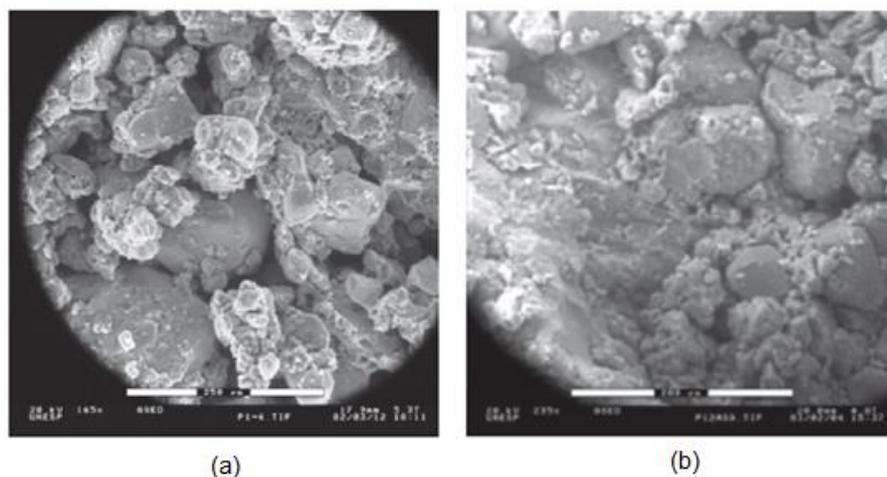
A microscopia eletrônica de varredura consiste em colocar uma amostra dentro de um microscópio de alta resolução, que utiliza um feixe de elétrons de pequeno diâmetro para explorar a superfície da amostra. Como resultado são obtidas imagens de alta resolução com aparência tridimensional (DEDAVID *et al.*, 2007).

O uso da técnica em solos exige que as amostras preservem ao máximo a estrutura, além de outras condições como secagem, superfície de observação com topografia não muito acidentada, corte adequado e uniformidade na metalização (MEDONÇA NETO, 2011).

No estudo da colapsibilidade do solo, a microscopia eletrônica de varredura permite acompanhar a evolução da estrutura do solo a partir de diferentes condições de saturação e de carregamento, antes e após o colapso. Estudos desse tipo foram realizados por vários autores como Barden *et al.* (1973), Wolle *et al.* (1981), Ferreira (1995) e Al-Janabi (2014). Um resultado típico desse ensaio é mostrado na Figura 8.

A microscopia pode ser associada a outros tipos de ensaios para uma melhor compreensão da estrutura do solo. Rodrigues *et al.* (2010) realizou análises por meio de microscopia eletrônica de varredura associadas a análises químicas com EDS (diagrama espectral por energia dispersiva). Pelas micrografias obtidas na MEV, o autor observou que a estrutura do solo na condição natural possui partículas maiores circundadas e cimentadas por partículas finas floculadas. Por meio do EDS obteve o percentual relativos dos componentes do solo, tendo destaque os elementos silício, alumínio, oxigênio e ferro, típicos em solos estruturados.

Figura 8 – Micrografias de uma areia fina argilosa colapsível: a) estrutura do solo original; b) estrutura do solo após o colapso.



Fonte: RODRIGUES *et al.*, 2010.

2.6.1.2 Baseados em ensaios de campo

Os métodos indiretos para identificar solos colapsíveis a partir de ensaios de campo têm se resumido em critérios baseados em resultados de SPT com medição de torque (SPT-T) e de ensaios de cone (CPT). Décourt e Quaresma Filho (1994) propuseram um método que relaciona os resultados obtidos no SPT-T com a suscetibilidade do solo ao colapso. Para os autores, o solo é considerado colapsível se o índice de toque (razão entre o torque máximo medido e o valor do N_{SPT}) estiver entre 2 e 3.

Reznik (1989) apresentou um critério baseado em resultados de ensaios de cone realizados com o solo na umidade natural e inundado. Para o autor, a suscetibilidade ao colapso depende de um coeficiente de colapso (K_w), determinado pela Equação 2.4, e da carga aplicada. Os valores de carga e coeficientes de colapso para este critério estão apresentados na Tabela 2.

$$K_w = \frac{P_q}{P_{qw}} \quad (2.4)$$

Onde:

K_w = coeficiente de colapso;

P_q = resistência à penetração do cone no solo na condição natural;

P_{qw} = resistência à penetração do cone no solo inundado.

Tabela 2 – Critério de identificação baseado em ensaio de cone.

Carga aplicada (kPa)	Solo colapsível se $K_w >$
100	2,0
200	1,5
300	1,3

Fonte: REZNIK, 1989.

Mesmo não definindo um critério para identificar solos colapsíveis, autores vêm buscando fazer correlações entre resultados de ensaios para caracterizar a suscetibilidade ao colapso. Lollo *et al.* (2011) correlacionaram valores da resistividade

elétrica de dois perfis de solos da área urbana de Ilha Solteira-SP com valores de potenciais de colapso obtidos em ensaios de laboratório. As sondagens elétricas foram interpretadas com base em ensaios de cone e SPT. O estudo mostrou uma relação entre a variação da resistividade elétrica com a profundidade e o comportamento colapsível do solo, demonstrando que levantamentos geoeletricos podem ser úteis na identificação preliminar de camadas de solos colapsíveis.

2.6.2 Métodos diretos

Os métodos diretos são baseados em ensaios de laboratório e de campo.

2.6.2.1 Baseados em ensaios de laboratório

No laboratório, o colapso do solo pode ser determinado por meio de ensaios edométricos duplos ou simples. Os ensaios edométricos duplos foram assim denominados por Jennings e Knight (1957) ao realizarem dois ensaios em amostras idênticas, sendo uma na umidade natural e outra inundada, expressando a variação volumétrica do corpo de prova (ou índice de vazios) em função da tensão vertical aplicada. O potencial de colapso, neste caso, é dado pela diferença entre as curvas. A Figura 9 a mostra um exemplo deste ensaio.

Os ensaios edométricos simples consistem em inundar o corpo de prova sob uma determinada tensão de inundação e observar as deformações sofridas (Figura 9 b). Jennings e Knight (1975) definiram o potencial de colapso, sendo dado de acordo com Equação 2.5.

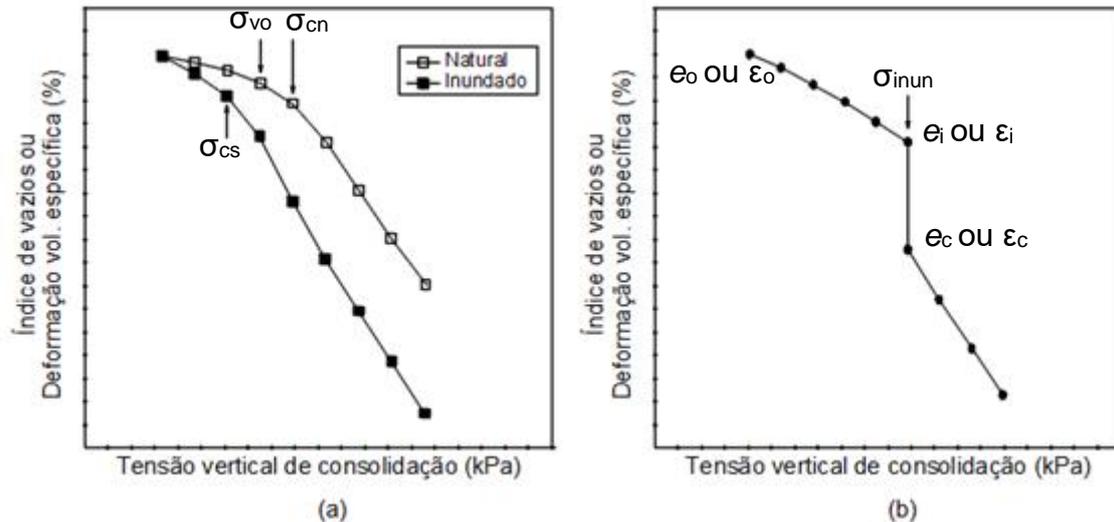
$$PC(\%) = \frac{e_c - e_i}{1 + e_0} \cdot 100 = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} \cdot 100 \quad (2.5)$$

Onde: e_i e ε_i - índice de vazios e deformação volumétrica específica antes da tensão de inundação; e_c e ε_c - índice de vazios e deformação volumétrica específica após a inundação; e_0 e ε_0 - índice de vazios e deformação volumétrica específica iniciais.

Com base no valor do potencial de colapso, alguns autores propuseram limites para classificar o solo colapsível e o grau do dano que esse tipo de solo pode causar em

obras devido às deformações. Para Vargas (1978), um solo é considerado colapsível quando apresenta potencial de colapso (ou deformação por colapso) superior a 2%, independentemente da tensão vertical em que se realizou a inundação.

Figura 9 – Ensaio edométrico: a) duplo; b) simples.



onde:

σ_{cn} – tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} – tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vo} – tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

onde:

e_i ou ϵ_i – índice de vazios ou deformação volumétrica específica até a tensão considerada antes da inundação;

e_c ou ϵ_c – índice de vazios ou deformação volumétrica específica após a inundação.

Fonte: VILAR e FERREIRA, 2015.

Jennings e Knight (1957) classificaram a colapsibilidade quanto ao grau do problema que podem causar, considerando o potencial de colapso correspondente a uma tensão vertical de 200 kPa. Esse critério de classificação está apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Critério de Jennings e Knight (1957) para classificar a colapsibilidade nas obras de engenharia.

Potencial de colapso (%)	Gravidade dos problemas
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
> 20	Problema muito grave

Fonte: JENNINGS e KNIGHT, 1957.

Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um critério de classificação que depende de um coeficiente de colapsibilidade (Equação 2.6). Esse coeficiente é calculado para uma determinada tensão vertical e são levadas em consideração a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento (tensão de pré-consolidação virtual da Figura 9 a) do solo na umidade natural e na condição inundada.

$$C = \frac{\sigma_{vms} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vmn} - \sigma_{vo}} \quad (2.6)$$

Onde:

σ_{vo} – tensão vertical geostática;

σ_{vms} – tensão de escoamento do solo na condição inundada;

σ_{vmn} – tensão de escoamento do solo na umidade natural.

Com o valor de C e comparando os valores σ_{vo} , σ_{vms} , σ_{vmn} e σ_v (tensão vertical após o carregamento), o solo é classificado da seguinte maneira:

- Verdadeiramente colapsível se $\sigma_{vms} < \sigma_{vo}$ e $C < 0$. Nesse caso, o solo pode colapsar até com o peso próprio e, sob inundação, os recalques serão consideráveis.
- Condicionalmente colapsível se $\sigma_{vms} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$. Nesse caso, a ocorrência do colapso vai depender do valor de σ_v . Para $\sigma_v < \sigma_{vms}$, o colapso não acontecerá quando o solo for inundado e o maior acréscimo de tensão que o solo poderá suportar será $\sigma_{vms} - \sigma_{vo}$. Quando $\sigma_{vms} < \sigma_v < \sigma_{vmn}$, o colapso acontecerá quando o solo sofrer inundação após o carregamento. Quando $\sigma_v > \sigma_{vmn}$, o colapso acontecerá mesmo que o solo não sofra inundação.
- O colapso não ocorrerá quando $C = 1$. Essa condição é restrita a poucos solos, pois na maioria dos casos $C < 1$.
- Para solos normalmente consolidados, $\sigma_{vmn} = \sigma_{vo}$ e $C = -\infty$.

Lutenegger e Saber (1988) definiram um critério para classificar os danos em uma obra assente em solos colapsível, de leve a alto, com base no valor de um coeficiente de colapso estrutural (i). A expressão que determina o valor de i (Equação 2.7) difere da expressão que define o potencial de colapso (Equação 2.5) no que diz respeito à

consideração da compressão do solo antes da inundação até o nível de tensão onde ocorrerá a inundação, que na expressão de i não é considerada. Na maioria dos casos, os valores obtidos pelas duas expressões são similares e, por isso, o termo potencial de colapso tem sido atribuído para as duas expressões. A classificação de Lutenegger e Saber (1988), que considera as deformações de colapso para uma tensão de inundação de 300 kPa, está apresentada na Tabela 4.

$$i = \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} \cdot 100 \quad (2.7)$$

Onde:

e_i - índice de vazios antes da inundação;

e_c - índice de vazios após a inundação.

Tabela 4 – Critério de Lutenegger e Saber (1988) para classificar a colapsibilidade nas obras de engenharia.

i (%)	Gravidade dos problemas
2	Leve
6	Moderado
10	Grave

Fonte: LUTENEGGER e SABER, 1988.

As propostas apresentadas servem de referência para avaliar a suscetibilidade ao colapso do solo e não visam a estimativa de recalques de fundação. Por não haver um estudo específico nas diversas naturezas do solo e nos diferentes tipos de clima, essas propostas são utilizadas como referências em vários estudos, sendo uma importante ferramenta para o projetista de fundações. Uma discussão mais aprofundada sobre esses métodos pode ser encontrada em Ferreira (1995) e Souza Neto (2004).

2.6.2.2 Baseados em ensaios de campo

Ensaio de campo vêm sendo realizados no estudo do comportamento dos solos colapsíveis. A minimização das perturbações das amostras, a possibilidade de ensaiar um maior volume de solo e a obtenção de condições reais de umidade são vantagens

desse tipo de ensaio (HOUSTON *et al.*, 2001). Alguns dos ensaios comumente empregados no acompanhamento e avaliação desse tipo de solo envolvem o uso do Expansocolapsômetro e ensaios de cone (CPT). Além desses, ainda utilizam-se as provas de carga sobre placa, que serão abordadas no item 2.8.

Expansocolapsômetro

O Expansocolapsômetro foi desenvolvido por Ferreira e Lacerda (1993;1995). Esse equipamento permite avaliar a variação de volume dos solos em campo para diferentes profundidades do perfil geotécnico. O ensaio consiste em aplicar carregamentos por estágios em uma sapata de pequeno diâmetro (10 cm), até alcançar uma tensão específica, na qual o solo é inundado. Para alcançar a profundidade de ensaio, realiza-se um furo a trado. Durante cada estágio de carregamento, os recalques são acompanhados até a estabilização. O potencial de colapso é definido de acordo com a Equação 2.8:

$$PC(\%) = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100 \quad (2.8)$$

Onde:

ΔH – variação de altura (recalque) devido à inundação;

H – espessura inicial da camada de solo comprometida com o colapso antes da inundação. Essa espessura pode ser determinada pela variação da umidade do solo provocada com a inundação ou pela profundidade abaixo da placa onde a transmissão de tensão é significativa.

Ferreira e Lacerda (1993) e Ferreira *et al.* (2002) fizeram uma comparação entre os resultados de ensaios de colapso realizados com o expansocolapsômetro e ensaios edométricos em uma areia colapsável de Petrolândia-Pe. O estudo mostrou que existe uma correlação aproximadamente linear entre os resultados, fornecendo uma expressão que determina o colapso de campo a partir da deformação de colapso obtida em laboratório. Entretanto, ao empregar esta expressão, Souza Neto (2004) observou considerável dispersão dos resultados ($R^2 = 0,48$) e sugeriu que a correlação proposta pode não ser válida para todos os solos e formações geológicas.

Alguns autores têm recorrido a este ensaio na prática, como Souza Neto *et al.* (2012), que usaram o equipamento para avaliar o potencial de colapso do solo de um trecho do canal Eixo Leste do Projeto de Integração do Rio São Francisco com as Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional (PISF), no município de Floresta-PE. Os autores obtiveram resultados satisfatórios, que permitiram quantificar a colapsibilidade do solo e auxiliar na definição das camadas a serem tratadas. Estudo semelhante foi realizado por Cássia *et al.* (2012), que avaliaram a colapsibilidade do solo de fundação de um viaduto rodoviário que faz parte da obra de duplicação da BR-163, em Rondonópolis-MT.

Souza Neto (2004) apresentou uma versão adaptada do Expansocolapsômetro, sendo esta versão utilizada nesta pesquisa.

Ensaio de cone (CPT - Cone Penetration Test)

Um outro método para determinar o colapso de campo foi apresentado por Kratz de Oliveira *et al.* (1999). Os autores propuseram a realização de ensaios pressiométricos no solo natural e previamente inundado, onde o potencial de colapso (C_{press}) é obtido comparando-se os resultados obtidos para nas duas condições (Equação 2.9).

$$C_{press} = \frac{r_f^2 - r_i^2}{r_i^2} - \frac{r_{o\ sat}^2 - r_{o\ nat}^2}{r_{o\ nat}^2} \quad (2.9)$$

Onde:

r_f e r_i – raios da cavidade para o solo sob condição de saturação e na umidade natural, respectivamente, ambos para o nível de tensão equivalente à pressão de plastificação do ensaio pressiométrico saturado;

$r_{o\ sat}$ e $r_{o\ nat}$ – raios iniciais de cavidade para o solo sob condição de saturação e na umidade natural, respectivamente.

Kratz de Oliveira *et al.* (1999) apresentam a metodologia de obtenção do colapso pressiométrico, porém, não apresentaram um critério de classificação da colapsibilidade do solo. Nesse sentido, Dourado (2005) realizou ensaios pressiométricos em uma areia siltosa colapsível na tentativa de obter uma classificação quanto à colapsibilidade a partir desses ensaios. A autora observou

coerência entre os resultados dos potenciais de colapso calculados segundo o critério de Jennings e Knight (1975) para o edométrico duplo e os calculados conforme a proposta de Kratz de Oliveira *et al.* (1999) para os ensaios pressiométricos. A partir disso, sugeriu um critério de classificação quanto à colapsibilidade para o solo estudado, ressaltando a necessidade de aperfeiçoamento do mesmo para o emprego em outros solos através da inserção de novos solos e dados.

De acordo com Coutinho *et al.* (2004), mesmo não existindo um critério de classificação geral quanto à colapsibilidade para ensaios pressiométricos, o tipo duplo desses ensaios (natural e inundado) é útil para mostrar o comportamento de colapso e identificar a camada com maior potencial de colapso do perfil do solo.

2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO DOS SOLOS

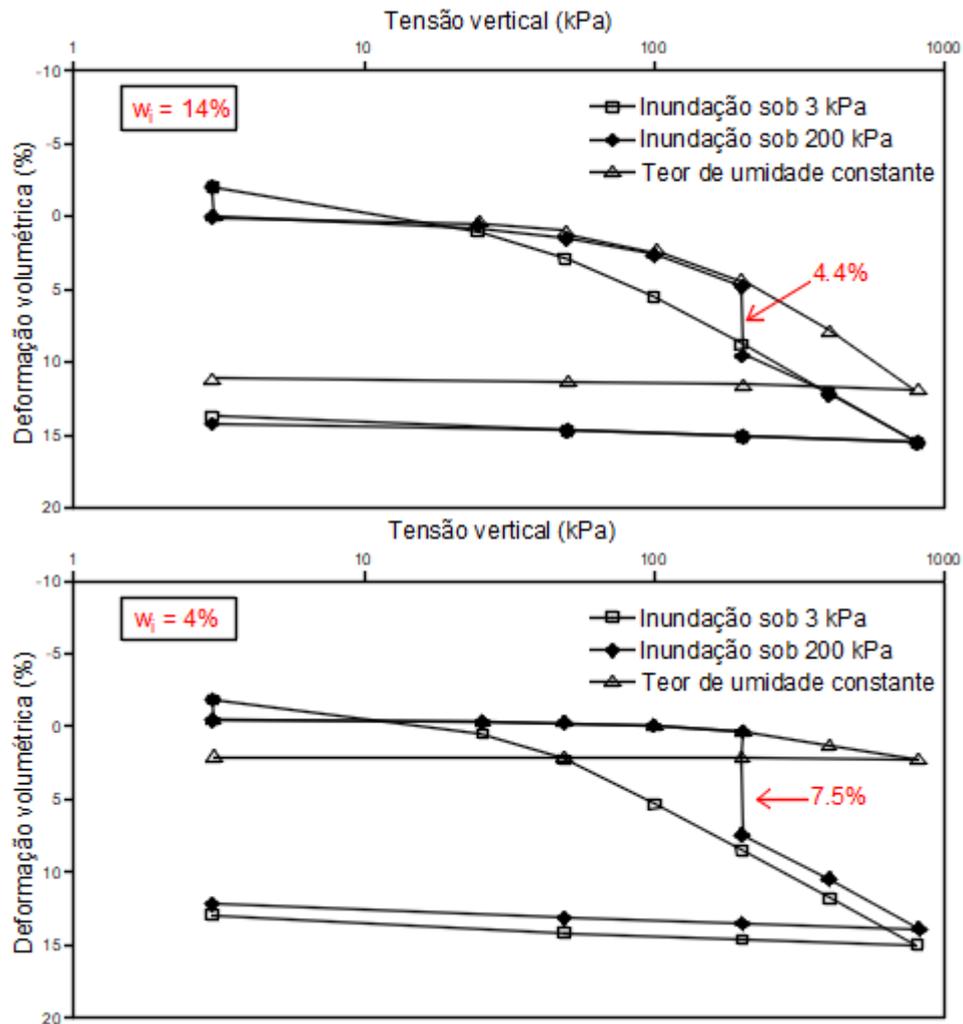
O potencial de colapso do solo pode ser influenciado por vários fatores, como a estrutura e a sucção, que já foram comentados. A seguir serão descritos outros fatores que podem influenciar o colapso, que são observados a partir de ensaios edométricos.

2.7.1 Umidade inicial

A umidade inicial do solo é um importante fator no desencadeamento do colapso. Alguns autores demonstraram que quanto menor é a umidade inicial do solo antes da inundação, maiores são as deformações específicas de colapso (JENNINGS e KNIGHT, 1975; FERREIRA, 1995; SOUZA NETO, 2004; DELAGE, 2014). Essa afirmação corrobora com assuntos já explanados, onde se discutiu que quanto menor é a umidade, maior é a sucção e, por isso, o solo é mais resistente.

A Figura 10 mostra resultados de ensaios edométricos simples e duplos realizados em um solo colapsível. É possível perceber como o teor de umidade inicial influencia diretamente o potencial de colapso. Para a umidade inicial de 14%, o solo apresentou deformação de colapso de 4,4%. Com teor de umidade inicial de 4%, a deformação de colapso do solo aumentou para 7,5%. O entendimento deste comportamento é fundamental na investigação desse tipo de solo, pois, se as amostras forem coletadas no período chuvoso, os resultados obtidos em ensaios edométricos podem não representar o verdadeiro potencial de colapso do solo.

Figura 10 – Ensaio edométricos em um *loees* localizado no norte da França.



Fonte: DELAGE, 2014.

2.7.1.1 Grau de saturação crítico

De acordo com Cintra (1998), para que o colapso seja deflagrado, o solo deve ser umedecido até um certo valor limite do grau de saturação, para um determinado estado de tensão. Logo, existe um grau de saturação crítico (limite inferior) para gerar a instabilidade da estrutura do solo e iniciar o colapso. O acréscimo do grau de saturação implica em maiores deformações de colapso, mas só até atingir outro valor crítico (limite superior) do grau de saturação, a partir do qual as deformações de colapso deixam de aumentar.

Conhecer o grau de saturação do solo é fundamental na adoção de soluções para problemas de colapso em obras de engenharia, como, por exemplo, no controle da impermeabilização de uma área (grau de saturação crítico inferior) ou no

umedecimento prévio do solo (grau de saturação crítico superior). Além disso, o limite superior possui grande relevância no emprego de ensaios de campo para fins de projetos em solos colapsíveis (DOURADO, 2005).

Segundo Dourado (2005), os limites críticos do grau de saturação dependem do estado de tensão do solo, sendo que o limite inferior sofre maior influência do estado de tensão e, por isso, são mais difíceis de serem determinados. Dessa forma, a maioria dos autores fazem referência apenas ao limite superior do grau de saturação.

Cintra (1998) propôs um grau de saturação crítico superior da ordem de 70 a 80% com base na experiência em solos colapsíveis do interior de São Paulo. Cruz *et al.* (1994) realizaram ensaios edométricos simples em solos colapsíveis e observaram um colapso progressivo com o aumento do teor de umidade, o qual atingiu o valor máximo com grau de saturação em torno de 80%. Com base em resultados de ensaios de campo, Souza Neto (2004) observou que um grau de saturação da ordem de 50% pode ser suficiente para provocar todo o colapso em um solo areno-siltoso.

Jennings e Knigh (1975) propuseram faixas de valores para o limite superior do grau de saturação crítico (S_r), cujo valor depende da granulometria do solo:

- $6 < S_r < 10\%$ para pedregulhos finos;
- $50 < S_r < 60\%$ para areias siltosas finas;
- $90 < S_r < 95\%$ para siltes argilosos.

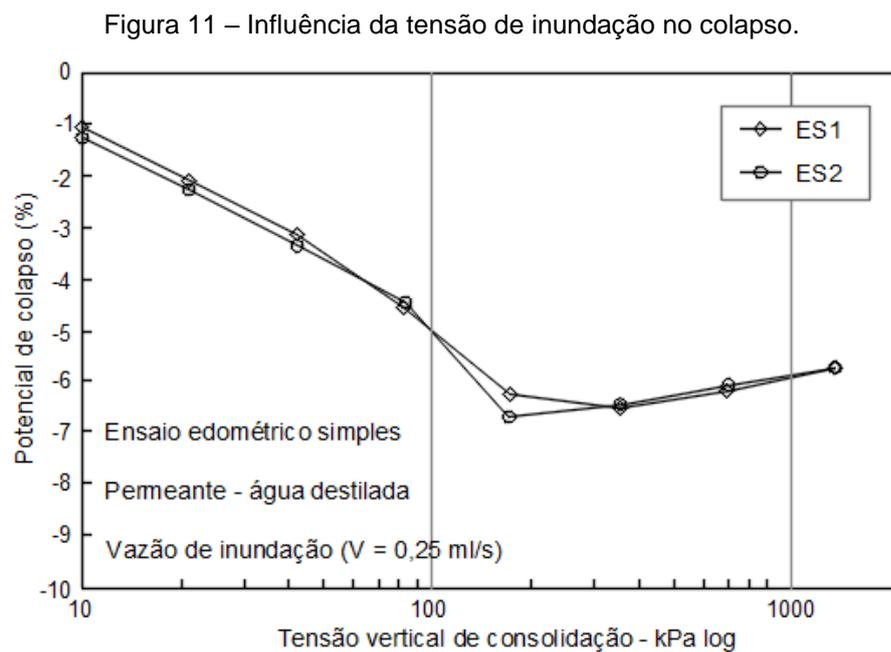
Para Souza Neto (2004), os valores propostos nem sempre serão compatíveis com outros solos semelhantes, já que o grau de saturação crítico pode sofrer influência do tipo de estrutura e formação geológica, uma vez que a intensidade e velocidade do colapso dependem da natureza dos vínculos entre os grãos do solo.

2.7.2 Estado de tensão

Vários autores demonstraram, por meio de ensaios edométricos, que as deformações de colapso dependem do estado de tensão do solo (ex.: Lutenecker e Saber (1988), Ferreira (1995), Futai (1997) e Souza Neto (2004)). Os resultados apresentados por esses autores mostram que se o solo estiver sob compressão, o potencial de colapso tende a aumentar com a tensão de inundação até um valor máximo, a partir do qual

tende a diminuir. O tipo de solo e as condições iniciais (antes da inundação) são os fatores que influenciam no valor da tensão onde ocorre o maior potencial de colapso.

Este comportamento pode ser observado na Figura 11, que apresenta resultados obtidos por Ferreira (1995). O autor realizou ensaios edométricos simples, sob a mesma vazão de inundação, em uma areia siltosa e verificou que os potenciais de colapso para as duas séries analisadas (ES1 e ES2) cresceram com o aumento da tensão, alcançando um valor máximo entre as tensões de 160 e 320 kPa, e depois decresceram. Souza Neto (2004) demonstra que esse comportamento de pico depende da rigidez do solo e do nível de tensão atingindo no ensaio edométrico, sugerindo que esta pode ser uma característica imposta pelo ensaio e não uma característica do solo colapsível.

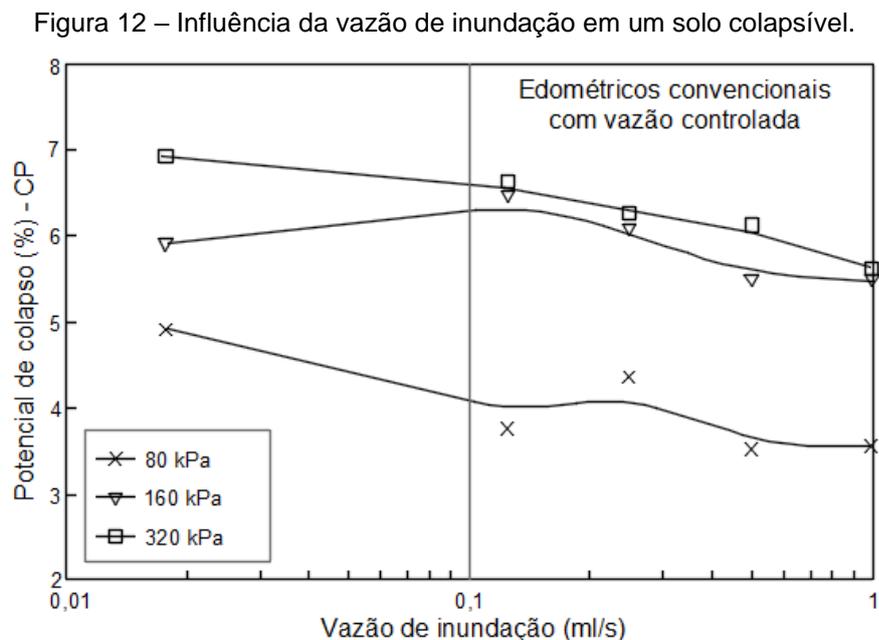


Fonte: FERREIRA, 1995.

2.7.3 Vazão de inundação

A vazão com que o solo é inundado pode interferir nas deformações de colapso, visto que pode influenciar na desintegração estrutural do solo. Na natureza, as condições de inundação (infiltração) do solo acontecem, geralmente, nem muito lentas e nem muito bruscas. Inundações bruscas podem acontecer devido à ação antrópica, como a ruptura de uma tubulação ou vazamento de um reservatório.

Ferreira (1995) realizou ensaios edométricos convencionais em um solo colapsível utilizando vazões de inundação que variaram de 1,0 a 0,0175 ml/s, com o solo submetido a tensões de 80, 160 e 320 kPa. O autor verificou que a vazão de inundação influencia o colapso e a velocidade de deformação máxima do solo, tanto em magnitude como no tempo para que ocorra. Quando há acréscimo da vazão de inundação, a velocidade de deformação máxima aumenta e o tempo para que ocorra diminui, fazendo com que as deformações de colapso sejam pequenas. O decréscimo da vazão de inundação provoca uma redução na velocidade de deformação, com intervalo de tempo suficiente para um melhor rearranjo das partículas e, conseqüentemente, maiores deformações de colapso. Estes resultados estão apresentados na Figura 12.



Fonte: FERREIRA, 1995.

2.7.4 Tipo de permeante

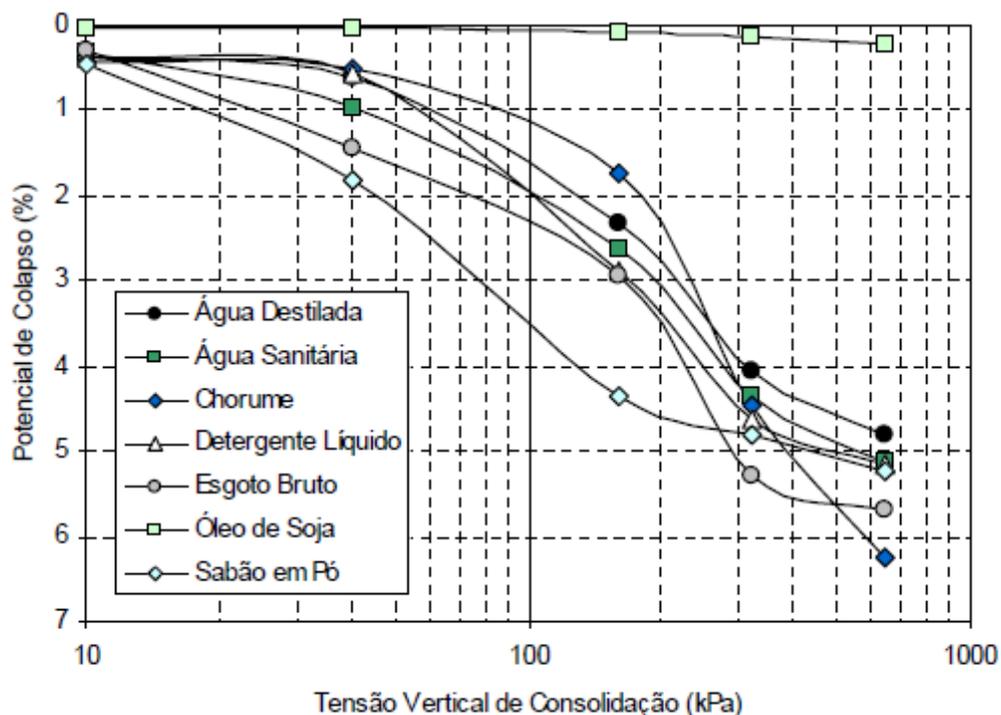
O tipo de permeante sob o qual o solo é inundado também pode influenciar no potencial de colapso. Neste caso, a magnitude do colapso pode depender da interação entre os componentes químicos do permeante e a fração de argila presente no solo ou outros componentes, como óxidos de ferro e de alumínio, carbonatos, etc. As propriedades físico-química intrínsecas do permeante, como viscosidade e tensão superficial, influenciam a velocidade de penetração do líquido no solo e,

consequentemente, podem também influenciar o potencial de colapso (VILAR e FERREIRA, 2015).

Reginatto e Ferrero (1973) foram os pioneiros na realização desse tipo de análise ao verificarem a influência nas deformações de colapso de solos inundados com diferentes tipos de permeantes (esgoto doméstico, água ácida e água do sistema de abastecimento da cidade), onde, em algumas amostras, o colapso só ocorreu quando a inundação foi realizada com esgoto doméstico ou água ácida.

Motta (2006) realizou ensaios edométricos simples em uma areia compactada com peso específico e teor de umidade equivalentes aos do solo natural (colapsível). O solo foi coletado a uma profundidade onde geralmente estão apoiadas as fundações superficiais. A autora inundou as amostras com diferentes tipos de permeantes preparados a base de substâncias que compõem as águas servidas, chorume e água destilada. Os maiores valores de potencial de colapso foram de 6,2 e 5,7% para inundação com chorume e esgoto bruto, respectivamente, na tensão de 640 kPa. Esses resultados estão apresentados na Figura 13.

Figura 13 – Influência do tipo de permeante em um solo colapsível.



Fonte: MOTTA, 2006.

Os resultados obtidos por Motta (2006) indicam que o colapso também está relacionado com as interações físico-químicas entre o solo e o líquido de inundação e não só à redução da sucção. Comportamento semelhante foi observado por Rodrigues *et al.* (2010) ao fazerem o mesmo tipo de estudo em amostras indeformadas de uma areia fina argilosa colapsível.

Do ponto de vista prático, essa situação sugere que os recalques por colapso provenientes da ruptura de uma tubulação de esgoto, por exemplo, poderão ser maiores do que os recalques provocados pela água da chuva.

2.8 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

As fundações superficiais, por estarem apoiadas em uma profundidade geralmente até 3,0 m, estão suscetíveis às variações volumétricas sofridas pelos solos não saturados devido às variações sazonais e antrópicas. Fundações superficiais assentes em solos colapsíveis estão sujeitas a recalques adicionais, o que pode provocar sérios danos nas obras assentes nesse tipo de solo. A seguir serão feitas algumas abordagens relacionadas a este assunto.

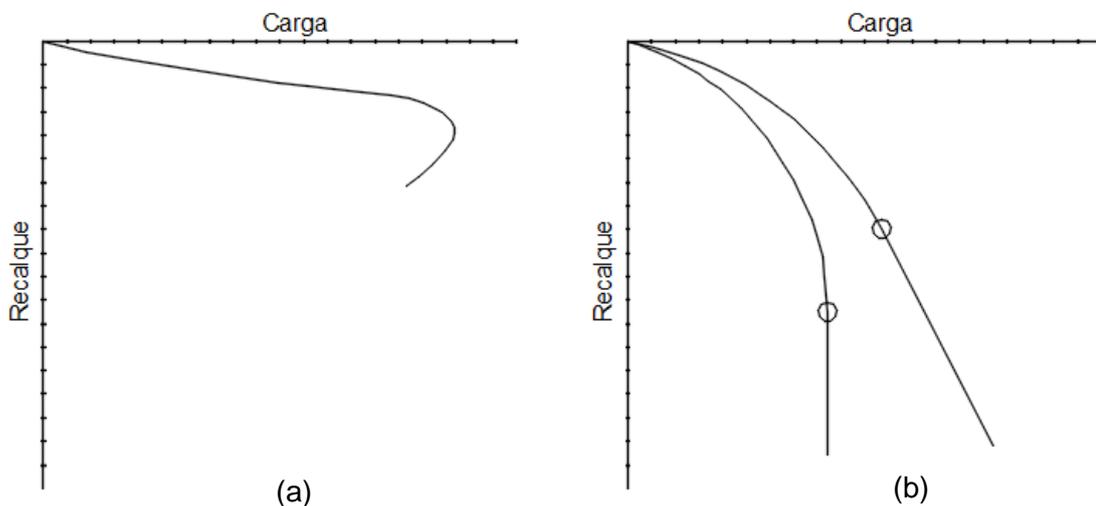
2.8.1 Prova de carga sobre placa

A prova de carga sobre placa é um ensaio usado para avaliar o comportamento de fundações superficiais. O ensaio é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 6489/1984 e consiste em medir os recalques provenientes de carregamentos em estágios em uma placa circular padronizada, apoiada no solo. O resultado do ensaio é uma curva carga/tensão *versus* recalque, a qual permite estimar os recalques de uma fundação e determinar a carga de ruptura do solo (ou capacidade de carga do solo).

Vesic (1975) apresentou três mecanismos de ruptura do solo: geral, por punccionamento e local. A ruptura geral acontece em solos mais resistentes, de forma súbita, com plano de ruptura bem definido, que pode atingir a superfície do terreno, caracterizado pelo empolamento do solo em torno da fundação, logo, a carga de ruptura é atingida com pequenos valores de recalque (Figura 14 a). A ruptura por punccionamento é característica de solos mais deformáveis, como os solos fofos ou

moles. Nesse caso, a carga de ruptura é atingida para maiores valores de recalques. A ruptura por punção pode acontecer de duas formas: 1) atingindo a carga de ruptura, com recalques incessantes para esta carga; 2) quando os recalques são crescentes com o acréscimo contínuo da carga. As duas possibilidades de ruptura por punção estão apresentadas na Figura 14b. Para o caso 2, é questionável a caracterização da ruptura, pois há um aumento contínuo da resistência do solo (CINTRA *et al.*, 2011). A ruptura local acontece em solos de média compactidade ou consistência, não apresentando um mecanismo típico, sendo um caso intermediário entre as rupturas geral e por punção.

Figura 14 – Mecanismo de ruptura: a) geral; b) por punção.



Fonte: Adaptado de VESIC, 1975.

O conhecimento da carga de ruptura (ou tensão de ruptura) do solo é fundamental para o dimensionamento de fundações. Para fins de projeto, adota-se uma tensão limite, baseada na tensão de ruptura, que não conduza a recalques excessivos, definida como tensão admissível. Essa tensão pode ser determinada empregando-se um fator de segurança conforme o item 6.2.1.1.1 da NBR 6122/2010.

Quando a ruptura do solo não é nítida na curva carga x recalque, como no caso de ruptura por punção ou quando ensaio é encerrado prematuramente, torna-se necessária a adoção de algum critério para a determinação da capacidade de carga do solo. Alguns critérios são baseados em um valor de recalque limite ou fazendo-se a extrapolação da curva carga x recalque.

O código de obras da cidade de Boston - EUA definiu um critério de ruptura para uma placa quadrada de 1" x 1", estipulando um limite de recalque de 25 mm para a tensão de ruptura e de 10 mm para a tensão admissível, devendo ser adotado, para a tensão admissível, o menor entre os seguintes valores (Equação 2.10):

$$\sigma_{\text{adm}} \leq \begin{cases} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{cases} \quad (2.10)$$

Onde σ_{10} e σ_{25} são as tensões que provocam um recalque de 10 mm e 25 mm, respectivamente, e 2 é o fator de segurança.

Um outro critério comumente adotado no meio técnico é o de um recalque limite equivalente a 10% do diâmetro da placa (TEXEIRA e GODOY,1998). A NBR 6489/1984 e a NBR 6122/2010 (Projeto e execução de fundações) não estabelecem um critério para a determinação da carga de ruptura do solo em fundações superficiais. A NBR 6489 recomenda apenas que a prova de carga deve ser levada até pelo menos ser observado um recalque total de 25 mm para uma placa de 0,80 m de diâmetro. Esse valor de recalque pode ser adotado como um critério de ruptura técnica, sendo até mais conservador do que o critério dos 10% do diâmetro da placa.

Também é comum o uso de modelos matemáticos para fazer a extrapolação da carga x recalque até a carga de ruptura. Segundo Alonso (1991) um dos métodos mais difundidos no meio técnico é o de Van der Veen (1953).

Método de Van der Veen (1953)

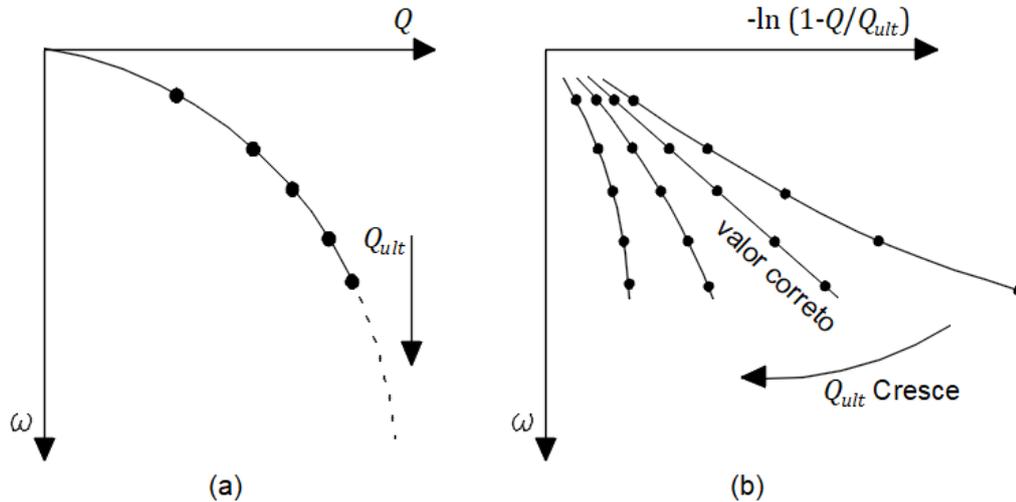
Na metodologia de Van der Veen (1953), a curva carga x recalque é representada por uma função segundo a Equação 2.11:

$$Q = Q_{\text{ult}} \cdot (1 - e^{-\alpha \omega}) \quad (2.11)$$

Onde Q e ω são as coordenadas os diversos pontos da curva carga x recalque; α é um coeficiente que depende da forma da curva; e Q_{ult} é a carga de ruptura que se deseja determinar.

A solução da Equação 2.11 é obtida por meio de tentativas, adotando-se diferentes valores para Q_{ult} até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln(1-Q/Q_{ult})$ versus ω , como ilustra a Figura 15.

Figura 15 – Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen (1953).



Fonte: Adaptado de VAN DER VEEN, 1953 por VELLOSO e LOPES, 2002.

Aoki (1976) propôs um ajuste no método de Van der Veen ao observar que a reta correspondente a Q_{ult} não passava pela origem, incluindo um intercepto (β) na Equação 2.11, como mostra a Equação 2.12:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{\beta - \alpha \omega}) \quad (2.12)$$

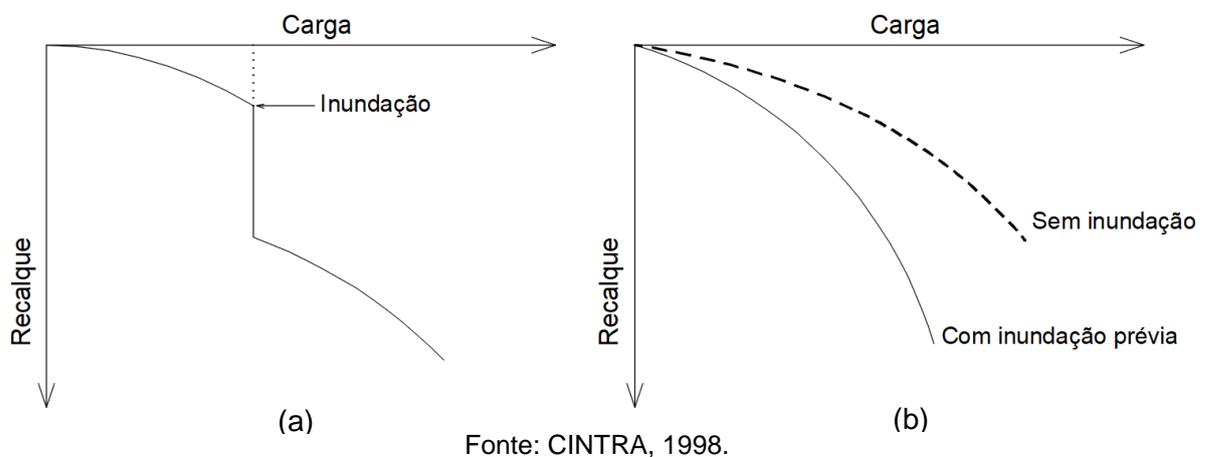
A expressão do método de Van der Veen é do tipo exponencial, com mecanismo de ruptura caracterizado por recalques teoricamente infinitos. Sendo assim, o método é aplicável para curvas carga x recalque que possuem este formato. De acordo com Velloso e Lopes (2002), quando o método é utilizado em curvas carga x recalque que se situam no trecho inicial (quase elástico), há uma tendência de os valores da carga de ruptura serem elevados.

Prova de carga em solos colapsíveis

Em solos colapsíveis, a prova de carga pode ser realizada de duas maneiras: 1) com a inundação durante o ensaio; 2) realizando dois ensaios, um com o solo na umidade

natural e outro com o solo previamente inundado. No primeiro caso, a curva carga x recalque apresenta uma descontinuidade, que representa os recalques provocados pela inundação sob carga constante, como mostra a Figura 16 a. No segundo caso, as curvas não exibem descontinuidade, mas a curva do ensaio com inundação prévia apresenta maiores recalques e conseqüente redução da capacidade de carga (Figura 16 b).

Figura 16 – Curvas carga x recalque em solos colapsíveis: a) com inundação durante o ensaio; b) com o solo na umidade natural e previamente inundado.



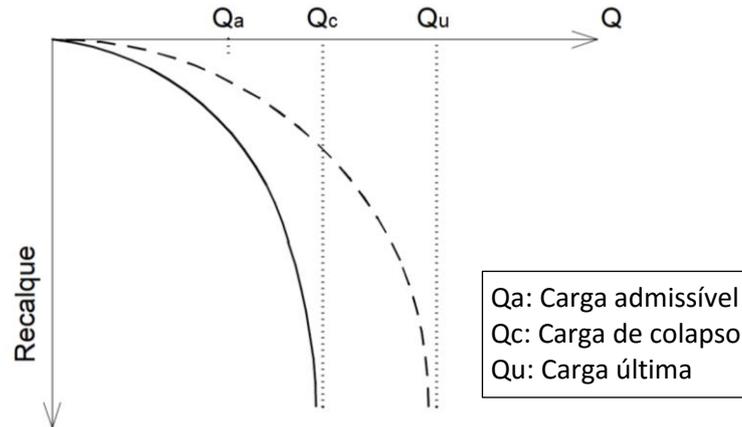
Fonte: CINTRA, 1998.

Cintra (1998) define uma carga de colapso (Q_c) como a carga crítica que, aplicada pela fundação, deflagra o colapso em um solo colapsível suficientemente inundado. Para o autor, Q_c corresponde à carga de ruptura do solo previamente inundado, como mostra a Figura 17. Logo, a carga de colapso pode ser interpretada como a capacidade de carga (na umidade natural do solo) reduzida pela influência da inundação do solo. Para Souza Neto (2004), Q_c não representa necessariamente uma carga crítica a partir da qual o colapso ocorrerá, pois é possível que ocorra colapso em uma carga $Q_a < Q_c$ suficiente para provocar danos na obra.

A capacidade de carga de uma fundação assente em solo colapsível deve variar com a natural oscilação do teor de umidade do solo (ou pressão de sucção), em períodos de estiagem e de chuva. Assim, a curva carga x recalque de uma prova de carga nesse tipo de solos não é única, pois a forma da curva vai depender da sucção matricial (Ψ_m) do solo no início do ensaio. Para sucções mais elevadas no início do ensaio, a deformabilidade é menor e ocorre um aumento da capacidade de carga. Para valores mais baixos de sucção, tem-se maior deformabilidade e a capacidade de

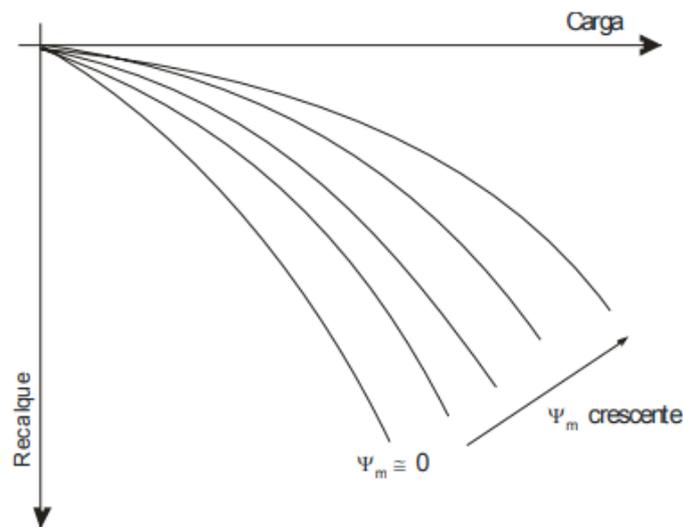
carga é reduzida. Dessa forma, existe a possibilidade de várias curvas carga x recalque, com limite inferior para a sucção igual a zero (situação mais crítica), conforme o valor da sucção matricial no início do ensaio (CINTRA, 2004), como mostrado na Figura 18.

Figura 17 – Carga de colapso determinada com pré-inundação do solo.



Fonte: Adaptado de CINTRA, 1998.

Figura 18 – Família de curvas carga x recalque para diferentes valores de sucção matricial média no solo.



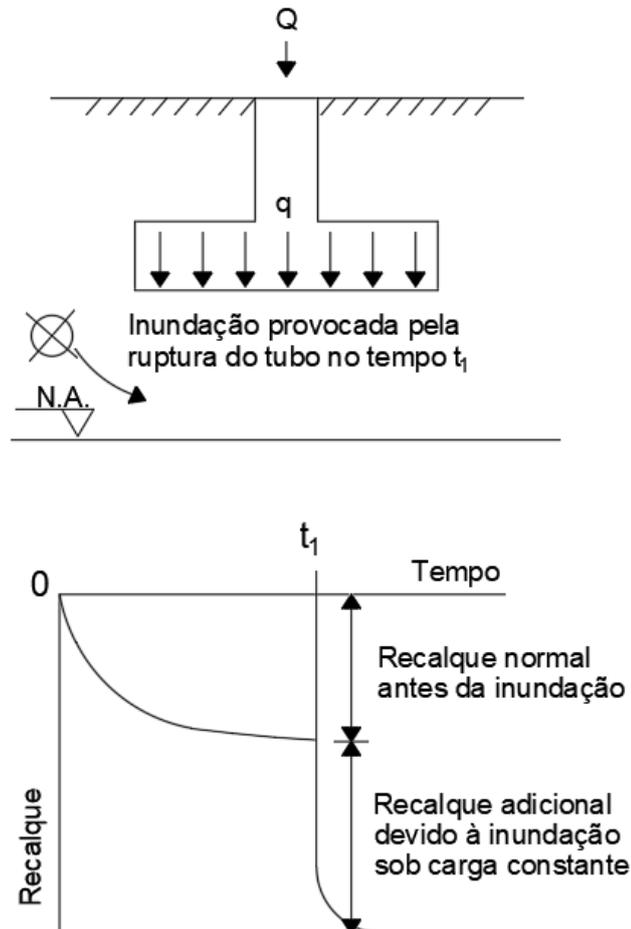
Fonte: CINTRA, 2004.

Potencial de colapso a partir de provas de carga

Para avaliar os recalques de uma fundação provocados pelo colapso do solo, a metodologia empregada é da prova de carga com inundação durante o ensaio, em uma tensão específica, denominada tensão de inundação. Após a inundação com

tensão constante, o solo sofrerá um recalque adicional, como ilustra a Figura 19, onde a inundação foi provocada pela ruptura de um tubo.

Figura 19 – Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.



Fonte: Adaptado de JENNINGS e KNIGHT, 1975.

Na metodologia de Ferreira e Lacerda (1993;1995), o potencial de colapso de campo pode ser determinado a partir da divisão da variação de altura do solo durante o colapso (recalque) pela espessura da camada de solo que contribuiu para o colapso, sendo que essa espessura pode ser determinada pela variação da umidade do solo alterada pela inundação ou como sendo a profundidade abaixo da placa em que a transmissão de tensão é significativa.

Em provas de carga sobre placa, a determinação da camada de solo abaixo da placa que contribuiu para o colapso tem sido feita através do acompanhamento da frente de umedecimento do solo durante a inundação, considerando-se uma profundidade onde as tensões verticais são significativas (bulbo de tensões). Entretanto, existe um

questionamento a respeito desse assunto, visto que a distribuição de tensão não é uniforme dentro da região que contribui para o recalque de colapso, o que dificulta a conversão das medidas no campo em relações tensão-deformação (HOUSTON *et al.*, 2001).

A não uniformidade na distribuição das tensões em uma fundação superficial pode estar relacionada a fatores associados ao tipo de fundação, como dimensão, forma e rigidez; ao perfil do solo, como tipo de solo, anisotropia, heterogeneidade, etc.; e às condições de carregamento, como direção, excentricidade, etc. (SOUZA NETO, 2004).

Alguns autores têm empregado modelos matemáticos para obter a variação da tensão do solo abaixo de uma fundação, como, por exemplo, Houston *et al.* (1995) e Silva Filho *et al.* (2010) que utilizaram análises de elementos finitos nesse tipo de estudo.

2.8.2 Estimativa de recalques

Para estimar os recalques de colapso de uma fundação é necessário, inicialmente, conhecer a espessura da camada do solo que contribui para o colapso. No tópico anterior comentou-se a respeito das limitações na determinação dessa camada, impostas pelo conhecimento da distribuição de tensões abaixo da cota da fundação e da extensão do grau de saturação de um umedecimento futuro do solo.

Para Houston *et al.* (2001), a tarefa mais desafiadora da engenharia de solos colapsíveis é a de prever a extensão e o grau de umedecimento futuro. De acordo com os autores, solos siltosos e arenosos raramente atingem o grau de saturação de 100% por infiltração descendente de água.

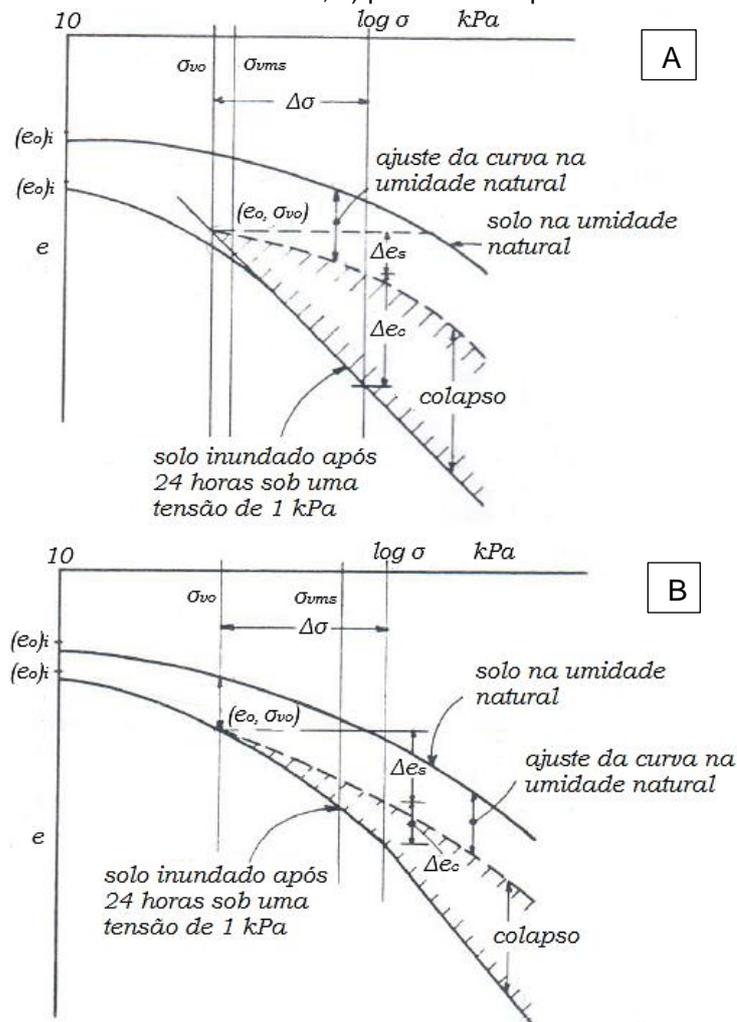
Contudo, alguns autores vêm utilizando resultados de ensaios edométricos ou de campo para estimar os recalques de colapso de uma fundação superficial, admitindo a hipótese de inundação extrema, sendo que a maioria das estimativas são realizadas fazendo-se a implementação de modelos constitutivos em programas de cálculo (FUTAI *et al.*, 2001; SILVA FILHO *et al.*, 2010). Entretanto, um procedimento simplificador também é usual, no qual o recalque é estimado através da multiplicação das deformações de colapso obtidas em ensaios edométricos pela espessura da

camada envolvida no processo de colapso, determinando-se as tensões no solo sob a fundação por meio de equações da teoria da elasticidade.

Jennings e Knight (1957) e (1975), propõem um método simplificador que utiliza resultados de ensaios edométricos duplos para a estimativa de recalques. A proposta dos autores é aplicável em solos condicionalmente colapsíveis e, por isso, exclui qualquer deformação de colapso que possa ocorrer sob uma tensão de inundação igual ou inferior à tensão geostática do solo. Os autores atribuem tais deformações aos efeitos de perturbação e alívio de tensões. Jennings e Knight (1957) e (1975) sugerem um ajuste nas curvas do ensaio edométrico duplo, que está apresentado na Figura 20 para solos normalmente adensados e para solos pré-adensados. Solos com razão (σ_{vms}/σ_{vo}) entre 0,8 e 1,5 devem ser ajustados de acordo com a Figura 20a, caso o valor desta razão seja superior a 1,5, o ajuste deve ser de acordo com a Figura 20 b.

Como existem diferenças quanto à distribuição de tensão e de umidade no solo durante os ensaios edométricos e a real situação de campo em solos colapsíveis, Jennings e Knight (1957) aconselham a dar-se importância nas interpretações dos resultados obtidos com a aplicação do método. De acordo com Souza Neto *et al.* (2012), todas as deformações ocorridas nos ensaios edométricos serão resultantes da redução de vazios, já que não haverá ruptura do solo. Numa prova de carga sobre placa em campo, além da redução dos vazios, poderá haver também a ruptura do solo resultante das tensões cisalhantes, fazendo com que as deformações medidas em campo sejam maiores que as obtidas no laboratório. Souza Neto (2004) utilizou este método para prever o recalque de colapso de duas provas de carga com tensões de inundação de 60 e 100 kPa. Para a tensão de inundação de 100 kPa, o recalque estimado (30 mm) foi inferior ao medido (45 mm). Para a tensão de inundação de 60 kPa, o recalque estimado (21,5 mm) foi próximo a valor medido (20,5 mm). Jennings e Knight (1957) citam que as estimativas de recalques em oito casos de obra concordaram com os recalques observados, considerando um limite de confiança.

Figura 20 – Ajuste das curvas proposto por Jennings e Knight (1957) e (1975): a) para um solo normalmente adensado; b) para um solo pré-adensado.



Fonte: Adaptado de JENNINGS E KNIGHT, 1975.

2.8.3 Soluções para solos colapsíveis

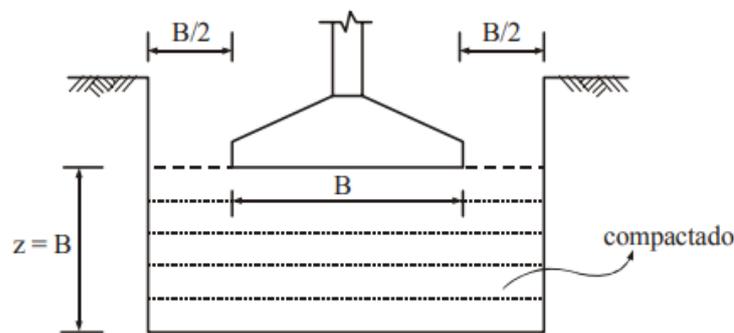
A possibilidade de aumento no teor de umidade de um solo é inevitável, uma vez que pode acontecer naturalmente, devido à infiltração de águas de chuvas ou ascensão do lençol freático, ou acidentalmente, devido a vazamentos de tubulações e de reservatórios enterrados, por exemplo. Dessa forma, fundações superficiais assentes em solos colapsíveis estão suscetíveis a experimentar recalques de colapso, a depender do grau de saturação e do estado de tensão do solo.

Para fins de projeto de fundações em solos colapsíveis, medidas preventivas devem ser feitas para evitar que ocorram danos nas obras. Segundo Cintra (2004), o procedimento de melhoria que reduz substancialmente o colapso e viabiliza o emprego de fundações por sapatas mais citado no Brasil, tem sido a compactação do

solo. Neste método, o solo é escavado até uma profundidade z , que corresponde à largura da sapata, contando a partir da cota de apoio da fundação, e é repostado na cava em camadas compactadas, como ilustra a Figura 21. O autor não indica esse método para casos em que as sapatas têm dimensões muito grande, pois pode ser economicamente e tecnicamente inviável.

Ressalta-se que Landim (2017) realizou ensaios de colapso por meio de prova de carga em camada compactada de profundidade z correspondente à largura da placa. Nesse estudo o autor verificou que a redução do recalque por colapso não atingiu um valor aceitável e concluiu que a profundidade da camada compactada dependerá do nível de tensão que o solo será submetido.

Figura 21 – Uso de sapatas em solo colapsível compactado.



Fonte: CINTRA *et al.*, 2003 apud CINTRA, 2004.

Outro fato importante trata-se do controle da compactação do solo no emprego dessa técnica, pois, solos compactados no ramo seco da curva de compactação podem apresentar estrutura metaestável, podendo ainda sofrer colapso com um futuro umedecimento, como mostrou o estudo realizado por Lôbo Neto (2013).

Uma outra técnica que pode ser empregada em solos colapsíveis é a inundação prévia do solo para induzir o colapso, antes da construção. Para o caso em que o colapso não ocorrer apenas com a pré-inundação, aplica-se uma sobrecarga para aumentar ou acelerar o efeito (FERREIRA, 2010). Essa sobrecarga pode ser até a própria construção, desde que o grau de saturação do solo seja mantido constante até o final da obra. Caso contrário, poderá ocorrer colapso com um futuro umedecimento.

Pode-se, também, fazer o reforço do solo, como mostrou o estudo de Freitas (2016). O autor executou colunas de solo compactado em um solo laterítico colapsível de São

Carlos-SP. As colunas tinham 3,5 m de comprimento a partir do nível do terreno e 25 cm de diâmetro. A compactação foi executada em camadas de 12 cm e o número de golpes para compactar cada camada variou de 6 a 15, sendo que o número de golpes era maior para as camadas mais superficiais. O método executivo das colunas foi semelhante ao de uma estaca apiloada, que consiste na perfuração do solo por meio da queda livre do pilão. Foram executadas provas de carga sobre placa, na profundidade de 1,5 m, com e sem inundação sobre o solo reforçado e sobre o solo natural. Os resultados mostraram que o reforço conferiu ao solo um acréscimo de capacidade de carga de 4 vezes, considerando o solo na condição inundada.

Outra alternativa pode ser a injeção de produtos químicos no solo que promovem a estabilização da estrutura, reduzindo o potencial de colapso. Abbeche *et al.* (2010) realizaram ensaios edométricos em um solo colapsível com diferentes concentrações de soluções salinas, como o cloreto de potássio (KCl). Os resultados mostraram que uma concentração em KCl de 1,5 mol/litro é capaz de reduzir o potencial de colapso do solo em cerca de 60%. Os autores ressaltam que para a aplicação desta técnica, deve-se verificar a possibilidade de lixiviação do sal da camada colapsível, pois a eficácia do tratamento depende da presença do sal.

Nos casos onde as soluções empregadas para uso de fundações superficiais não forem viáveis, pode-se utilizar fundações profundas, apoiadas abaixo da camada colapsível, levando-se em conta o efeito do atrito negativo que pode acontecer devido ao colapso da camada superior (FERREIRA, 2010). Alternativamente, pode-se empregar soluções mistas, como mostra o estudo realizado por Castillo (2013).

Para os casos em que a ocorrência do solo colapsível foi detectada somente após a finalização da obra com surgimento de danos, deve-se tomar medidas que minimizem os efeitos, evitando sobrecargas e diminuindo suficientemente a infiltração da água por meio de impermeabilizações de superfícies, projetos de drenagem e controle de vazamentos de tubulações de água e esgoto, podendo também ser feito o reforço dos elementos de fundação (FERREIRA, 2010).

3 CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Neste capítulo são descritas as principais características geológicas e climáticas da região onde está localizado o Campo Experimental. Apresentam-se dados pluviométricos coletados no período de realização desta pesquisa, bem como o estudo de laboratório e de campo realizado para caracterizar o solo geotecnicamente, que envolvem sondagens SPT-T, coleta de amostras, perfis de umidade, ensaio de permeabilidade “in situ”, caracterização (granulometria, peso específico relativo dos grãos, limites de consistência e compactação), análise da microestrutura do solo e curva característica.

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL

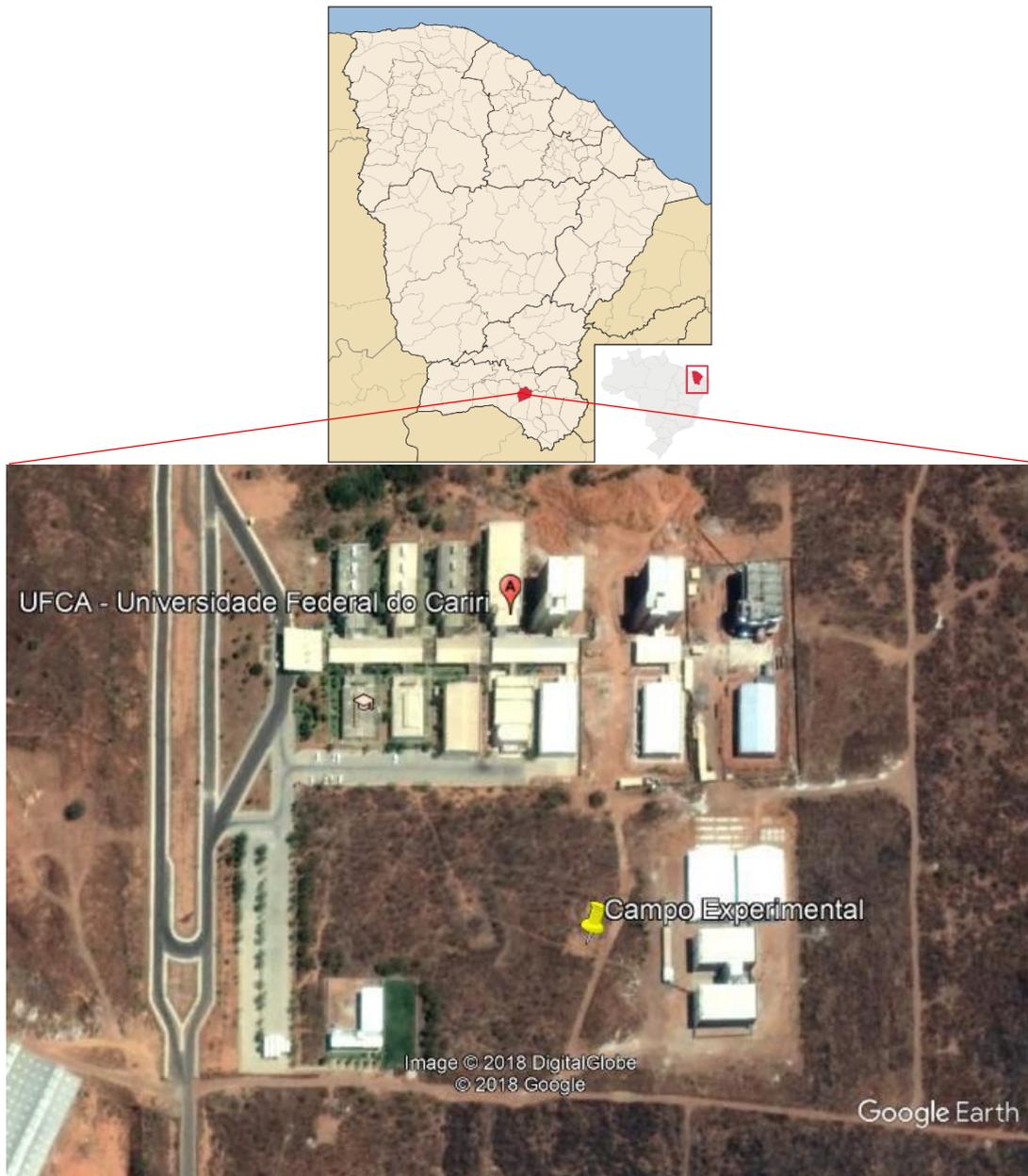
O local escolhido para o desenvolvimento deste estudo trata-se do Campo Experimental da Universidade Federal do Cariri (UFCA), localizado no *Campus* do município de Juazeiro do Norte, na Mesorregião Sul do estado do Ceará (Figura 22).

De acordo com o IPECE (2018), Juazeiro do Norte localiza-se entre as coordenadas geográficas 7° 12' 47" S e 39° 18' 55" W, com área total de 249 km² e com cerca de 270.383 habitantes.

A distância de Juazeiro do Norte para a capital do Ceará, Fortaleza, é de, aproximadamente, 396 km. O município tem como limites geográficos as cidades de Barbalha, Crato, Missão Velha e Caririáçu.

A escolha do local de estudo está associada a danos existentes nas edificações da Região do Cariri, inclusive no próprio *Campus* da UFCA. Estudos geotécnicos realizados por Silva Filho *et al.* (2010), nas camadas de subsuperfície onde está localizada a UFCA, identificaram a colapsibilidade do solo. Melo e Bandeira (2014) também apresentam exemplo de um estudo realizado em uma obra do município de Juazeiro do Norte que apresentou problemas.

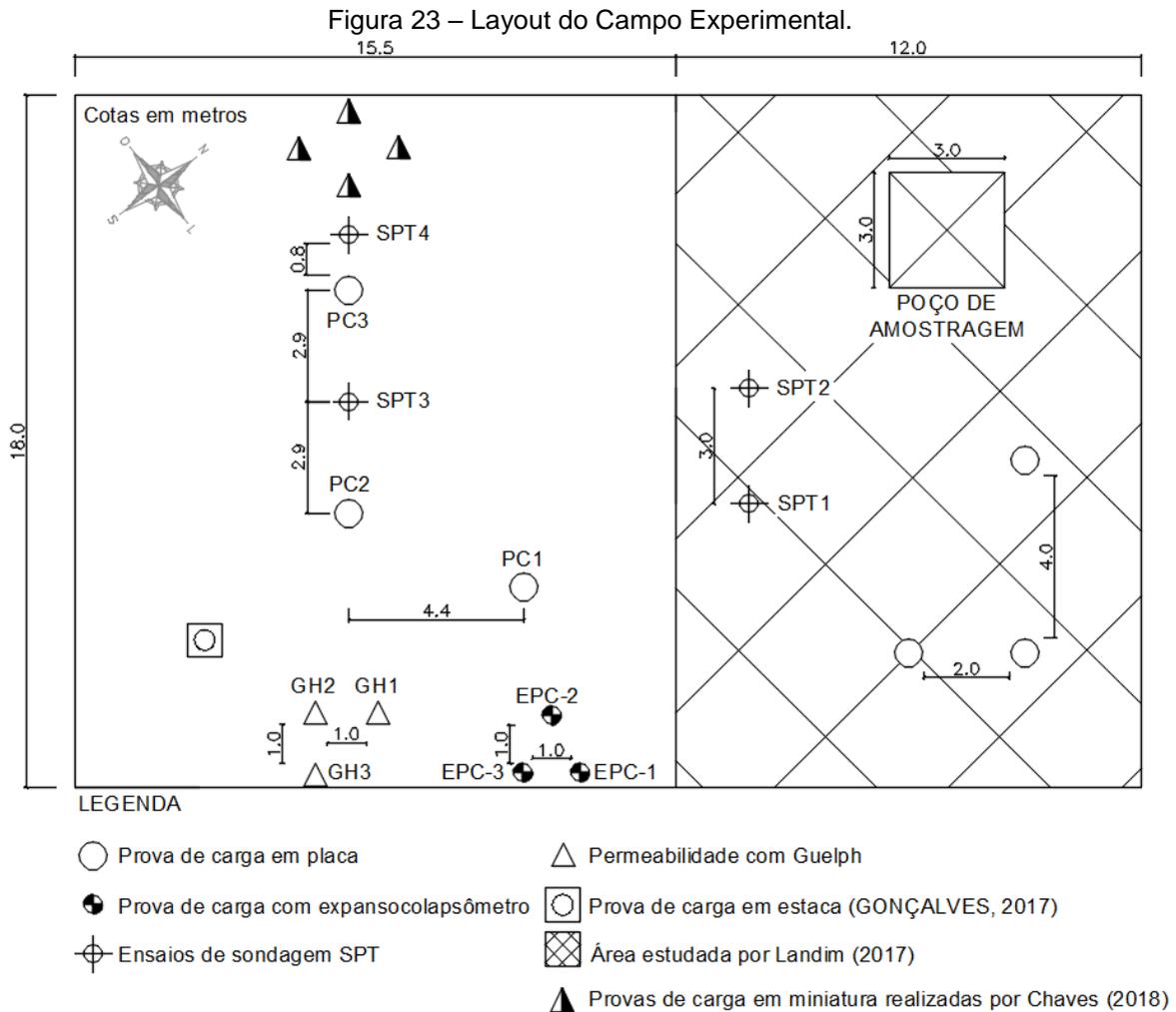
Figura 22 – Localização do Campo Experimental da UFCA.



Fonte: Adaptado do Google Earth.

No mesmo local de estudo já foram realizadas as pesquisas de Chaves (2018), que analisou a tensão admissível do solo por meio de prova de carga em placa de tamanho reduzido; de Landim (2017), que avaliou o potencial de colapso do solo por meio de provas de cargas em placa; e de Gonçalves (2017), que avaliou o potencial de colapso do solo através de prova de carga em estaca escavada tipo broca. Outros ensaios foram realizados no local para o desenvolvimento do Projeto de Pesquisa CNPq/Universal da UFCA. Na Figura 23 está apresentado um layout do campo experimental, considerando os ensaios realizados por Gonçalves (2017) e Chaves

(2018), a área estudada por Landim (2017) e a localização dos ensaios realizados neste trabalho.



3.1.1 Características geológicas e climáticas da região

O município de Juazeiro do Norte se desenvolve, predominantemente, sobre a bacia sedimentar do Araripe. São observados dois compartimentos morfológicos: o relevo de planalto da Chapada do Araripe a sul, que é a parte mais destacada da topografia, e as formas aplainadas, pouco dissecadas da Depressão Sertaneja (CPRM, 1998).

De acordo com a CPRM (1998), o substrato do território do município é formado por quartzitos, granitos e xistos do Pré-Cambriano indiviso, arenitos e conglomerados do Paleozóico e calcários e arenitos do Mesozóico. São encontrados depósitos aluvionares ao longo das drenagens naturais (rio Salgadinho e riacho das Timbaúbas),

que formam os neossolos flúvicos presentes. Entretanto, a maior parte do território é formada por solos podzólicos, que se relacionam com sedimentos areno-argilosos e argilo-arenosos amarelados, alaranjados e avermelhados (LIMA e RIBEIRO, 2012).

No Campo Experimental em estudo, a análise táctil-visual do solo indica uma areia média argilo-siltosa de coloração amarronzada.

O clima do município é governado por temperaturas variando entre 18° C no inverno e 32° C no verão (CPRM, 1998). Para o IPECE (2018), o clima de Juazeiro do Norte é classificado entre tropical quente semiárido e tropical quente semiárido brando.

De acordo com Lima e Ribeiro (2012), devido à influência climática direta das chuvas orográficas provocadas pelo barramento da umidade vinda do litoral, que precipita na área de barlavento da Chapada do Araripe, a região apresenta precipitação maior que a média do semiárido nordestino. Entretanto, outras características como alta insolação, alta evapotranspiração e concentração das precipitações se assemelham ao clima típico do semiárido.

Dados obtidos pela FUNCEME (Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos) atestam para Juazeiro do Norte uma concentração de precipitação pluviométrica nos meses de janeiro, fevereiro, março e abril, sendo o mês de março o mais chuvoso (245 mm). A precipitação anual média histórica é igual a 979 mm. Esses dados podem ser observados na Tabela 5, que apresenta a precipitação média mensal de 2014 a 2017, bem como uma média das precipitações mensais dos últimos 40 anos de observação (média histórica). Nota-se que as precipitações acumuladas nos anos em que foram realizados os ensaios desta pesquisa (2016 e 2017, com precipitações anuais de 638 e 763 mm, respectivamente) ficaram abaixo da média anual histórica (979 mm).

Os valores apresentados na Tabela 5 estão ilustrados na Figura 24. Observa-se a existência de dois períodos bem definidos: chuvoso e seco, com o período mais seco compreendido de julho a outubro.

A ocorrência desses dois períodos se reflete na vegetação local. Segundo a CPRM (1998), a vegetação encontrada em Juazeiro do Norte é formada pela caatinga arbórea (floresta caducifólia), a qual tem a característica de perder grande parte das

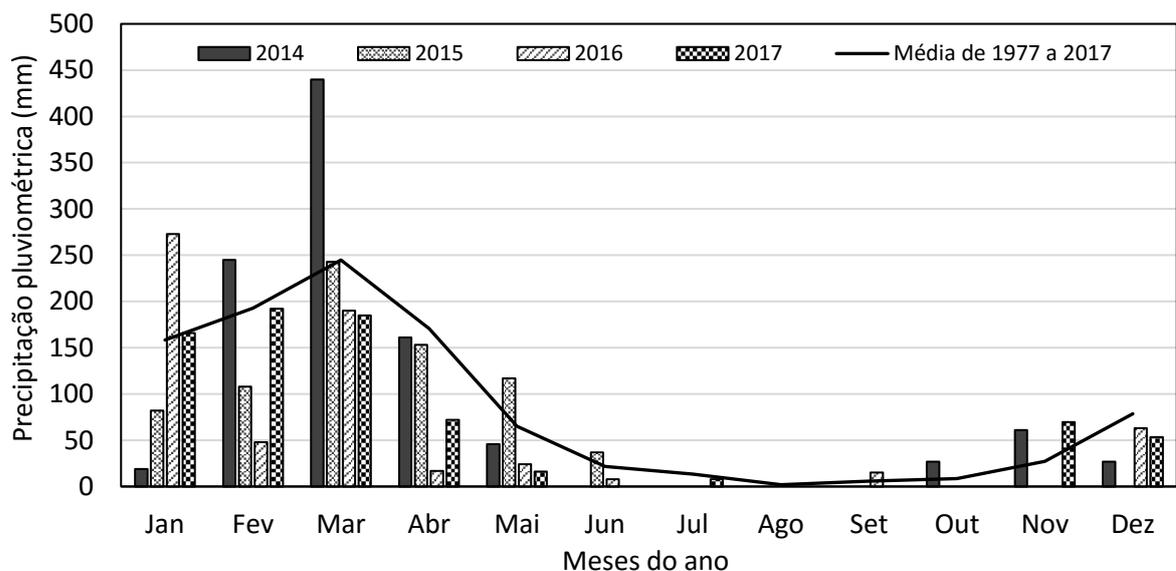
folhagens durante o período seco. A Figura 25 ilustra as variações sofridas pela vegetação local, ocorridas no período em que foi realizada esta pesquisa.

Tabela 5 – Precipitações pluviométricas em Juazeiro do Norte de 2014 a 2017 e média dos últimos 40 anos.

Precipitação média (mm) - Juazeiro do Norte - CE													
ANO	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Anual
2014	19	245	440	161	46	0	0	0	0	27	61	27	1026
2015	82	108	243	153	117	37	0	0	0	0	0	0	740
2016	273	48	190	17	24	8	0	0	15	0	0	63	638
2017	166	192	185	72	16	0	8	0	0	0	70	54	763
Média 1977 a 2017	158	193	245	171	65	22	14	2	6	9	27	79	979

Fonte: FUNCEME, 2018.

Figura 24 – Precipitações pluviométricas em Juazeiro do Norte de 2014 a 2017 e média dos últimos 40 anos.



Fonte: Adaptado de FUNCEME, 2018.

Para a agricultura, ocorre o murchamento irrecuperável das folhas de uma planta quando o solo atinge o ponto de murcha permanente, que se refere ao teor de umidade no qual a planta não consegue mais absorver a água do solo. Esse teor de umidade está relacionado a um alto valor de sucção, que depende das propriedades do solo e das características da vegetação, mas foi convencionado em torno de 1500 kPa (BORMA *et al.*, 2015). A Figura 25 é um exemplo de como os valores de sucção do solo podem ser altos durante o período seco.

Os estudos de campo desta pesquisa foram realizados no período de maio de 2016 a outubro de 2017. Um dos principais objetivos foi fazer a comparação entre dados obtidos no período chuvoso e no período seco.

Figura 25 – Variação na vegetal local devido às mudanças climáticas: A) Período chuvoso (22/03/2017); B) Período seco (25/10/2017).



Fonte: A Autora, 2018.

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Foram realizados estudos de campo e de laboratório com a finalidade de caracterizar o solo do Campo Experimental. Os estudos de campo consistiram em: coleta de amostras, sondagens SPT com medição de torque, perfis de umidade e permeabilidade. As atividades de laboratório incluíram: análise granulométrica, limites de Atterberg, densidade dos grãos, compactação, microscopia eletrônica de varredura, fluorescência de raio-X e curva característica.

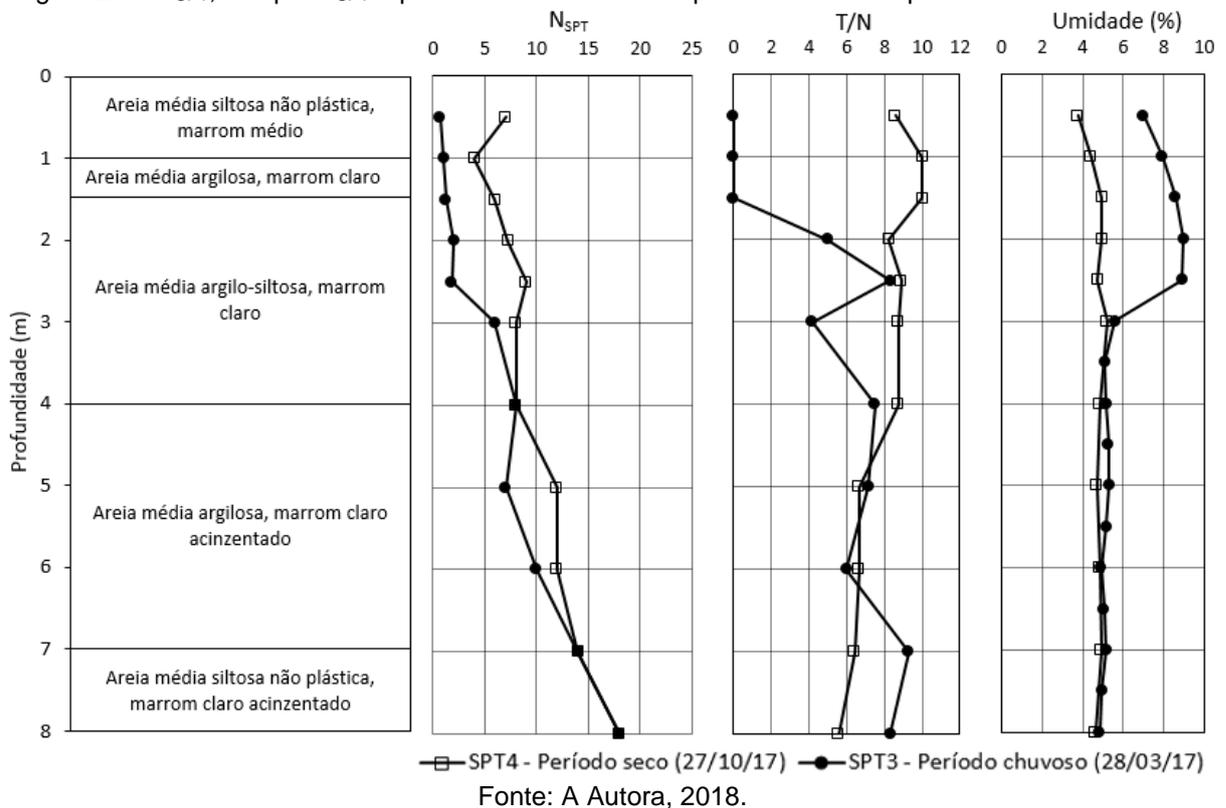
3.2.1 Sondagem de simples reconhecimento com ensaio de penetração e medida de toque (SPT-T)

Foram realizadas duas sondagens à percussão com medidas do N_{SPT} , do torque e perfil de umidade, sendo uma no final da estação chuvosa (SPT3 - 28/03/2017) e outra

na estação seca (SPT4 - 27/10/17). Os ensaios de penetração foram realizados até 8,0 m, profundidade suficiente para envolver todo o bulbo de tensões considerado nos ensaios de placa e permitir a comparação dos resultados nas duas estações. Os furos dos dois ensaios foram próximos, espaçados em 3 metros. O N_{SPT} foi medido a cada 0,5 m até a profundidade de 3,0 m e, a partir daí, a cada 1,0 m até a profundidade de 8,0 m. Após a realização do ensaio de penetração, era feita a medida do torque necessário para girar o amostrador padrão. Amostras para a determinação da umidade foram coletadas até a profundidade de 8,0 m.

A Figura 26 apresenta o N_{SPT} , o perfil de umidade e o Torque/ N_{SPT} , sugerido por Décourt e Quaresma filho (1994), com a profundidade para os ensaios realizados no período chuvoso e no período seco. Nesta Figura também está apresentada a classificação da granulometria baseada na análise táctil-visual do solo.

Figura 26 – N_{SPT} , Torque/ N_{SPT} e perfil de umidade com a profundidade nos períodos chuvoso e seco.



Ao comparar os índices de penetração, os resultados obtidos na estação chuvosa foram inferiores aos da estação seca em quase toda a profundidade, igualando-se nas profundidades de 4,0, 7,0 e 8,0 m. Ainda observando os dois perfis, percebe-se que existe uma maior variação do N_{SPT} nos primeiros 3,0 m de profundidade.

A variação dos resultados nos primeiros metros de profundidade é mais perceptível ao comparar os perfis de umidade da estação seca e da estação chuvosa (Figura 26), que mostram significativa variação de umidade até os três metros, a partir do qual a umidade fica aproximadamente constante, o que sugere que a camada ativa do solo esteja limitada nesta faixa de profundidade.

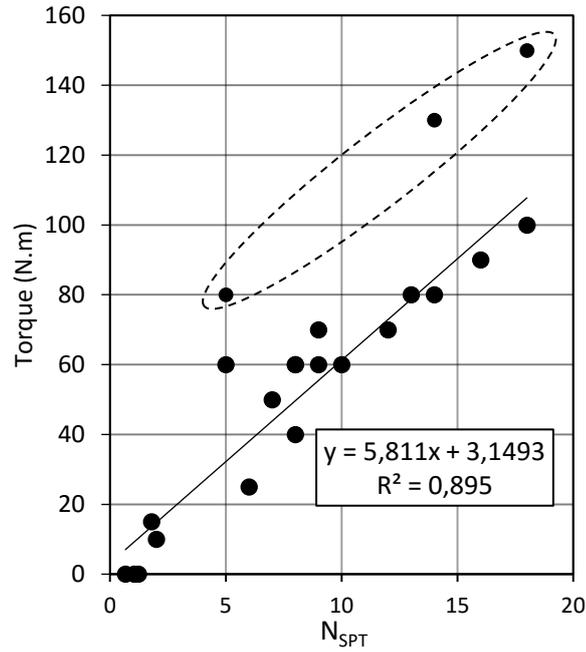
Para os dois ensaios realizados, o índice de torque (T/N_{SPT}) acompanha a tendência do N_{SPT} . Os perfis de T/N obtidos estão fora do intervalo proposto por Décourt e Quaresma filho (1994) para classificar o solo como colapsível, onde T/N deve estar entre 2 e 3. A maioria dos valores obtidos está acima de 4. Logo, essa proposta não se adequa ao solo estudado. Valores fora da faixa sugerida por Décourt e Quaresma filho (1994) também foram obtidos por Souza Neto (2004), onde a razão T/N variou entre 0,5 e 2 ou superior a 3. Isso sugere que cada solo pode indicar faixas de T/N distintas e que o intervalo proposto por Décourt e Quaresma filho (1994) para classificar o solo como colapsível não pode ser adotado como um critério padrão.

Os valores do torque obtidos nos ensaios realizados no período chuvoso e no período seco, para o solo estudado, foram plotados em função do valor do N_{SPT} e estão apresentados na Figura 27. Nota-se que, excluindo três pontos que divergiram da tendência dos demais (os que estão circulados), os dados mostraram uma tendência de linearidade, indicando um valor médio de T/N igual a 5,8.

A Figura 28 apresenta os resultados do N_{SPT} com a profundidade dos ensaios já apresentados juntamente com os resultados de mais dois ensaios que foram realizados no período seco (SPT1 e SPT2), mas no ano anterior (2016) e em local mais afastado, porém no mesmo campo experimental. Nessa Figura também são apresentados os perfis de sucção e de umidade para os dois períodos. A sucção de campo foi estimada por meio da curva característica do solo, que está apresentada no item 3.2.6.

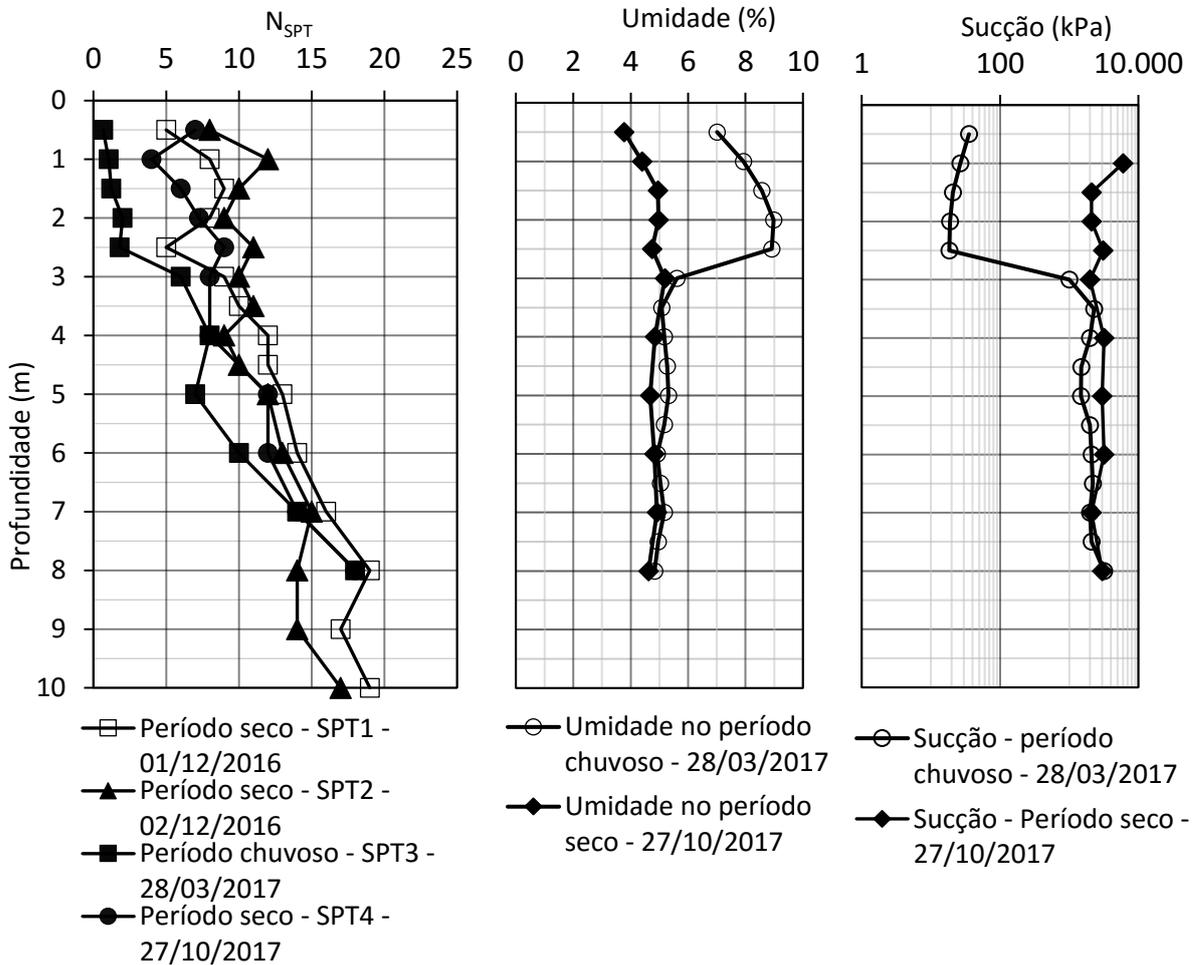
Observando a Figura 28, percebe-se, também, uma maior variação dos resultados até a profundidade de 3,0 m. A pressão de sucção varia inversamente ao teor de umidade de solo, com valores de 35 kPa (prof.: 0,5 m) a 18 kPa (prof.: 2,5 m) no período chuvoso e, no período seco, com valores variando de 6 MPa (prof.: 1,0 m) a 3,1 MPa (prof.: 1,0 m). Quanto maior é a sucção, maior é a rigidez do solo, o que explica os maiores valores do N_{SPT} obtidos no período seco da região.

Figura 27 – Torque em função do N_{SPT} para os períodos chuvoso e seco.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 28 – N_{SPT}, umidade e sucção com a profundidade nos períodos chuvoso e seco.



Fonte: A Autora, 2018.

Nota-se, ainda, na Figura 28 que os valores do N_{SPT} obtidos nos ensaios realizados no período seco de 2016 foram maiores, até a profundidade de 3,0 m, que os valores obtidos para o período seco de 2017. Os dados pluviométricos podem explicar esse fato, visto que a precipitação acumulada no ano de 2016 (638 mm) foi menor que a precipitação acumulada no ano de 2017 (763 mm).

Gonçalves (2017) realizou um estudo de capacidade de carga de uma estaca escavada tipo broca no mesmo Campo Experimental desta pesquisa. A estaca tinha diâmetro igual a 0,15 m e comprimento de 5,0 m. Por meio dos resultados dos ensaios de SPT realizados nos períodos chuvoso e seco da região, a capacidade de carga da fundação foi determinada através de métodos semi-empíricos, sendo adotada a média entre os valores obtidos para cada método. Para o período seco (09/11/17), a carga admissível obtida da estaca foi de 5,0 toneladas; para o período chuvoso, a carga admissível da estaca reduziu para 2,9 toneladas.

A fim de analisar o comportamento da estaca executada durante o período seco, seguindo o projeto elaborado com dados de sondagens do mesmo período (09/11/17), a fundação foi submetida a um ensaio de prova de carga. Ao alcançar a carga admissível (5,0 T), o recalque foi de apenas 0,08 mm. Mantida a carga admissível constante, todo comprimento da estaca foi inundado, simulando ocorrências de inundação do solo por ruptura de dutos. O recalque adicional medido, durante 16 horas de inundação, foi igual a 36,52 mm. Para a NBR 6122/10, esse valor de recalque ultrapassa o limite de ruptura convencional.

O resultado do estudo de Gonçalves (2017) confirmou a redução da capacidade de carga da estaca estimada por métodos semi-empíricos, mostrando que é importante projetar fundações profundas com dados de sondagens obtidos durante o período mais crítico (estação chuvosa) da região ou que sejam utilizados dados de ensaios de sondagens executados com circulação de água ou com solo pré-inundado, como realizado por Castro (2011).

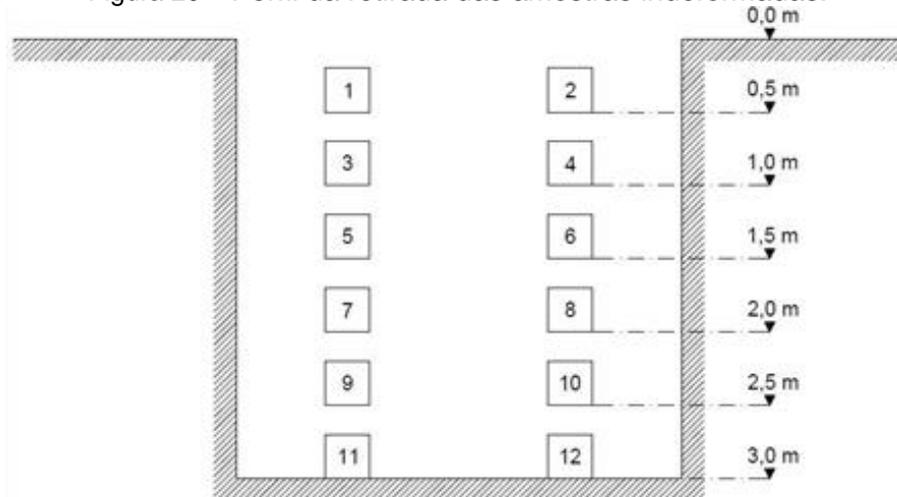
3.2.2 Coleta de amostras

A etapa inicial dos estudos do Campo Experimental se deu por meio da coleta de amostras indeformadas e deformadas de solo. As amostras indeformadas foram coletadas no mês de maio de 2016 para o desenvolvimento do projeto CNPq Universal

na UFCA. Para isso, foram observadas as recomendações da NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. O poço de coleta tinha dimensões de 3,0 x 3,0 x 3,0 m e as amostras indeformadas foram coletadas em blocos cúbicos com 30 cm de arestas, a cada 0,5 m, desde a superfície até 3,0 m de profundidade (Figura 29). A escolha das profundidades dos blocos se baseou na profundidade limite de apoio das fundações superficiais.

As amostras deformadas utilizadas nos estudos geotécnicos apresentados aqui foram coletadas durante a realização de sondagem de simples reconhecimento, ocorrida no mês de março de 2017. Foram coletadas amostras da superfície até 8,0 m de profundidade, sendo nos primeiros 3,0 m a cada 0,5 m e, a partir de 3,0, a cada 1,0 m de profundidade. Essas amostras foram utilizadas para a caracterização do perfil do solo estudado.

Figura 29 – Perfil da retirada das amostras indeformadas.



Fonte: LANDIM, 2017.

3.2.3 Ensaio de caracterização

Granulometria, peso específico relativo dos grãos, limites de consistência e compactação

Os ensaios de caracterização realizados no laboratório seguiram as metodologias da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, a saber: análise granulométrica

- NBR 7181; limite de liquidez - NBR 6459; Limite de plasticidade - NBR 7180; peso específico dos grãos - NBR 6508; compactação - NBR 7182.

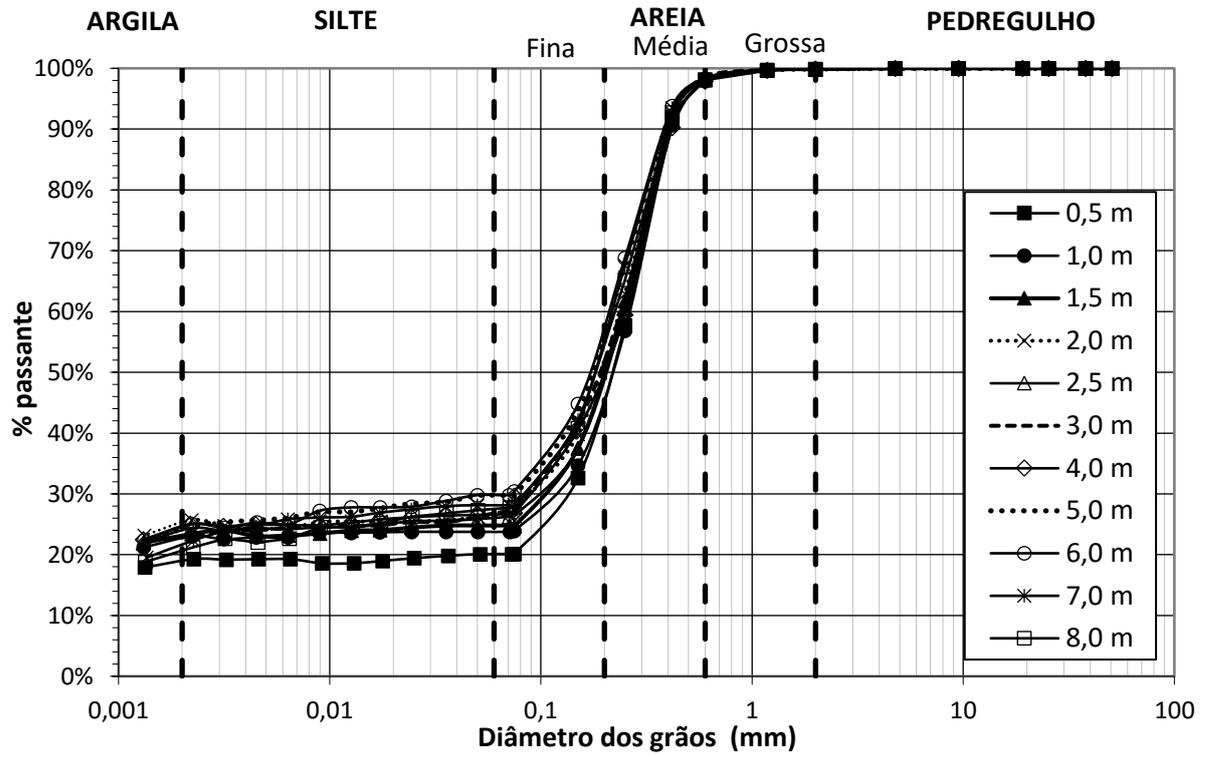
A caracterização do solo foi realizada até a profundidade de 8,0 m, sendo a cada 0,5 m até a cota -3,0 m e, a partir daí, a cada 1,0 m. Além dos procedimentos descritos nas normas supracitadas, na análise granulométrica foram realizados ensaios de sedimentação sem o uso do defloculante, mantendo os demais procedimentos idênticos aos da norma. O objetivo dos ensaios sem o uso do defloculante foi determinar o percentual de dispersão do solo e obter uma granulometria mais compatível com a do campo.

Os ensaios de compactação foram realizados durante o desenvolvimento do projeto CNPq Universal na UFCA, nas amostras de solos das profundidades de 0,5, 1,0, 1,5, 2,0 e 2,5 m (BANDEIRA *et al.*, 2017). A energia utilizada nos ensaios foi a energia Proctor normal.

As Figuras 30 e 31 apresentam, respectivamente, as curvas granulométricas referentes aos ensaios realizados com e sem o uso do defloculante. As Tabelas 6 e 7 mostram um resumo das frações do solo juntamente com outros resultados de caracterização (peso específico relativo dos grãos - G_s e limites de Atterberg) e com a classificação do solo no sistema unificado (Unified Soil Classification System - USCS). Vale destacar que para classificar as amostras, considerou-se os ensaios com o uso de defloculante.

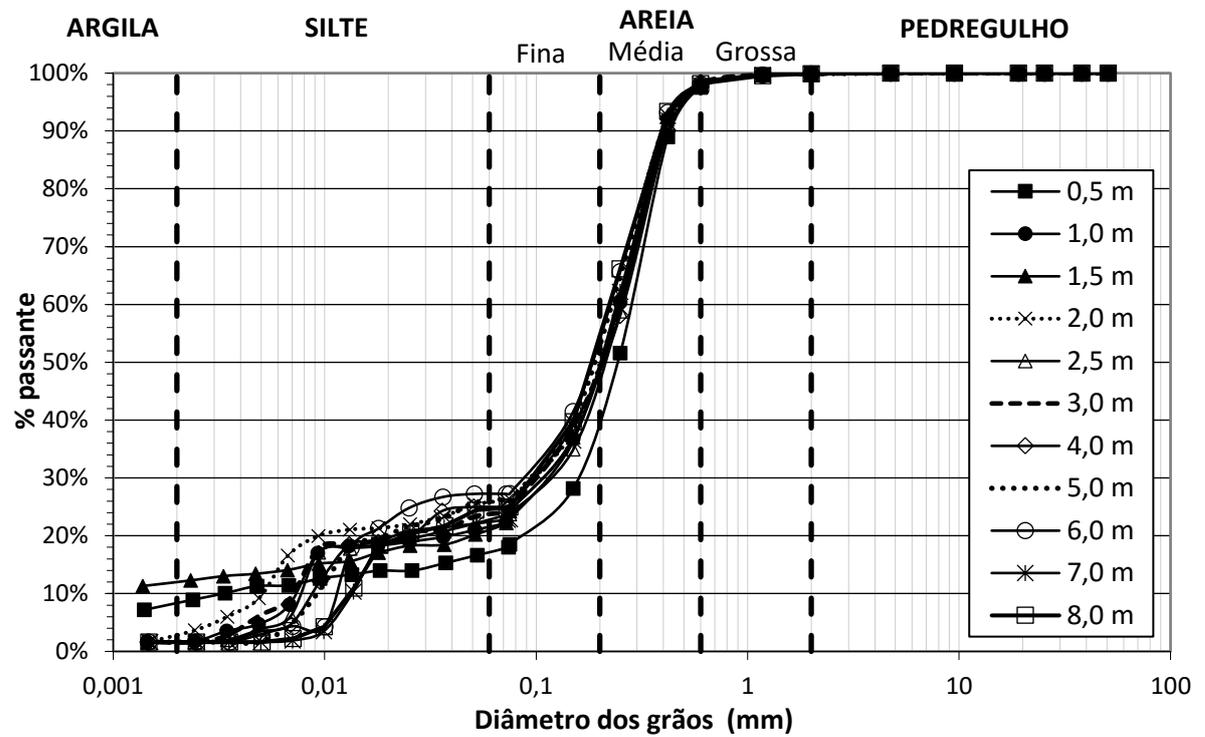
Observando os dados apresentados na Tabela 6, percebe-se que o solo possui uma granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% passando na peneira 200 (0,075 mm). Com percentual variando de 40,1 a 50,8%, a fração predominante é a areia média. Os percentuais de areia fina e argila são próximos e maiores que os percentuais de areia grossa, silte e pedregulho. Os valores de G_s variaram de 2,63 a 2,66, sugerindo uma mineralogia composta, predominantemente, pelo mineral quartzo ($G_s = 2,67$). A relação silte/argila mostra como o percentual de silte aumentou com a profundidade, principalmente nos últimos 4 metros. Já o percentual de argila variou pouco com a profundidade. Esses resultados podem ser melhor observados na Figura 32.

Figura 30 – Curvas granulométricas – ensaio com defloculante.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 31 – Curvas granulométricas – ensaio sem defloculante.



Fonte: A Autora, 2018.

Tabela 6 – Resumo dos resultados de caracterização – ensaios com defloculante (CD).

Prof. (m)	% Pass. #200	G _s	Composição granulométrica (%) - ABNT						Limites de Atterberg (%)			Silte/Arg. (%)	I _a	USCS
			Arg.	Silte	Areia			Pedr.	LL	LP	IP			
					Fina	Média	Grossa							
0,5	20,17	2,65	19,0	1,0	27,5	50,8	1,7	0,04	NL	NP	-	0,05	-	SM
1,0	23,94	2,65	22,5	1,5	24,0	50,0	1,9	0,04	18	10	8	0,07	0,36	SC
1,5	24,70	2,65	23,7	1,1	27,2	46,3	1,6	0,07	18	11	7	0,05	0,30	SC-SM
2,0	27,60	2,63	25,5	0,5	29,0	43,1	1,8	0,10	18	11	7	0,02	0,27	SC-SM
2,5	26,42	2,66	24,0	2,0	25,0	47,2	1,7	0,19	19	13	6	0,08	0,25	SC-SM
3,0	27,44	2,64	23,0	3,8	26,2	45,6	1,3	0,11	18	13	5	0,17	0,22	SC-SM
4,0	26,87	2,65	24,8	1,6	24,6	46,9	2,0	0,09	22	12	10	0,06	0,40	SC
5,0	29,81	2,64	24,2	5,8	28,0	40,1	1,8	0,12	20	11	9	0,24	0,37	SC
6,0	30,42	2,63	24,0	6,0	28,0	40,3	1,6	0,14	19	11	8	0,25	0,33	SC
7,0	28,26	2,63	22,0	6,0	29,0	41,2	1,8	0,09	19	NP	-	0,27	-	SM
8,0	27,83	2,65	20,5	7,3	27,2	43,1	1,8	0,11	19	NP	-	0,36	-	SM

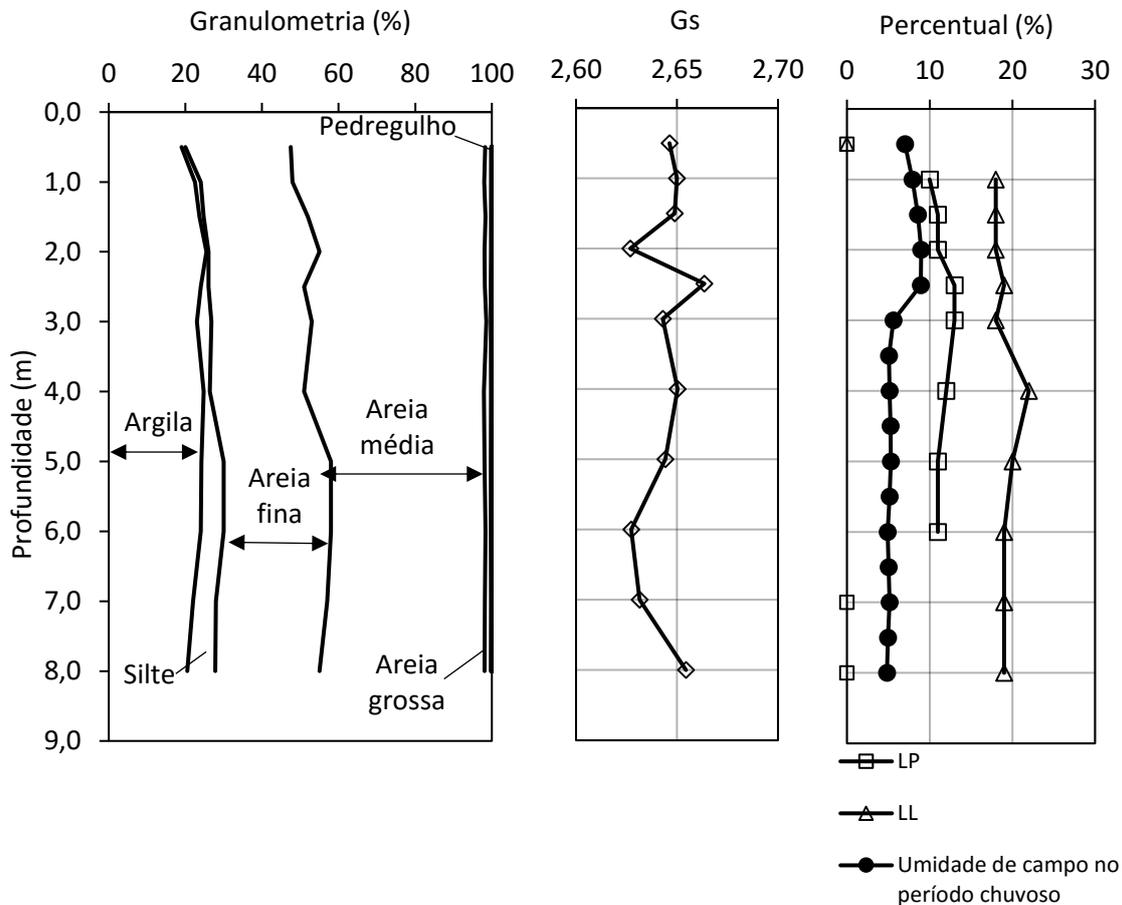
Fonte: A Autora, 2018.

Tabela 7 – Resumo dos resultados de caracterização – ensaios sem defloculante (SD).

Prof. (m)	% Pass. #200	G _s	Composição granulométrica (%) - ABNT						Relação (Arg. SD / Arg. CD) (%)
			Arg.	Silte	Areia			Pedr.	
					Fina	Média	Grossa		
0,5	18,53	2,65	8,0	9,0	25,0	55,5	2,4	0,04	42
1,0	24,29	2,65	1,8	20,2	28,0	48,1	1,9	0,04	8
1,5	24,26	2,65	11,0	10,6	28,4	48,1	1,9	0,07	46
2,0	26,31	2,63	3,0	23,0	26,0	45,9	2,0	0,10	12
2,5	23,78	2,66	1,8	21,2	26,0	49,1	1,7	0,19	8
3,0	24,69	2,64	1,8	22,2	27,0	47,2	1,7	0,11	8
4,0	24,98	2,65	1,8	23,5	24,7	47,6	2,3	0,09	7
5,0	26,08	2,64	1,8	24,2	28,0	44,0	1,9	0,12	7
6,0	27,28	2,63	1,8	25,5	28,7	43,1	0,8	0,14	8
7,0	22,88	2,63	1,8	20,2	29,0	46,9	2,0	0,09	8
8,0	24,97	2,65	1,8	23,0	30,2	44,2	0,7	0,11	9

Fonte: A Autora, 2018.

Figura 32 – Granulometria com defloculante, Gs, limites de consistência e umidade de campo com a profundidade.



Fonte: A Autora, 2018.

Nos primeiros 0,5 m e nos dois últimos metros de profundidade (0,5, 7,0 e 8,0 m), o solo não apresentou plasticidade, apesar de possuir mais de 20% de finos. Na classificação USCS, para solos granulares com percentual de finos maior que 12%, é necessário o uso da carta de plasticidade para a classificação do solo. Como essas amostras não apresentaram plasticidade e nem D_{10} (utilizado para determinar o coeficiente de não uniformidade), o solo foi classificado como SM (areia média siltosa), classificação restrita a solos com percentual de finos entre 5 e 12%.

Para as profundidades de 1,5, 2,0, 2,5 e 3,0 m, a fração fina enquadrou-se, na Carta de Plasticidade, na zona de transição entre os grupos CL e ML (IP entre 4 e 7%), resultando numa classificação dupla (SC-SM). As demais amostras foram classificadas com SC (areia média argilosa). Apesar da presença de argila no solo na maioria das amostras, o índice de atividade menor que 0,75 indica pouca presença de minerais expansivos (DAS, 2007).

Comparando os resultados dos ensaios com e sem o uso de defloculante, nota-se uma redução no percentual de silte com o uso do defloculante (média de 18,6 para 3,3%) e aumento no percentual de argila (média de 3,0 para 23%). O percentual de dispersão - PD (razão argila SD/argila CD) do solo variou de 7 a 46, que classifica o solo, de acordo com a NBR 13602/96, como não dispersivo ($PD < 20\%$) a moderadamente dispersivo ($20 < PD < 50\%$). A natureza pouco dispersiva do solo sugere que o processo de colapso aconteça, principalmente, em razão da perda de resistência dos vínculos entre as partículas devido à redução da sucção, ficando a interação química com o líquido permeante como desencadeador secundário no mecanismo do colapso.

Os resultados do ensaio de compactação estão apresentados na Tabela 8. Os valores de peso específico máximo e umidade ótima estão próximos aos resultados apresentados por Pinto (2006) para um solo arenoso laterítico fino. O grau de compactação – GC (relação entre o peso específico seco do solo natural e o peso específico seco do solo na umidade ótima) – variou de 73 a 79,11%, estando incluído na faixa de valores sugerida por Mello (1973) citado por Ferreira (1995) de solo potencialmente colapsável, em que $GC < 80\%$. O peso específico seco médio ($\gamma_{dnatural}$) do solo natural, com valores de 15,0 a 16,2 kN/m³, está compatível com o observado em solos colapsáveis da literatura, que varia entre 11 a 17 kN/m³ (SOUZA NETO, 2004).

Tabela 8 – Resumo dos resultados do ensaio de compactação.

Profundidade (m)	Wótima (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$\gamma_{dnatural}$ (kN/m ³)	GC
				$(\gamma_{dnatural}/\gamma_{dmáx})$ (%)
0,5	9,30	20,3	16,0	79,06
1,0	9,17	19,9	15,0	75,72
1,5	10,3	20,3	15,0	73,89
2,0	9,50	20,5	15,0	73,00
2,5	9,15	20,6	16,2	79,11

Fonte: Adaptado de BANDEIRA *et al.*, 2017.

3.2.4 Ensaio de permeabilidade “in situ” – Guelph

A condutividade hidráulica do solo foi determinada por meio de um ensaio realizado com o permeâmetro Guelph. Este equipamento permite determinar, diretamente, a permeabilidade saturada do solo (k_{fs}) e o potencial mátrico de fluxo (ϕ_m).

Os ensaios foram realizados de forma a obter a condutividade hidráulica do solo a cada 0,5 m do perfil de solo. Para isso, foi necessário escavar 3 furos de 6 cm de diâmetro, espaçados em 80 cm, pois não foi possível fazer o ensaio apenas em um furo. Isso se deu porque, à medida que o solo era umedecido, a realização do ensaio nos próximos 0,5 m ficava comprometida devido à grande variação das leituras das cargas hidráulicas com um determinado tempo de ensaio. Dessa forma, procurou-se realizar os ensaios com o solo seco inicialmente.

A metodologia empregada nos ensaios foi a do manual do equipamento (Contenco) para procedimento de ensaio com 2 cargas hidráulicas ($H_1 = 5$ cm e $H_2 = 10$ cm).

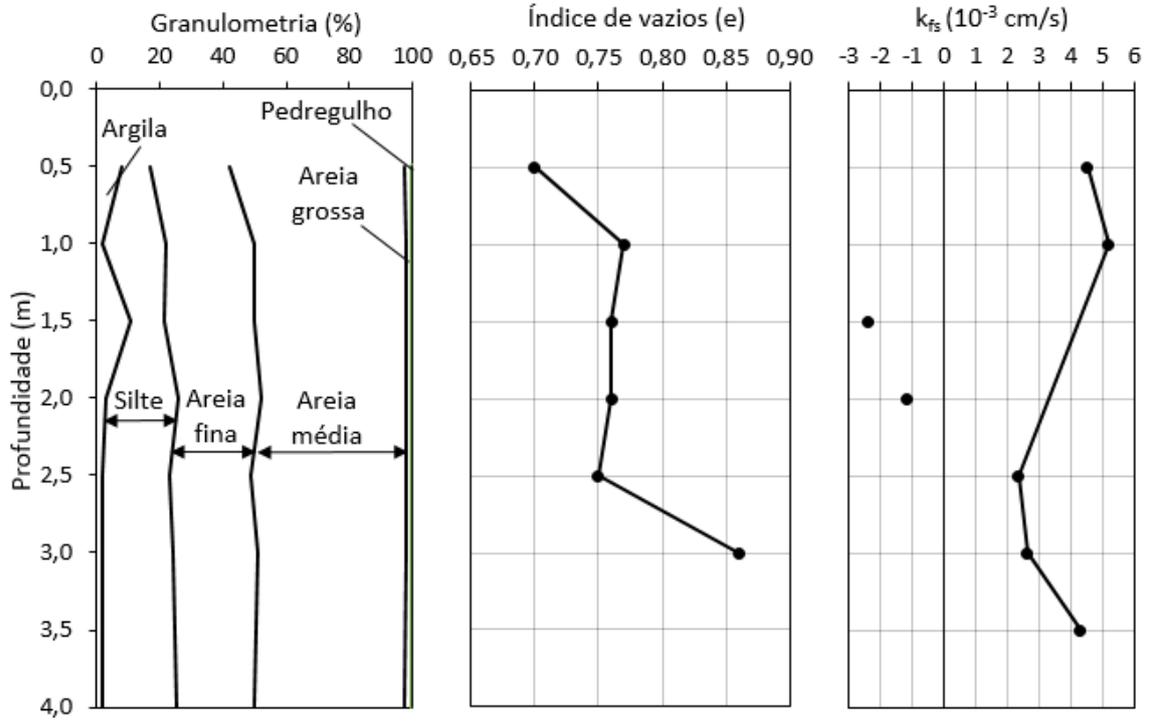
A Figura 33 apresenta os resultados do ensaio de permeabilidade de campo. Nesta figura também é apresentada a granulometria do solo, determinada com ensaios sem defloculante, e os índices de vazios com a profundidade. Na Figura 34 são apresentados os resultados do Guelph juntamente com o índice de vazios e a granulometria do solo determinada com ensaios com defloculante.

Observando o gráfico de K_{sf} com a profundidade (Figura 33), percebe-se que foram obtidos dois valores negativos de permeabilidade, nas profundidades de 1,5 e 2,0 m. Isso pode ser explicado pela existência de uma descontinuidade hidráulica ou, ainda, a possibilidade de a permeabilidade nessas profundidades estar fora dos limites de validade do equipamento (SOUZA NETO, 2004). Os valores detalhados são apresentados na Tabela 9.

Os resultados da Figura 33 sugerem que o solo possui uma permeabilidade alta, característica de solos arenosos, a qual aumenta na profundidade de 1,0 m quando há uma redução no teor de argila e um aumento do índice de vazios. Não foi possível repetir os ensaios nas profundidades de 1,5 e 2,0 m, portanto, não se sabe ao certo os valores da permeabilidade nessas profundidades. A partir de 3,0 m de profundidade a permeabilidade mostrou uma tendência de aumento, o que está coerente com índice de vazios.

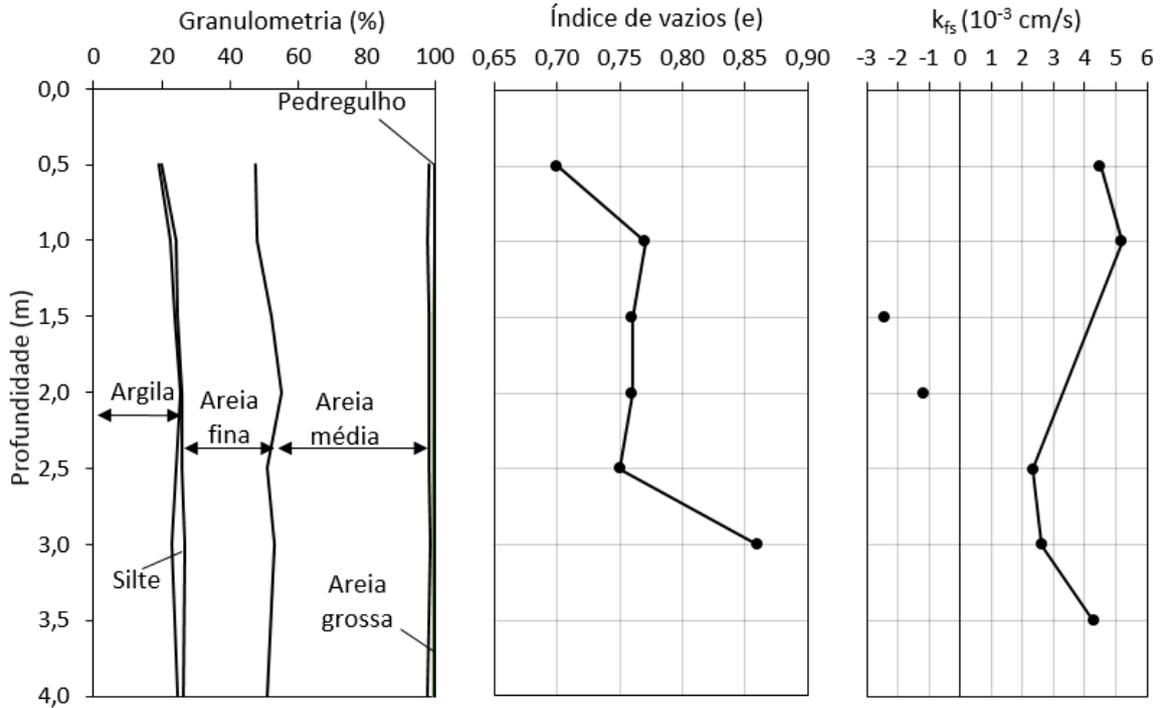
Comparando os resultados com a granulometria com defloculante (Figura 34), nota-se que não há grande variação na granulometria com a profundidade que explique a variação da permeabilidade.

Figura 33 – Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph, índices de vazios e granulometria sem defloculante.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 34 – Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph, índices de vazios e granulometria com defloculante.



Fonte: A Autora, 2018.

Tabela 9 – Resultados do ensaio de permeabilidade saturada (k_{fs}) de campo com permeâmetro Guelph.

Profundidade (m)	Mês/ano	Furo	k_{fs} (cm/s)	e
0,5	out/17	GH1	$4,51 \times 10^{-3}$	0,70
1,0	out/17	GH2	$5,19 \times 10^{-3}$	0,77
1,5	out/17	GH2	$-2,43 \times 10^{-3}$	0,76
2,0	out/17	GH1	$-1,16 \times 10^{-3}$	0,76
2,5	out/17	GH3	$2,35 \times 10^{-3}$	0,75
3,0	out/17	GH2	$2,61 \times 10^{-3}$	0,86
3,5	out/17	GH1	$4,30 \times 10^{-3}$	-

Fonte: A Autora, 2018.

3.2.5 Análise da microestrutura do solo

Com o objetivo de verificar o modelo estrutural representativo para o solo em estudo, foram realizadas análises da microestrutura do solo por meio da microscopia eletrônica de varredura (MEV). Também foram realizados ensaios de fluorescência de Raio – X (FRX), com a finalidade de determinar os elementos químicos que compõem o solo.

As amostras das profundidades de 1,0 e 1,5 m foram submetidas aos ensaios de MEV e de FRX. No MEV, não foi possível metalizar as amostras antes do ensaio devido a um problema no equipamento, e, por isso, as imagens ampliadas não apresentaram boas resoluções. Ainda assim, foi possível identificar algumas características estruturais do solo através de um dos resultados.

3.2.5.1 Preparação das amostras e equipamento utilizado

Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Para a realização do ensaio, as amostras foram preparadas no laboratório de mecânica dos solos da UFCA. Utilizaram-se blocos de amostras indeformadas naturais, de onde foram retiradas, com estilete, pequenas porções em formato aproximado de cubos, com arestas em torno de 1 cm. A moldagem das amostras foi realizada com o devido cuidado para evitar alteração na estrutura do solo.

Posteriormente, as amostras foram conduzidas à estufa para a secagem completa por um período de 24h.

A microscopia eletrônica de varredura foi realizada no laboratório de caracterização de materiais da UFCA. Para tanto, as amostras foram transportadas em cápsulas de maneira que evitasse vibrações. Inicialmente, as amostras foram fixadas em um suporte metálico com fita dupla face. Durante esse procedimento, o operador fez uso de luvas de látex para evitar que qualquer tipo de sujeira, como gordura, aderisse à superfície da amostra. Em seguida, os suportes com as amostras foram colocados na campânula de vácuo do equipamento, um de cada vez, para a realização da varredura.

Os resultados do ensaio são apresentados por meio de imagens das superfícies das amostras, que são registradas por uma câmera acoplada ao equipamento. O equipamento utilizado foi o microscópio VEGA3 da marca Tescan.

Fluorescência de Raio – X (FRX)

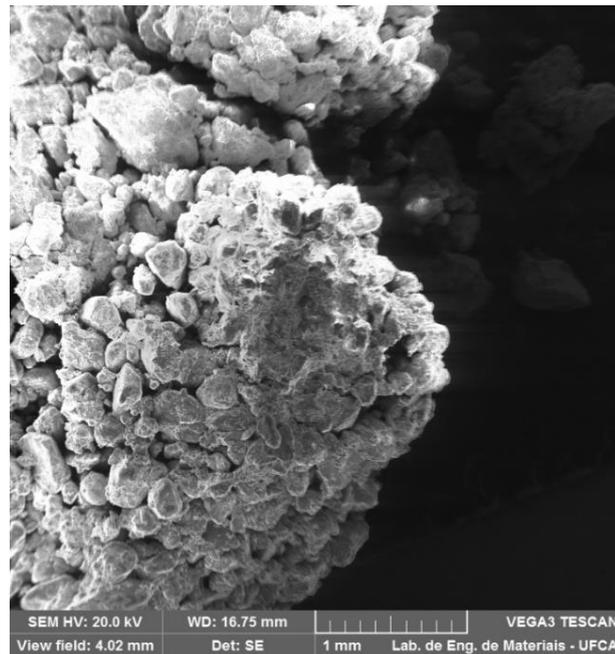
Neste ensaio foram utilizadas amostras deformadas do solo. As amostras foram separadas em cápsulas e conduzidas à estufa por um período de 24 horas. O ensaio também foi realizado no Laboratório de Caracterização de Materiais da UFCA, com o equipamento Epsilon1 da marca Panalytical.

A análise por FRX é um método que se baseia na medida das intensidades dos raios-X característicos emitidos pelos elementos que constituem a amostra (Nascimento Filho, 1999). O ensaio consiste em colocar a amostra no espectrômetro do equipamento, o qual faz a análise por meio de software integrado. O resultado do ensaio é uma tabela com a concentração dos elementos detectados na amostra.

3.2.5.2 Apresentação e análise dos resultados

Na Figura 35 está apresentado o resultado do MEV obtido para uma das amostras da profundidade de 1,0 m. Não foram detectadas diferenciações entre as amostras de 1,0 e 1,5 m de profundidade. Para a análise das micrografias, contou-se com o auxílio do Professor Sílvio Romero da UFPE.

Figura 35 – Resultado do MEV – Amostra de 1,0 m de profundidade.



Fonte: A Autora, 2018.

Na imagem (Figura 35), observa-se que os grãos maiores não se tocam diretamente, mas por meio de partículas mais finas formando grãos agregados. Esses grãos maiores são de quartzo. De acordo com os resultados da análise granulométrica do solo, há um maior percentual de argila do que de silte na profundidade de 1,0 m, o que sugere que os vínculos sejam, na maioria, de partículas de argila.

Ainda analisando a Figura 35, nota-se que há indicação de estrutura instável e do tipo de Empacotamento Simples. Estrutura similar foi observada por Souza Neto (2004) e por Ferreira (1995) em solos colapsíveis de Petrolândia - PE.

O resultado do FRX para a amostra de 1,0 m de profundidade está apresentado na Tabela 10. O elemento com maior concentração na amostra foi o silício, que é o principal componente do mineral quartzo. A concentração de ferro também é considerável, próxima à do alumínio. Segundo Rodrigues *et al.* (2010), o ferro e o alumínio, quando estão na forma de óxidos, constituem cimentos naturais que interligam as partículas maiores, geralmente de quartzo, estruturando o solo.

Tabela 10 – Resultado do FRX – Amostra de 1,0 m de profundidade.

Componente	Concentração	
	(%)	(ppm)
Si	12,199	-
Al	3,298	-
Fe	3,199	-
Ti	0,431	-
K	0,178	-
P	0,145	-
S	-	145,0
Cl	-	701,9
Ca	-	652,8
V	-	106,5
Cr	-	39,2
Mn	-	48,1
Ni	-	39,0
Cu	-	41,0
Zn	-	24,2
Ga	-	18,7
As	-	0,0
Br	-	9,9
Rb	-	10,5
Sr	-	13,9
Y	-	11,4
Zr	-	436,9
Eu	-	303,1
Yb	-	37,8
Re	-	0,0
Ir	-	2,6
Pb	-	23,6

Fonte: A Autora, 2018.

3.2.6 Curva característica

As curvas características do solo estudado foram obtidas pelo método do papel filtro. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UNIVASF. Optou-se em fazer a curva de umedecimento, já que é uma condição representativa do processo de colapso e, como mostrado por Souza Neto (2004), esse tipo de solo apresenta pouca histerese. O papel filtro utilizado foi o Whatman 42. Os ensaios foram realizados em amostras indeformadas, coletadas nas profundidades de 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5, e 3,0 m, sendo 8 corpos de prova para cada profundidade.

3.2.6.1 Metodologia

Os corpos de prova foram obtidos pela cravação estática de anéis confeccionados em PVC, com diâmetro de 7 cm. As amostras de solo foram, inicialmente, secas ao ar.

Para a obtenção da sucção matricial, foram presumidos teores de umidade crescentes, os quais eram controlados através do peso dos corpos de prova. Ou seja, conhecidas as condições iniciais dos corpos de prova (umidade e peso seco), calculava-se o peso necessário para o mesmo alcançar a umidade presumida. Nesse processo, buscou-se obter teores de umidade superiores aos determinados em campo, mas sem alcançar a saturação, para não provocar a desestruturação do corpo de prova.

O umedecimento foi realizado por capilaridade. Os corpos de prova foram colocados em uma bandeja com água e sobre uma pedra porosa. Ao chegarem no peso e umidade presumidos, as amostras eram retiradas da bandeja e embaladas, juntamente com o papel filtro, com camadas de papel filme e de papel alumínio. Após esse procedimento, eram armazenadas em uma caixa térmica por um período de 8 dias.

Após o período de estabilização, os papéis filtro eram pesados em uma balança digital com sensibilidade de 0,0001 g. Em seguida, eram colocados em uma estufa para secagem por um período de 24 horas e, posteriormente, pesados novamente para a determinação da umidade. O tempo de pesagem do papel (retirada do papel do solo e da estufa e condução à balança) não ultrapassou 10 segundos. Dessa forma, tentou-se evitar o ganho ou perda de umidade do papel até o momento da pesagem.

A sucção foi determinada através da curva de calibração de Chandler *et al.* (1992) citado por Marinho *et al.* (2015):

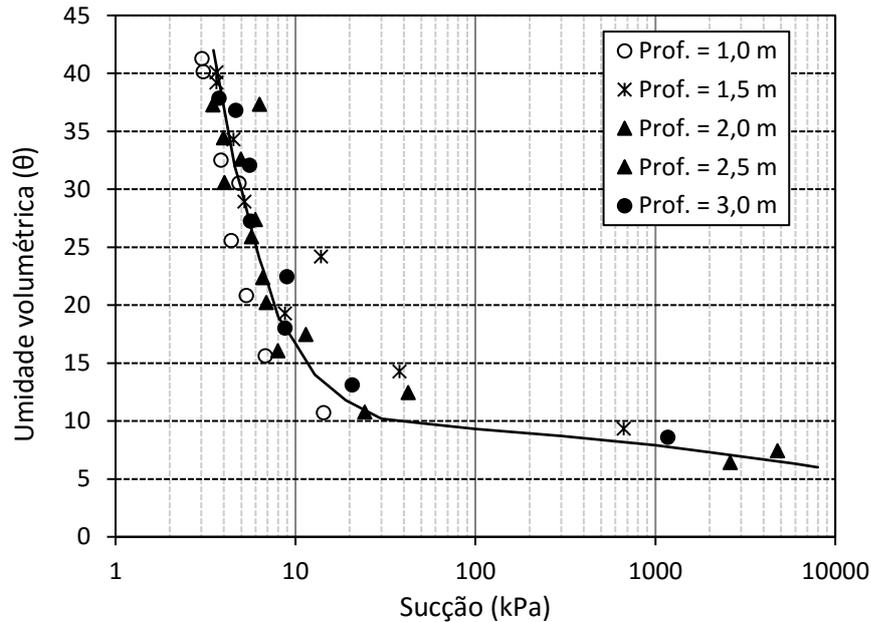
- Para umidade do papel (w) > 47%, sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$;
- Para umidade do papel (w) ≤ 47%, sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 w)}$.

3.2.6.2 Apresentação e análise dos resultados

A Figura 36 mostra as curvas características obtidas para os ensaios realizados em diferentes profundidades, com a umidade volumétrica no eixo das ordenadas, como proposto por Fredlund e Xing (1994). Os dados da profundidade de 0,5 m foram

descartados porque não foram obtidos pontos suficientes para determinar a curva de umedecimento. Todavia, esses dados não são relevantes para a pesquisa, visto que a cota das provas de carga foi de -0,7m, logo, a região de interesse está entre 1,0 e 2,5 m de profundidade.

Figura 36 – Curvas características das profundidades de 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 e 3,0 m.



As umidades volumétricas foram determinadas através da expressão (Equação 3.1):

$$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \quad (3.1)$$

Onde: θ_w é a umidade volumétrica, S é o grau de saturação e e o índice de vazios. Na Tabela 11 estão apresentadas as condições iniciais para cada profundidade, bem como os valores das umidades gravimétricas (w_s) e volumétricas (θ_s) correspondentes à saturação.

As curvas obtidas têm formato típico para solos arenosos (Fredlund *et al.*, 2012). Como se pode observar, existe um trecho inicial onde grandes variações de umidade ocorrem com pouca variação de sucção, seguido por um trecho onde a variação da umidade é pequena e a de sucção é grande. A umidade residual pode ser obtida através da interseção destes dois trechos, entretanto, o ponto correspondente à entrada de ar não ficou evidente nas curvas características obtidas. Valores muito

baixos de sucção não são determinados pela técnica do papel filtro, mas podem ser obtidos pela técnica da translação de eixos (placa de pressão), por exemplo. Nesta pesquisa esses valores não foram determinados por não haver disponibilidade de equipamento, podendo ser obtidos em pesquisas futuras.

Tabela 11 – Índices físicos utilizados na determinação das curvas características.

Profundidade (m)	G_s	e_o	w_o (%)	γ_d (kN/m ³)	S_o (%)	Umidade de saturação	
						w_s (%)	θ_s (%)
1,0	2,65	0,77	0,41	15,06	1,41	27,56	41,27
1,5	2,65	0,76	0,47	15,00	1,64	26,63	40,10
2,0	2,63	0,76	0,54	14,98	1,87	24,95	37,28
2,5	2,66	0,75	0,54	15,20	1,92	24,57	37,35
3,0	2,64	0,86	0,63	14,19	1,93	26,67	37,86

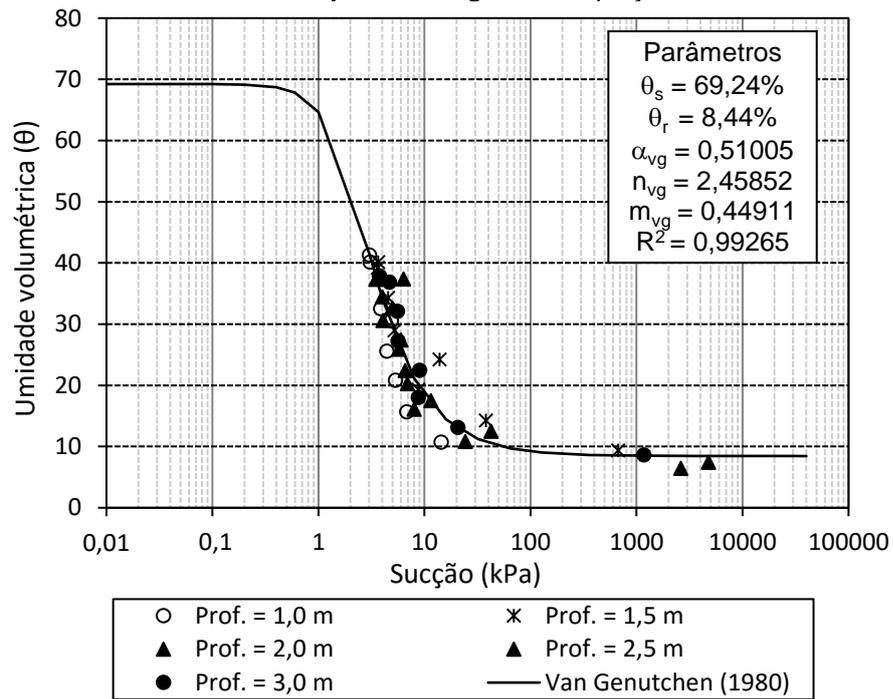
Fonte: A Autora, 2018.

Optou-se, assim, em fazer o ajuste dos dados através do método de Van Genuchten (1980) (Equação 3.2). Como as curvas características obtidas para as diferentes profundidades não apresentaram muita variação, optou-se em fazer um ajuste considerando os pontos obtidos em todas as profundidades (Figura 37), o qual não apresentou parâmetros muitos diferentes dos obtidos para os ajustes das curvas de cada profundidade individualmente, apresentados no Apêndice A.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha_{vg}\psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}} \quad (3.2)$$

Pelo ajuste que foi feito, nota-se que a sucção correspondente ao valor de entrada de ar ficou próximo a 1 kPa. Nos ajustes individuais da curva de cada profundidade, a entrada de ar foi, também, em torno de 1 kPa, não ultrapassando esse valor (Apêndice A). Esses resultados, os valores apresentados na Tabela 11 e o perfil de umidade obtido no final da estação chuvosa (Figura 26) sugerem que, sob condições normais, é pouco provável ocorrer sucção da ordem do valor da entrada de ar em campo.

Figura 37 – Curvas características ajustadas segundo a equação de Van Genuchten (1980).



Fonte: A Autora, 2018.

4 COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL

Neste capítulo são apresentados resultados de ensaios edométricos convencionais realizados com o solo natural e sob diferentes graus de saturação, a partir dos quais são discutidos aspectos relacionados à compressibilidade, à colapsibilidade e aos limites críticos de grau de saturação do solo. É feita também uma avaliação sobre o grau de compactação do solo a partir de resultados de ensaios edométricos realizados com amostras compactadas com diferentes graus de compactação.

4.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de avaliar o comportamento do solo estudado para utilização em fundações superficiais, os ensaios edométricos foram realizados com amostras indeformadas e com amostras compactadas, que foram coletadas nas profundidades de 1,0 e 1,5 m. Essas profundidades foram escolhidas por estarem na região intermediária do bulbo de tensões considerado nos ensaios de prova de carga em placa, que tem profundidade de 2,3 m a partir da superfície.

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização dos ensaios, foram utilizadas prensas edométricas do tipo Bishop, que possuem sistema de carregamento através de pesos em pendural e célula de anel fixo. Foram realizados, basicamente, três tipos de ensaios:

- edométrico natural (EN);
- edométrico inundado (EI);
- edométrico simples (ES).

O ensaio edométrico natural (EN) consiste em carregar a amostra de solo até determinada tensão e depois descarregá-la. O carregamento e descarregamento são realizados em estágios, onde as cargas são dobradas (no caso de carregamento) após a estabilização da deformação (com tolerância máxima de 5% da deformação total em cada estágio, entre leituras sucessivas).

No ensaio edométrico inundado (EI), a amostra é submetida a uma pequena tensão inicial e, posteriormente faz-se a inundação. Após a inundação, o ensaio prossegue como no edométrico natural. Todas as amostras ensaiadas nesta condição foram inundadas na tensão de 5 kPa e a inundação foi realizada da base para o topo dos corpos de prova, com uma vazão de 0,25 ml/s. O período de inundação foi de, no mínimo, 12 horas.

No ensaio edométrico simples (ES), a amostra de solo é carregada até uma determinada tensão e depois é inundada, afim de acompanhar as deformações devido a inundação com tensão constante, ou seja, o colapso. Após a estabilização dos recalques provocados pela inundação, o ensaio pode ser finalizado ou, se desejar, pode-se prosseguir carregando o solo até a tensão 1280 kPa; com opção ainda de fazer o descarregamento, para então, desmontar a célula e obter os dados finais do corpo de prova. Em todos os ensaios realizados neste estudo, prosseguiu-se até o descarregamento.

A tensão de inundação adotada nos ensaios edométricos simples foi a de 160 kPa, correspondente à tensão admissível do solo obtida por correlação com os dados de N_{SPT} do período seco de 2016. Os ensaios ES foram realizados com o objetivo de obter as deformações de colapso (ϵ_c) sob a tensão de inundação (σ_{vi}), de 160 kPa.

Levando em conta os tipos de ensaios acima citados (EN, EI e ES), foram ensaiados diferentes tipos de amostras do solo estudado:

- amostra indeformada natural (AIN) - 1,0 e 1,5 m de profundidade;
- amostra indeformada com variação no teor de umidade inicial (AIV) - 1,0 e 1,5 m de profundidade;
- amostra compactada com diferentes graus de compactação (AC) - 1,0 m de profundidade.

4.2.1 Ensaios em amostras indeformadas naturais

Os ensaios na umidade natural (EN) e inundados (EI) foram realizados com o objetivo de compor o par de curvas dos ensaios edométricos duplos, com a amostra natural representado a condição do solo no período seco.

É importante destacar que pode ter havido ressecamento das amostras naturais, porém, durante os ensaios, houve um cuidado para minimizar a perda de umidade da amostra e, para isso, o topo da célula foi envolvido com papel filme. Em todos os ensaios edométricos realizados para essa pesquisa utilizou-se esse procedimento.

4.2.2 Ensaios em amostras indeformadas com variação do teor de umidade inicial

Com objetivo de determinar o grau de saturação crítico do solo foram realizados ensaios EN e ES em amostras sob diferentes teores de umidade inicial.

A variação (ou elevação) do teor de umidade inicial das amostras indeformadas foi realizada por meio de vapor d'água, ou seja, as amostras foram colocadas na câmara úmida ou no dessecador a vácuo até que a umidade estivesse acima da umidade natural e com valor próximo ao desejado.

Na prática, quando se inicia a construção de uma obra no final do período chuvoso, quando o solo está com o grau de saturação elevado, as deformações por colapso não acontecerão totalmente. Porém, durante a construção, o grau de saturação do solo não é mantido, podendo ocorrer colapso em um futuro umedecimento e causar danos à construção.

4.2.3 Ensaios em amostras compactadas com diferentes graus de compactação

Com amostras compactadas foram realizados ensaios EN, EI e ES. Os ensaios EN (edométricos no estado natural em amostra compactada – EN/AC) e EI (edométrico inundado em amostra compactada – EI/AC) foram realizados em amostras com grau de compactação igual a 100% para compor os pares de curvas de ensaios duplos no solo compactado. O objetivo destes ensaios foi avaliar redução da colapsibilidade do solo com a compactação, procurando simular o caso de uma obra em que se tenha adotado a técnica de remoção e compactação do solo.

Para simular obras em que se utilize a compactação como solução, onde a compactação não é realizada adequadamente, realizou-se ensaios ES (edométrico simples) em amostras compactadas com diferentes graus de compactação (85, 90 e 95%), com o objetivo de avaliar a colapsibilidade do solo com diferentes graus de compactação e definir um grau de compactação mínimo aceitável.

As amostras de solo foram compactadas dentro do próprio anel da célula edométrica. O controle do grau de compactação foi feito através da umidade e da massa de solo. A umidade inicial de cada corpo de prova (CP) foi a correspondente, na curva de compactação, ao peso específico seco inicial do CP.

4.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados e discutidos a seguir os resultados dos ensaios edométricos realizados.

4.3.1 Ensaios em amostras indeformadas naturais

Os ensaios realizados nas amostras indeformadas naturais (AIN) foram os edométricos naturais e inundados (EN e EI). A Tabela 12 apresenta as condições iniciais e finais dos corpos de prova referentes a estes ensaios.

Tabela 12 – Condições iniciais e finais dos corpos de prova de amostras indeformadas naturais.

Amostra Prof. (m)	G_s	CP N°	Tipo de Ensaio/ Amostra	Condições dos corpos de prova							
				Inicial				Final			
				w_0 (%)	S_0 (%)	e_0	γ_{d0} (kN/m ³)	w_f (%)	S_f (%)	e_f	γ_{df} (kN/m ³)
1,0	2,65	1	EN/AIN	0,61	2,10	0,77	15,01	0,54	2,29	0,62	16,22
		10	EI/AIN	3,64	12,79	0,75	15,10	17,09	100	0,42	18,54
1,5	2,65	12	EN/AIN	1,25	4,27	0,78	14,68	0,85	3,30	0,68	15,73
		19	EI/AIN	1,25	4,50	0,74	15,23	17,59	100	0,42	18,67

Fonte: A Autora, 2018.

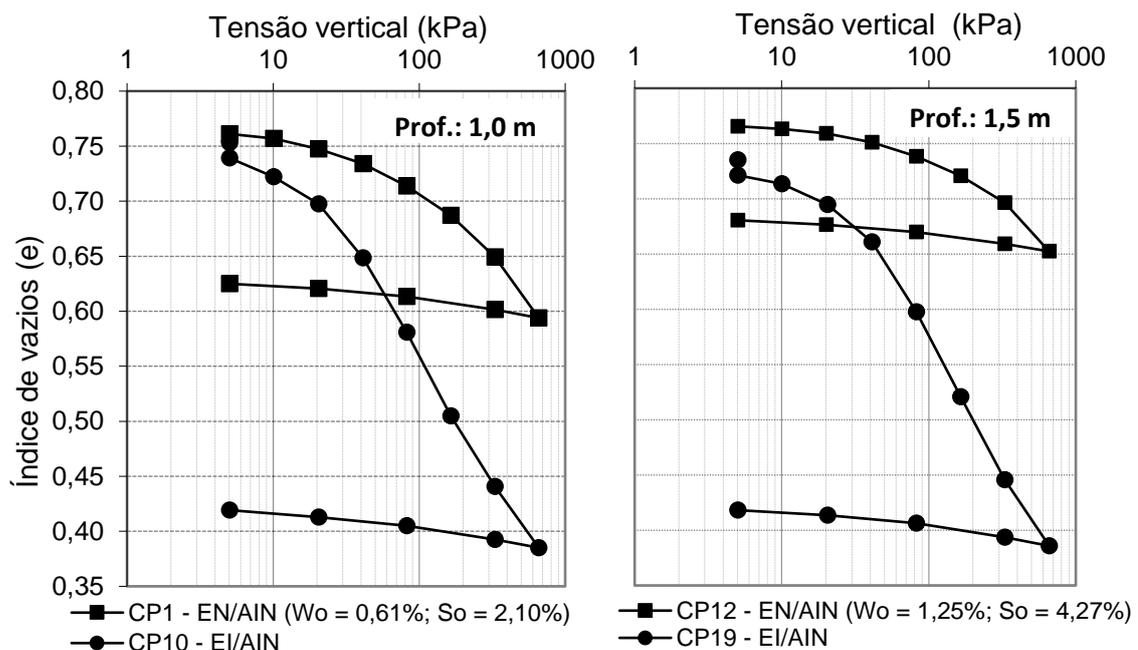
Ao comparar as condições iniciais e finais dos corpos de prova, observa-se que, para os ensaios EN, o grau de saturação na amostra de 1,0 m de profundidade aumentou um pouco, o que pode ser explicado pela redução do índice de vazios. Já na amostra de 1,5 m, houve redução do grau de saturação, isso porque a perda de umidade foi significativa e a compressão foi menor do que a da amostra de 1,0 m. Nos ensaios inundados (EI), as amostras das duas profundidades alcançaram grau de saturação final igual a 100%. Para uma areia fina siltosa colapsível, Souza Neto (2004) obteve um valor médio de S_f igual 86%.

Na Figura 38 estão apresentadas as curvas da variação do índice de vazios em função da tensão vertical (*e versus σ_v log*) referentes aos ensaios na umidade natural e inundados para as profundidades de 1,0 m e 1,5 m. As curvas da variação da deformação volumétrica com a tensão vertical (ϵ_v *versus* σ_v log) estão apresentadas na Figura 39. Nota-se que as deformações dos corpos de prova nos ensaios inundados foram semelhantes nas duas profundidades; no entanto, os ensaios realizados na umidade natural mostraram que o corpo de prova referente à camada de 1,0 m de profundidade apresentou maior deformação.

Ainda observando as Figuras 38 e 39, percebe-se que as curvas de compressão dos ensaios inundados são caracterizadas por trechos virgens bem definidos. Já as curvas dos ensaios na umidade natural não indicam nitidamente trechos lineares bem definidos que caracterizem o escoamento do solo.

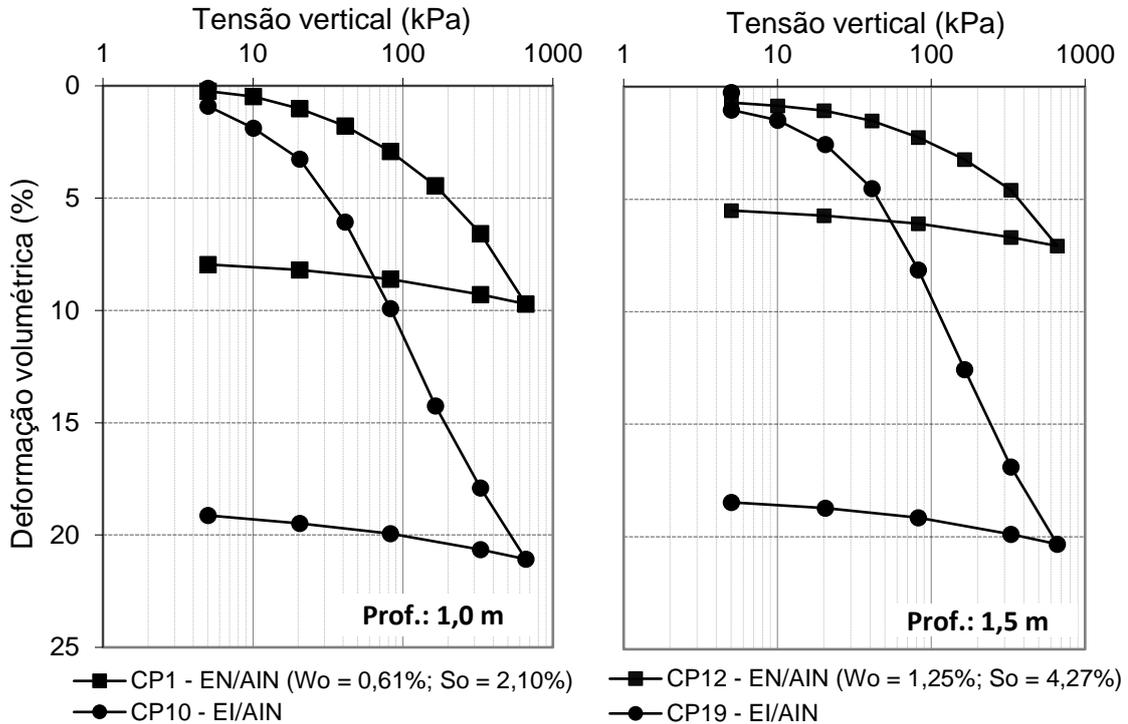
Estas curvas serão apresentadas novamente no próximo item juntamente com os resultados dos ensaios em amostras indeformadas com variação do teor de umidade inicial, onde serão apresentados os parâmetros das curvas e as deformações de colapso.

Figura 38 – Curvas *e versus σ_v log* dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 39 – Curvas ε_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais.



Fonte: A Autora, 2018.

4.3.2 Ensaios em amostras indeformadas com variação do teor de umidade inicial

Os ensaios realizados com amostras indeformadas variando o teor de umidade inicial (AIV) dos corpos de prova foram os edométricos naturais (EN). Na Tabela 13 estão apresentadas as condições iniciais e finais dos corpos de prova. Ressalta-se que os valores da sucção foram estimados a partir da curva característica. Nesta tabela encontram-se, também, os dados dos corpos de prova das amostras indeformadas com umidade natural (AIN), apresentados anteriormente (Tabela 12), para auxiliar na discussão.

Como se percebe nos dados apresentados na Tabela 13, a umidade inicial dos corpos de prova variou, intencionalmente, de 0,61% a 19,17% de maneira a abranger uma faixa que envolvesse a umidade de campo nos períodos chuvoso e seco da região. Com isso, obtiveram-se corpos de prova com diferentes graus de saturação iniciais, com valores variando entre 10,4 e 70,7%.

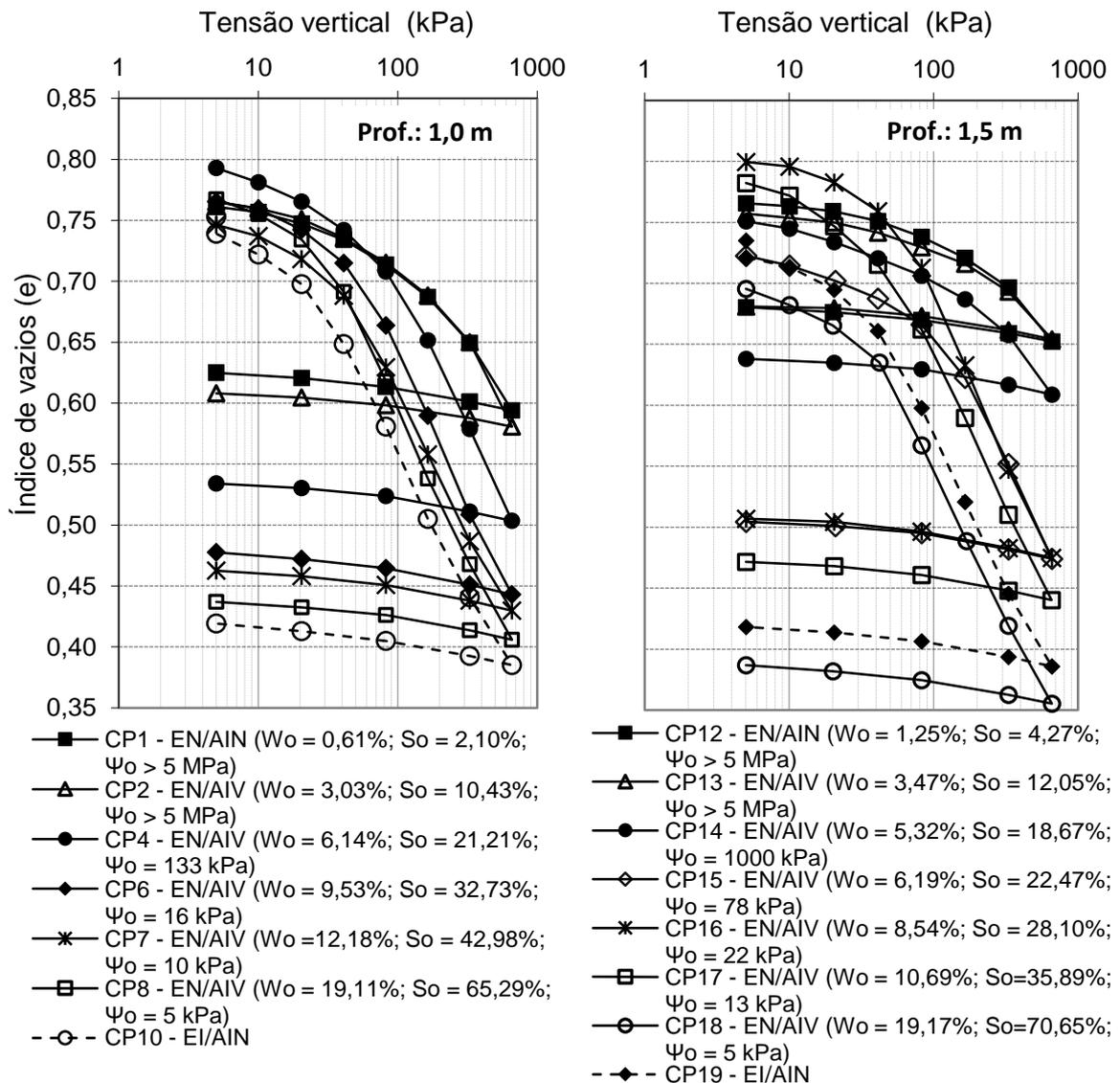
Tabela 13 – Condições iniciais e finais dos corpos de prova de amostras indeformadas naturais e com variação do teor de umidade inicial.

Amostra Prof. (m)	G _s	CP N°	Tipo de Ensaio/Amostra	Condições dos corpos de prova											
				Inicial						Final					
				w ₀ (%)	S ₀ (%)	e ₀	γ _{do} (kN/m ³)	θ ₀ (%)	Ψ ₀ (kPa)	w _f (%)	S _f (%)	e _f	γ _{df} (kN/m ³)	θ _f (%)	Ψ _f (kPa)
1,0	2,65	1	EN/AIN	0,61	2,10	0,77	15,01	0,91	> 5000	0,54	2,29	0,62	16,22	0,88	> 5000
		2	EN/AIV	3,03	10,43	0,77	14,98	4,53	> 5000	2,31	10,07	0,61	16,11	3,81	> 5000
		4	EN/AIV	6,14	20,21	0,81	14,67	9,02	133	5,33	26,42	0,53	17,30	9,20	104
		6	EN/AIV	9,53	32,73	0,77	14,96	14,26	16	7,91	43,90	0,48	17,96	14,19	17
		7	EN/AIV	12,18	42,98	0,75	15,14	18,43	10	11,71	67,11	0,46	17,90	21,22	8
		8	EN/AIV	19,11	65,29	0,78	14,92	28,52	5	15,19	92,11	0,44	18,47	28,01	5
		10	EI/AIN	3,64	12,79	0,75	15,10	5,50	> 5000	17,09	100	0,42	18,54	-	0
1,5	2,65	12	EN/AIN	1,25	4,27	0,78	14,68	1,87	> 5000	0,85	3,30	0,68	15,73	1,34	> 5000
		13	EN/AIV	3,47	12,05	0,76	15,04	5,21	> 5000	2,85	11,08	0,68	15,75	4,49	> 5000
		14	EN/AIV	5,32	18,67	0,76	15,09	8,04	1000	4,76	19,77	0,64	16,13	7,70	5000
		15	EN/AIV	6,19	22,47	0,73	15,32	9,48	78	5,62	29,55	0,50	17,59	9,91	57
		16	EN/AIV	8,54	28,10	0,81	14,68	12,53	22	7,32	38,26	0,51	17,63	12,87	21
		17	EN/AIV	10,69	35,89	0,79	14,81	15,83	13	9,43	52,99	0,47	18,01	16,98	12
		18	EN/AIV	19,17	70,65	0,72	15,41	29,55	5	14,44	98,93	0,39	19,02	27,60	5
		19	EI/AIN	1,25	4,50	0,74	15,23	1,91	> 5000	17,59	100	0,42	18,67	-	0

Fonte: A Autora, 2018.

Na Figura 40 estão apresentadas as curvas da variação do índice de vazios em função da tensão vertical (e *versus* $\sigma_v \log$) para estes ensaios. Nestes resultados também estão incluídas as curvas dos ensaios realizados com amostras indeformadas naturais.

Figura 40 – Curvas e *versus* $\sigma_v \log$ dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no teor de umidade inicial.

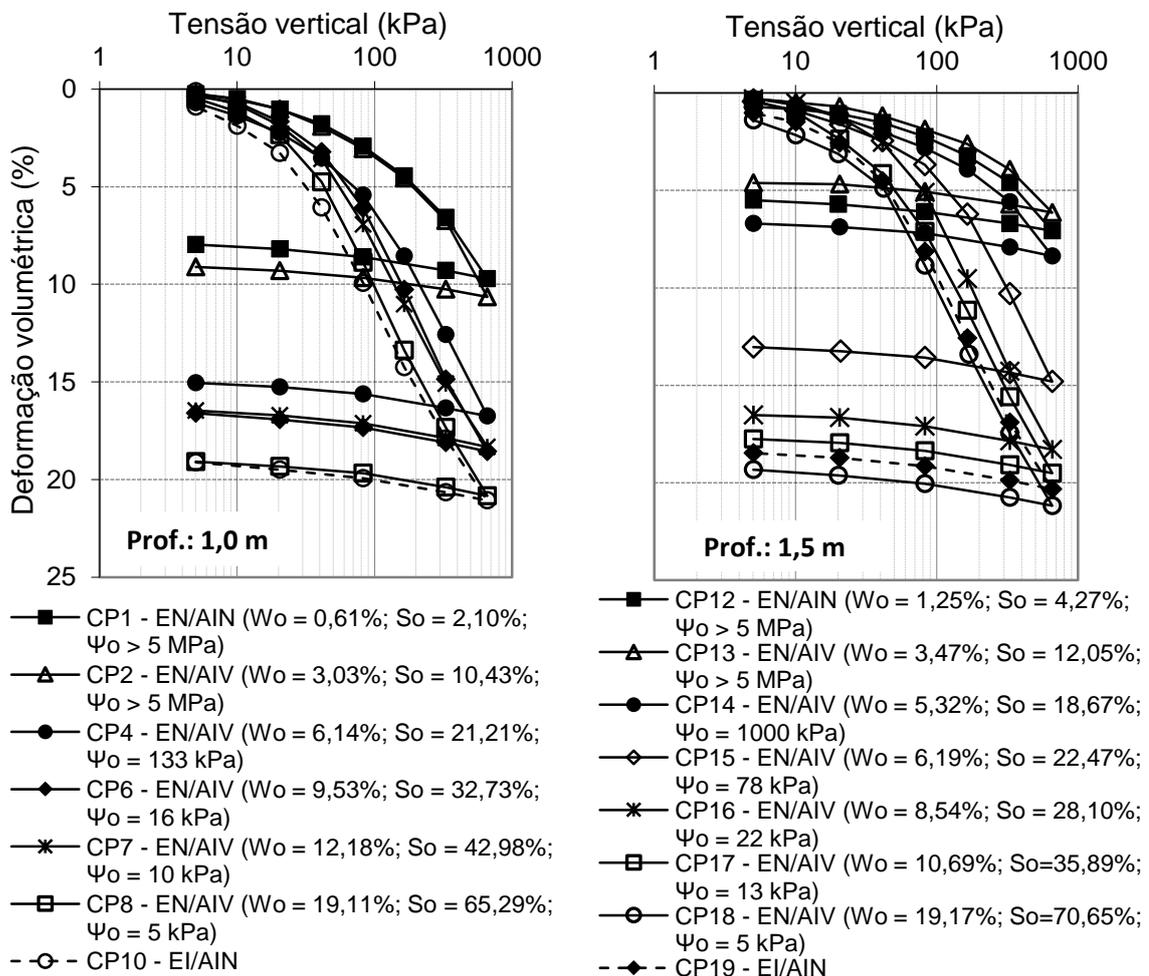


Fonte: A Autora, 2018.

Observando a Figura 40, percebe-se a diferença nas condições iniciais dos corpos de prova, o que dificulta a comparação entre os resultados. Porém, a Figura 41, que apresenta as curvas ϵ_v *versus* $\sigma_v \log$, mostra que pequenas variações no teor de umidade podem ser suficientes para gerar compressão considerável no solo. Este fato

pode ser observado nas curvas dos corpos de prova das amostras de 1,5 m, CP14 e CP15, e está relacionado diretamente com a sucção do solo. Para o CP14, a umidade inicial é de 5,32% e a sucção inicial igual a 1000 kPa. Já para o CP15, a umidade inicial é de 6,19% e a sucção inicial igual a 78 kPa. A pressão de sucção aumenta a rigidez do solo tornando-o menos deformável. À medida que o solo é umedecido, a sucção diminui e as deformações aumentam. O CP14 e CP15 representam uma mudança da zona de umidade residual da curva característica para a zona de transição (Figura 3 – Capítulo 2).

Figura 41 – Curvas ε_v versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no teor de umidade inicial.



Fonte: A Autora, 2018.

A Figura 41 também mostra que as curvas dos ensaios EN, realizados com amostras com variação no teor de umidade inicial (EN/AIV), têm a tendência de convergir para as curvas dos ensaios inundados (EI/AIN) a partir de uma determinada tensão. Para

Jennings e Knigh (1957), a tensão na qual ocorre o início da convergência da curva não saturada para a curva inundada depende do teor de umidade ou do grau de saturação inicial do solo e está relacionada a um grau de saturação crítico. Essa tendência também explica o colapso máximo que pode ser observado em alguns solos quando a deformação de colapso é traçada em função da tensão vertical, como discutido por Souza Neto (2004).

Observa-se ainda na Figura 41 que as amostras da camada mais superficial (1,0 m de profundidade), apresentam mais sensibilidade às variações no teor de umidade do solo do que as amostras de 1,5 m de profundidade. Para estas amostras, a convergência das curvas não saturadas para a curva inundada ocorre em tensões menores, quando comparadas com as amostras de 1,5 m de profundidade.

4.3.2.1 Grau de saturação crítico

Considerando os resultados apresentados nas Figuras 40 e 41, buscou-se avaliar a influência do grau de saturação na colapsibilidade do solo. Para isso, verificou-se a diferença entre as curvas apresentadas pelos corpos de prova no estado natural (CP1 – prof. 1,0 m e CP12 – prof. 1,5 m) e curvas apresentadas pelos corpos de prova com diferentes graus de saturação iniciais, semelhante ao ensaio edométrico duplo, obtendo-se as deformações de colapso (ε_c) conforme a Equação 4.1.

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta H}{H_0} 100\% \quad (4.1)$$

Onde:

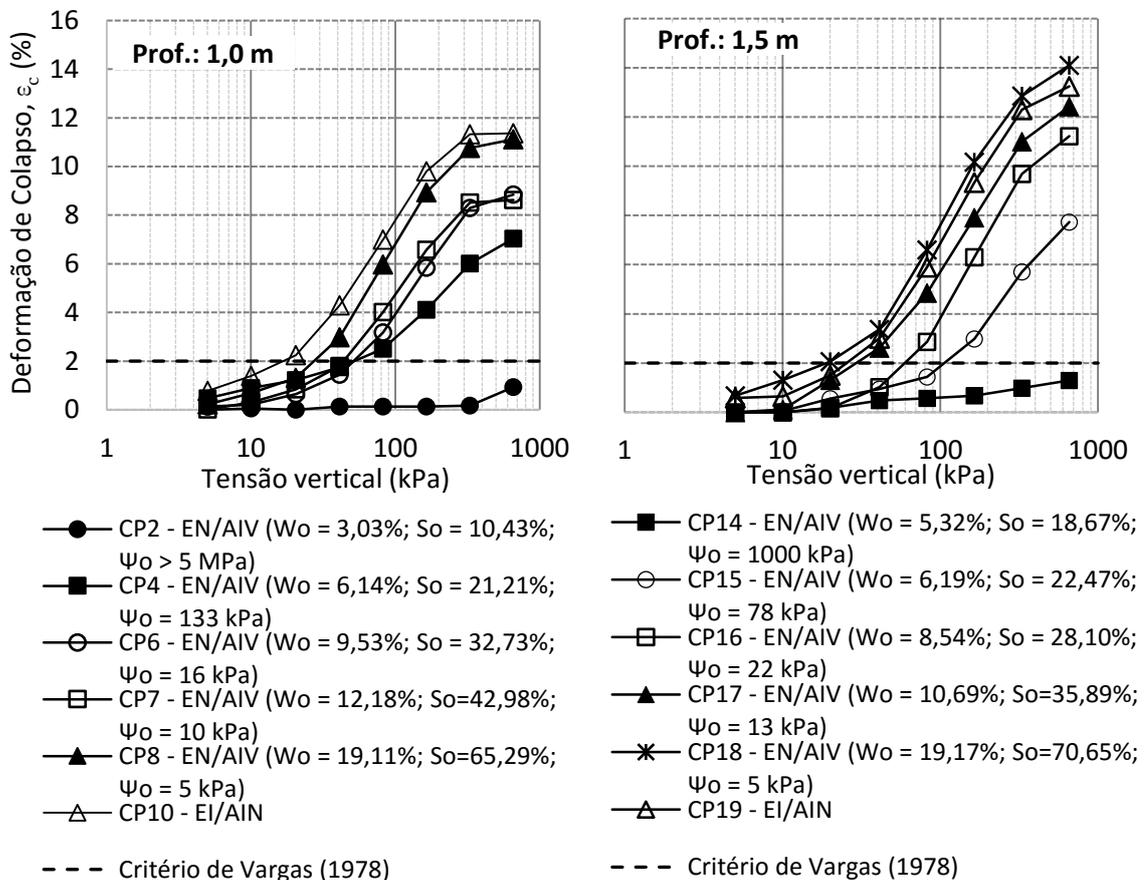
ΔH = diferença de altura entre as curvas das amostras na umidade natural (EN/AIN) e as amostras inundadas (EI/AIN) ou com variação no grau de saturação inicial (EN/AIV);

H_0 = altura inicial do corpo de prova.

As diferenças entre as curvas das amostras totalmente inundadas e as curvas das amostras na umidade natural no período seco fornecem a deformação de colapso total nas profundidades ensaiadas. Já as diferenças entre as curvas das amostras com variação no grau de saturação inicial e as amostras na umidade natural no período

seco fornecem deformações de colapso parciais. A Figura 42 apresenta as variações das deformações de colapso total (CP10 para prof. = 1,0 m e CP19 para prof. = 1,5 m) e parciais (demais corpos de prova) em função da tensão vertical. Quando os corpos de prova foram ensaiados com grau de saturação inicial pouco superior ao da amostra natural (ex. CP2 e CP14), as curvas desses ensaios se aproximaram da curva do ensaio no estado natural, resultando em menores deformações por colapso; quando o grau de saturação inicial foi se elevando, as curvas foram se aproximando da curva do ensaio inundado, resultando em deformações de colapso maiores; ou seja, as deformações de colapso são menores para amostras com grau de saturação inicial mais baixo, e maiores para grau de saturação inicial mais elevado, como era esperado. Ocorreu exceção no corpo de prova CP18 (prof. = 1,5 m), que estava com umidade inicial maior que a umidade final do corpo de prova do ensaio inundado (Tabela 13). Observa-se, ainda, na Figura 42 que as deformações de colapso também aumentam com o nível de tensão.

Figura 42 – Curvas ϵ_c versus σ_v log dos ensaios edométricos naturais e inundados realizados com amostras indeformadas naturais e amostras indeformadas com variação no grau de saturação inicial.



Fonte: A Autora, 2018.

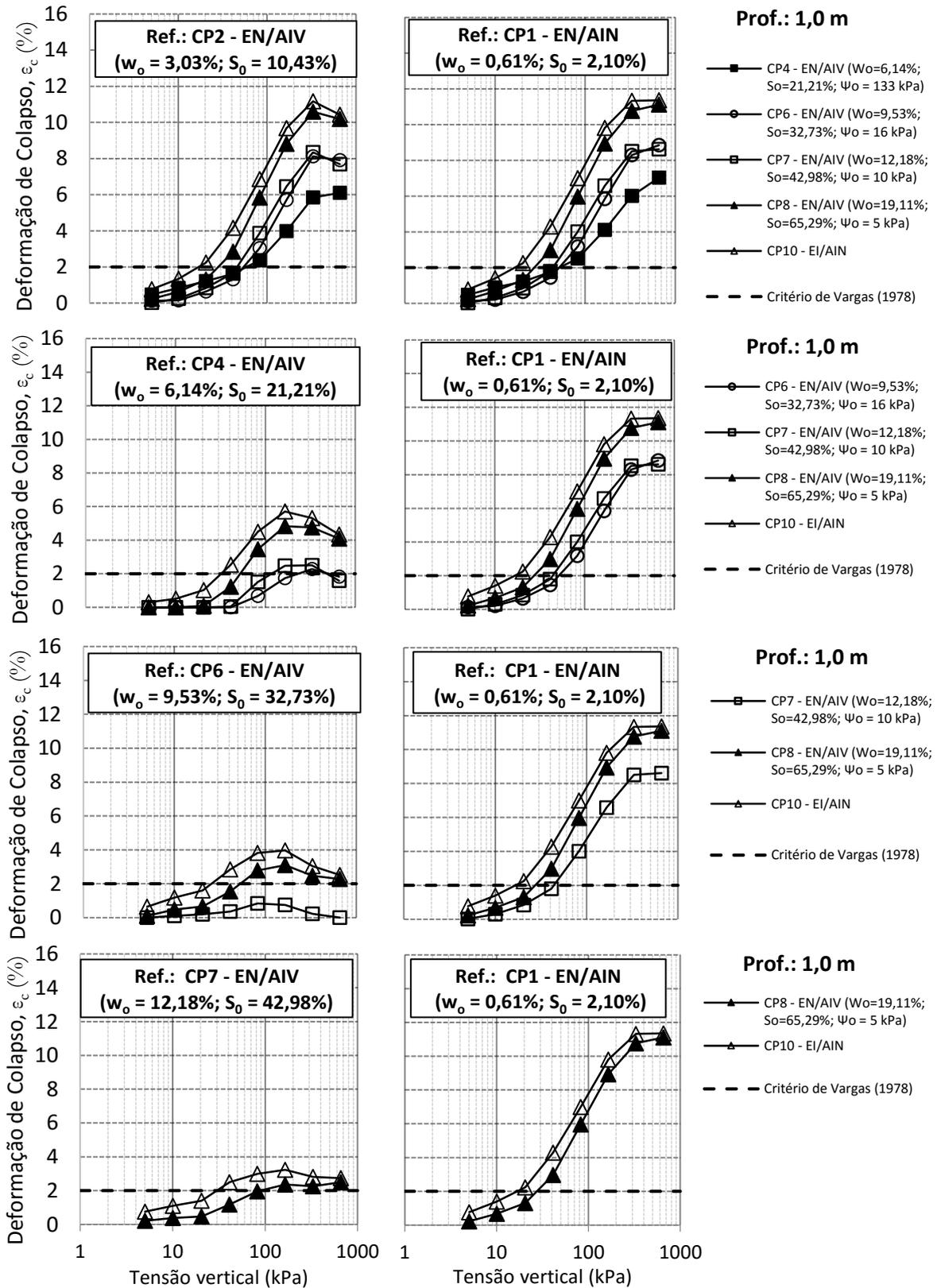
Segundo o critério de Vargas (1978), que considera o solo colapsível quando apresenta uma deformação de colapso maior de 2%, independentemente do nível de tensão, caso o solo da profundidade de 1,0 m esteja submetido a tensões superiores a 50 kPa e tenha seu grau de saturação alterado para um valor superior a 20%, o mesmo poderá apresentar colapso significativo ($\epsilon_c > 2\%$). Caso a alteração do grau de saturação seja superior aos 65%, o colapso já será significativo ($\epsilon_c > 2\%$) quando o solo estiver submetido a tensões mais baixas (a partir dos 30 kPa). Já para o solo de 1,5 m de profundidade, quando o mesmo estiver submetido a tensões superiores a 50 kPa, o solo será considerado colapsível caso seu grau de saturação seja alterado para um valor superior a 28,1%. Para tensões menores (a partir dos 30 kPa), o solo será considerado colapsível quando o seu grau de saturação for alterado da condição do período seco para um valor superior a 35,89%.

Esses resultados mostram como as edificações de pequeno porte (até 100 kPa) podem sofrer danos devido ao colapso do solo, caso sejam projetadas com os parâmetros do solo no estado seco e construídas na estação seca. Posteriormente, a elevação do teor de umidade do solo e conseqüentemente de seu grau de saturação (seja devido à ruptura de uma tubulação ou até mesmo à irrigação de vegetações nos entornos das obras), poderá ser o suficiente para dar início ao mecanismo de colapso.

As Figuras 43 e 44 apresentam, para as profundidades de 1,0 e 1,5 m, respectivamente, a deformação de colapso em função da tensão para corpos de prova com diferentes graus de saturação iniciais. Essas figuras se diferem da Figura 42, pois, ao invés de usar as amostras naturais do período seco como referências para o cálculo das deformações de colapso, foram utilizados os corpos de prova com graus de saturação iniciais variados, que podem corresponder a diferentes períodos do ano. Para fins de comparação, os gráficos considerando as amostras naturais como referência para o cálculo de ϵ_c foram postos no lado direito de cada figura.

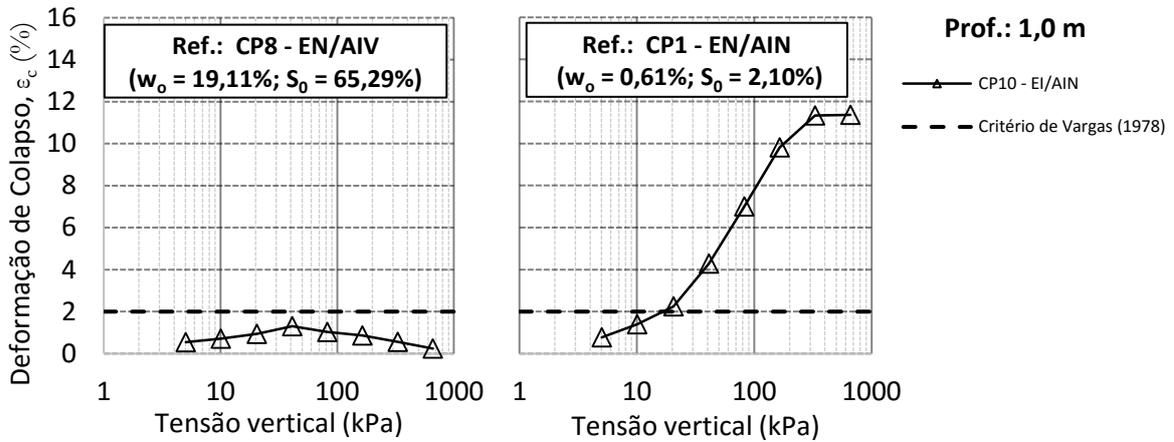
Uma observação que pode ser feita nas Figuras 43 e 44 é sobre a influência das condições iniciais do solo no que se refere ao surgimento dos picos de tensão. Com o aumento do grau de saturação do corpo de prova de referência utilizado para o cálculo das deformações de colapso, o comportamento observado por Lutenegeger e Saber (1988), Ferreira (1995), Futai (1997) e Souza Neto (2004), onde as deformações de colapso crescem até um valor máximo e depois diminuem, ficou mais evidente.

Figura 43 – ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 - profundidade: 1,0 m (continua).



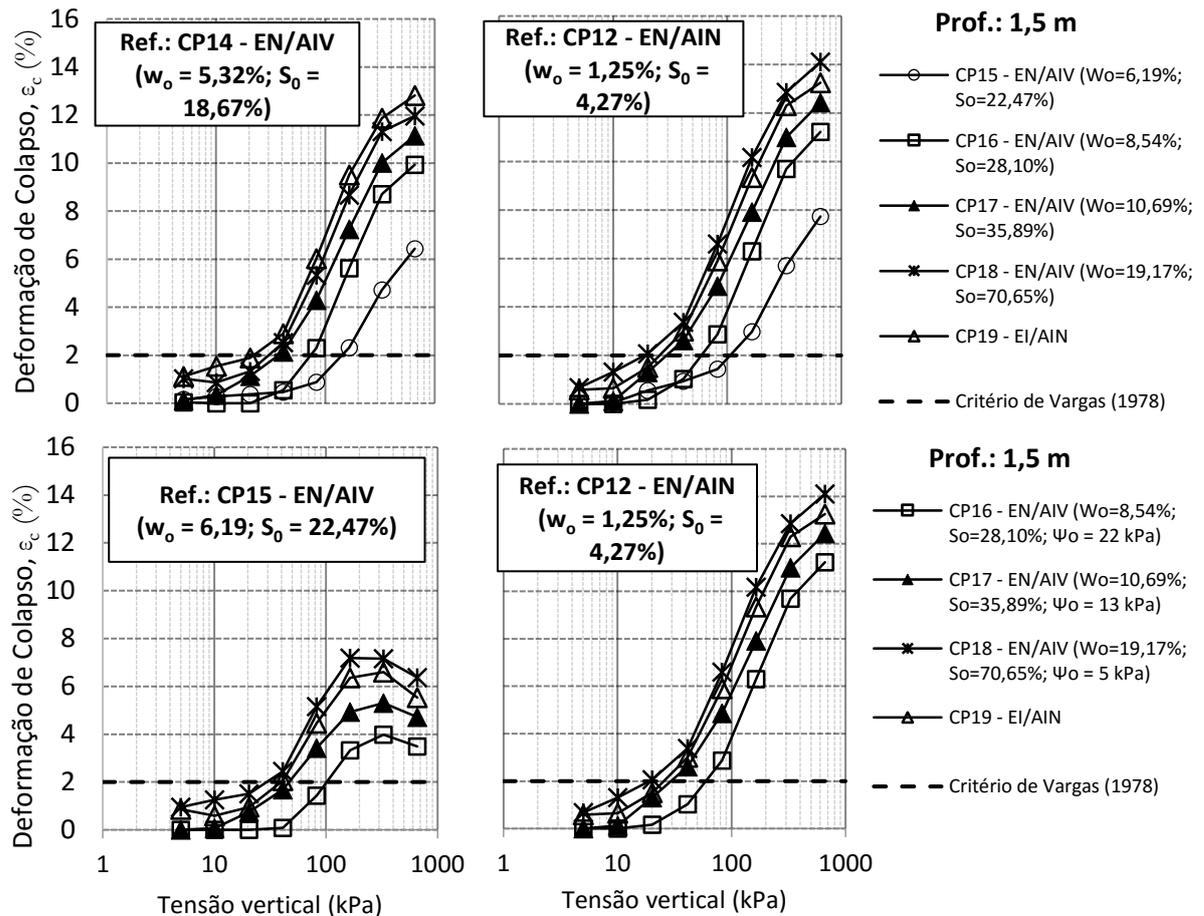
Fonte: A Autora, 2018.

Figura 43 – ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 - profundidade: 1,0 m (continuação).



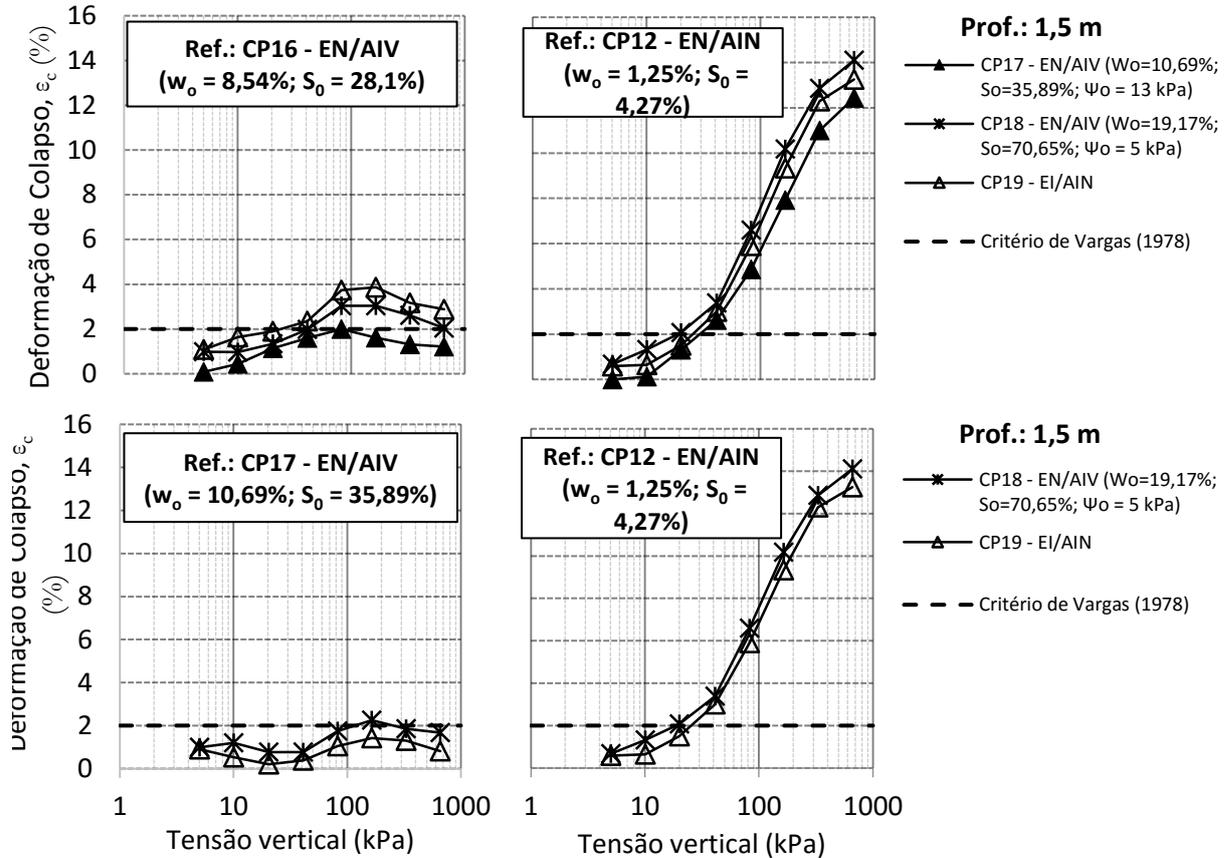
Fonte: A Autora, 2018.

Figura 44 – ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 - profundidade: 1,5 m (continua).



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 44 – ϵ_c versus σ_v log para CPs de referência para cálculo de ϵ_c com diferentes S_0 - profundidade: 1,5 m (continuação).

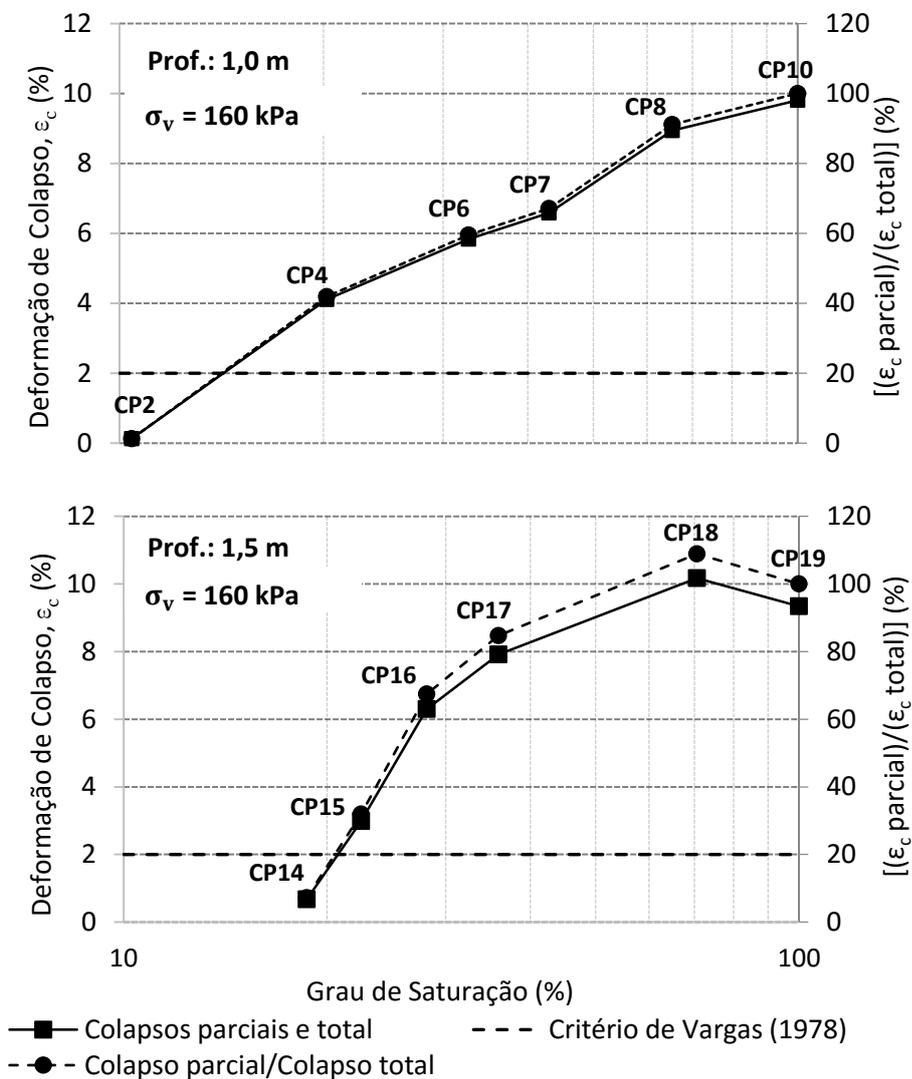


Fonte: A Autora, 2018.

Observa-se, ainda, nas Figuras 43 e 44 como as deformações de colapso reduzem ao aumentar o grau de saturação inicial do corpo de prova de referência. Para um grau de saturação inicial de 35,89% (Figura 44), o solo da profundidade de 1,5 m já não apresenta colapso significativo ($\epsilon_c > 2\%$). Para um grau de saturação inicial de 65,29%, o solo da profundidade de 1,0 m praticamente não apresentou colapso. Ou seja, existe um grau de saturação inicial onde o solo não sofrerá colapso significativo caso seja umedecido. Essa situação se difere de quando o solo está com grau de saturação baixo e sofre umedecimento (amostra natural como CP de referência para o cálculo do colapso – gráficos do lado direito das Figuras 43 e 44), onde as deformações de colapso tendem a crescer com o aumento da tensão, sendo significativas ($\epsilon_c > 2\%$) até o solo atingir um determinado valor do grau de saturação, como mostra a Figura 45.

Na Figura 45 apresentam-se as variações das deformações de colapso (ϵ_c) total (amostras inundadas – CP10 e CP19) e parcial (demais CP's) em função do grau de saturação inicial para a tensão vertical de 160 kPa, considerando as amostras naturais como referência para cálculo de ϵ_c . Apresentam-se, também, as razões entre as deformações de colapso parciais e a deformação de colapso total *versus* o grau de saturação inicial para as profundidades de 1,0 e 1,5 m.

Figura 45 – Variação das deformações de colapso total e parcial em função do grau de saturação para as amostras com variação no teor de umidade inicial, considerando as amostras naturais como CP's de referência para o cálculo de ϵ_c .



- CP2 - EN/AIV ($w_0 = 3,03\%$; $S_0 = 10,43\%$; $\Psi_0 > 5 \text{ MPa}$)
- CP4 - EN/AIV ($w_0 = 6,14\%$; $S_0 = 21,21\%$; $\Psi_0 = 133 \text{ kPa}$)
- CP6 - EN/AIV ($w_0 = 9,53\%$; $S_0 = 32,73\%$; $\Psi_0 = 16 \text{ kPa}$)
- CP7 - EN/AIV ($w_0 = 12,18\%$; $S_0 = 42,98\%$; $\Psi_0 = 10 \text{ kPa}$)
- CP8 - EN/AIV ($w_0 = 19,11\%$; $S_0 = 65,29\%$; $\Psi_0 = 5 \text{ kPa}$)
- CP10 - EI/AIN
- CP14 - EN/AIV ($w_0 = 5,32\%$; $S_0 = 18,67\%$; $\Psi_0 = 1 \text{ MPa}$)
- CP15 - EN/AIV ($w_0 = 6,19\%$; $S_0 = 22,4\%$; $\Psi_0 = 78 \text{ KPa}$)
- CP16 - EN/AIV ($w_0 = 8,54\%$; $S_0 = 28,10\%$; $\Psi_0 = 22 \text{ KPa}$)
- CP17 - EN/AIV ($w_0 = 10,69\%$; $S_0 = 35,89\%$; $\Psi_0 = 13 \text{ KPa}$)
- CP18 - EN/AIV ($w_0 = 19,17\%$; $S_0 = 70,65\%$; $\Psi_0 = 5 \text{ KPa}$)
- CP19 - EI/AIN

Observando a Figura 45, percebe-se que as deformações de colapso aumentam com o aumento do grau de saturação inicial e o mesmo aconteceu com a relação entre os colapsos parciais e o colapso total. Ou seja, quanto maior é o grau de saturação inicial, maior é o percentual do colapso parcial em relação ao colapso total. Entretanto, não foi necessário um grau de saturação inicial igual a 100% para que as deformações de colapso parciais atingissem um valor próximo ao da deformação de colapso do solo inundado (colapso total). No CP8 (prof. = 1,0 m) e no CP17 (prof. = 1,5 m), por exemplo, as deformações de colapso parcial chegaram a ser em torno de 90 e 80%, respectivamente, das deformações de colapso total. Estes resultados mostram que variações no teor de umidade podem ser suficientes para causar um colapso significativo no solo, sem que alcance a saturação.

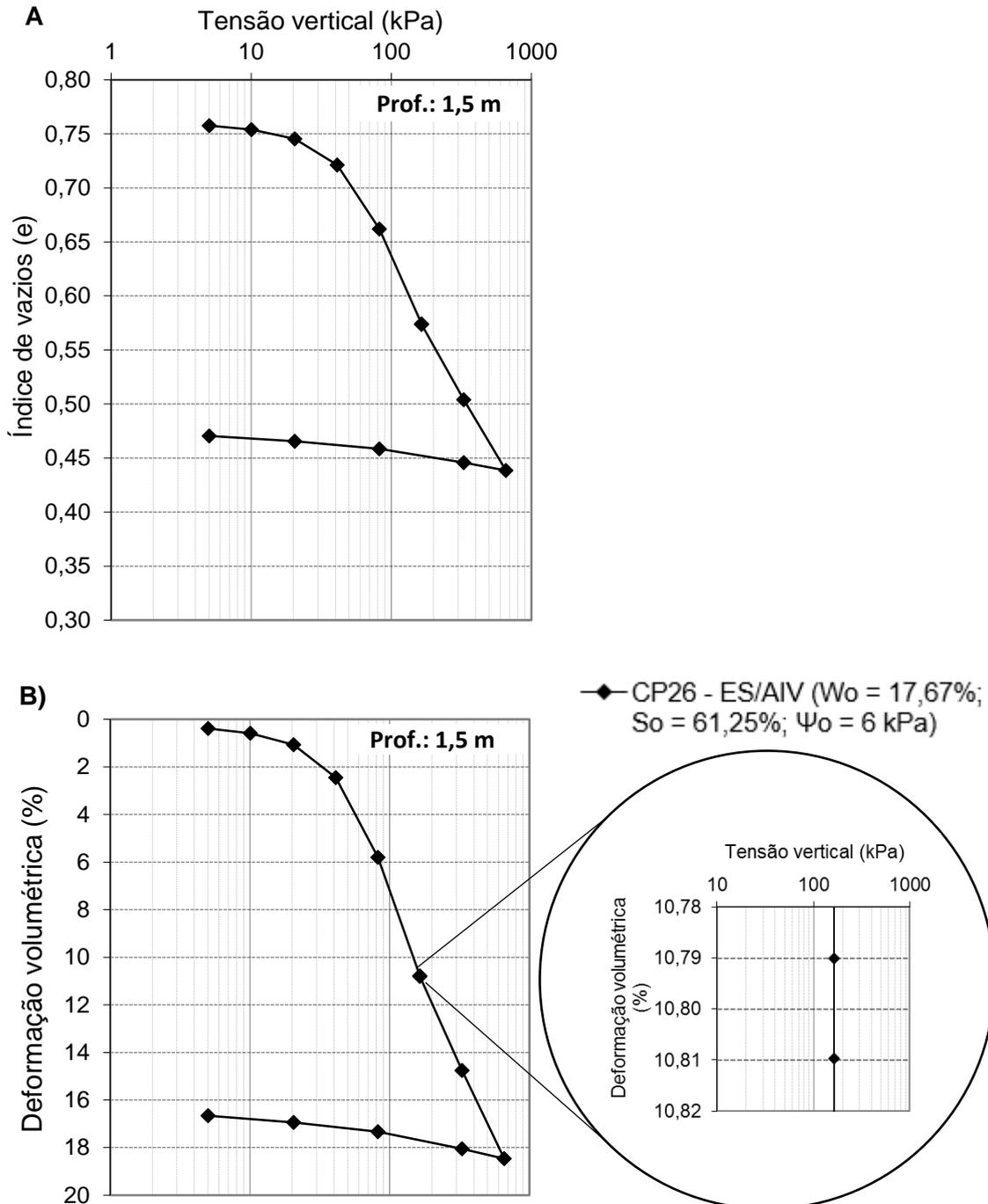
O grau de saturação crítico do solo pode ser definido como o grau de saturação do solo que, ao sofrer umedecimento quando carregado em determinada tensão, não sofre significativas deformações de colapso. Esse é o grau de saturação crítico superior (limite superior). Na Figura 45 é possível notar que a partir de graus de saturação em torno de 65 a 70% para as profundidades de 1,0 m e 1,5 m respectivamente (CP8 e CP18), para a tensão de 160 kPa, as deformações de colapso já não variam muito (variam menos que 2%) quando comparadas com as deformações sofridas pelo solo com graus de saturação inferiores. Verifica-se que o CP19 ($S_0 = 100\%$), cujo grau de saturação era superior ao do CP18 ($S_0 = 70,65\%$), apresentou redução de deformação de colapso quando comparado ao valor da deformação do CP18.

Com o objetivo de confirmar o grau de saturação crítico superior do solo estudado, foi realizado um ensaio edométrico simples com tensão de inundação em 160 kPa. A amostra utilizada foi a de 1,5 m de profundidade. A umidade inicial do corpo de prova foi igual a 17,67% e o grau de saturação inicial foi de 61,25%. Essa umidade inicial foi baseada nas umidades do CP18 e do CP19. O resultado do ensaio ES está apresentado na Figura 46.

Observando as curvas da Figura 46 A e B, percebe-se que não houve uma deformação volumétrica significativa devido à inundação. Isso aconteceu porque, praticamente, não houve deformação no solo com o umedecimento, como mostra a ampliação feita na Figura 46 B. Dessa forma, os resultados sugerem que o grau de saturação crítico superior para o solo estudado, na profundidade de 1,5 m e tensão

vertical de 160 kPa, é em torno de 61%, corroborando a conclusão anterior. Esse valor pode ser atribuído ao solo estudado, visto que as camadas investigadas em todo o perfil estudado nesta pesquisa são muito semelhantes.

Figura 46 – Resultados do ensaio ED para amostra com teor de umidade inicial próximo ao teor de umidade final do ensaio inundado: A) $e \times \sigma_v$; B) $\varepsilon_v \times \sigma_v$.



Fonte: A Autora, 2018.

Segundo Jennings e Knigh (1975), o valor do grau de saturação crítico superior (S_r) depende da granulometria do solo. Com base em experiência própria, estes autores apresentam as seguintes faixas de valores de S_r para diferentes solos colapsíveis:

- $6 < S_r < 10\%$ para pedregulhos finos;
- $50 < S_r < 60\%$ para areias siltosas finas;
- $90 < S_r < 95\%$ para siltes argilosos.

Logo, o valor do grau de saturação crítico superior obtido para o solo estudado nesta pesquisa corrobora com os valores encontrados na literatura, visto que se trata de uma areia argilo-siltosa.

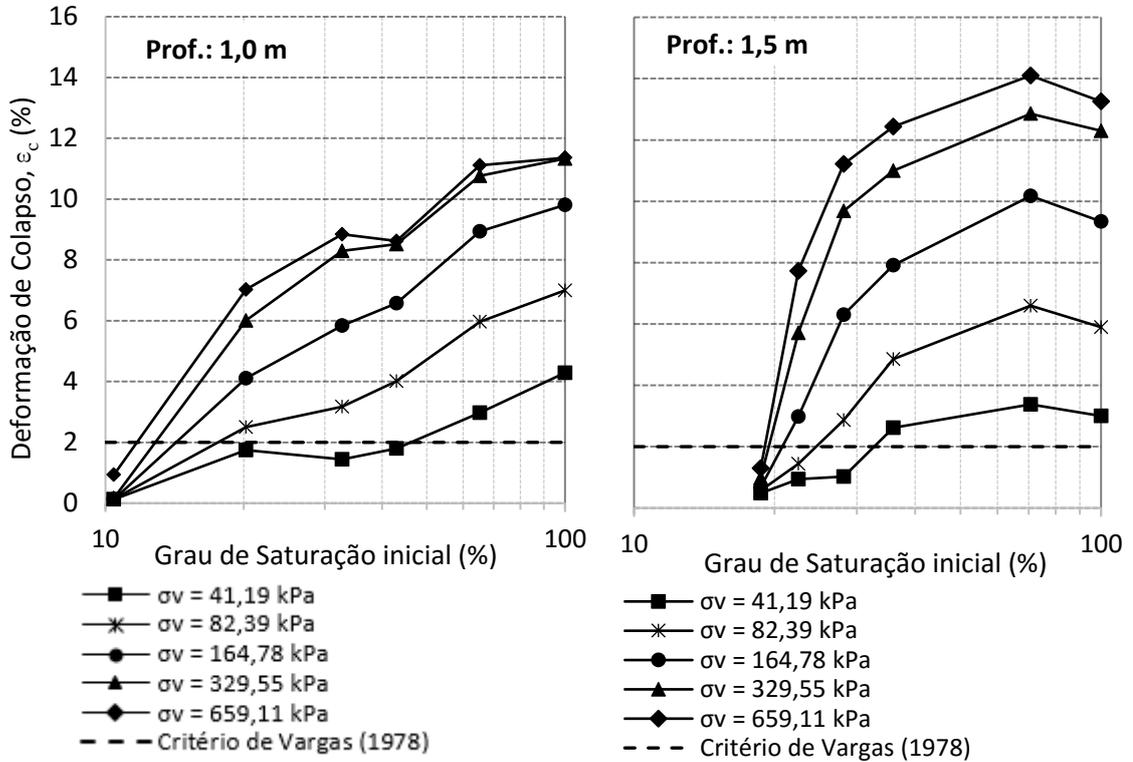
Existe também um grau de saturação crítico em que o solo começa a apresentar colapsos significativos, que é o grau de saturação crítico inferior (limite inferior). Considerando o critério de Vargas (1978) e observando a Figura 45, para a tensão de 160 kPa, o solo apresenta colapsos significativos ($\epsilon_c > 2\%$) com grau de saturação a partir de 15% para a profundidade de 1,0 m e 21% para a profundidade de 1,5 m. Logo, pode-se considerar que o grau de saturação crítico inferior do solo estudado, para a tensão vertical de 160 kPa, está numa faixa de 15 a 21%.

A Figura 47 relaciona a deformação de colapso com o grau de saturação para diferentes níveis de tensão vertical. Para a profundidade de 1,0 m e tensão vertical de 41,19 kPa, o solo precisa estar com grau de saturação superior a 50% para ter colapsos significativos (critério de Vargas (1978) – $\epsilon_c > 2\%$). Para as demais tensões, com grau de saturação de 20% o solo já apresenta colapsos significativos. Para a profundidade de 1,5 m, para todas as tensões o solo apresenta colapsos significativos com grau de saturação a partir de 31%.

Considerando o critério de Vargas (1978) e as informações da Figura 47, o grau de saturação crítico inferior foi plotado em função da tensão vertical na Figura 48. Observa-se nesta figura que, para tensões a partir de 80 kPa, o processo de colapso pode ocorrer com baixos grau de saturação (a partir de 18%). Esta condição pode ser atingida apenas com a infiltração de águas de chuva, onde o solo pode alcançar um grau de saturação de até 29%, como foi observado no perfil de umidade do solo no período chuvoso (Figura 26 - teor de umidade de 8,98%). Isso mostra que as edificações de pequeno porte (a partir de 80 kPa) podem sofrer danos devido ao colapso do solo durante o período chuvoso da região, o que pode justificar as

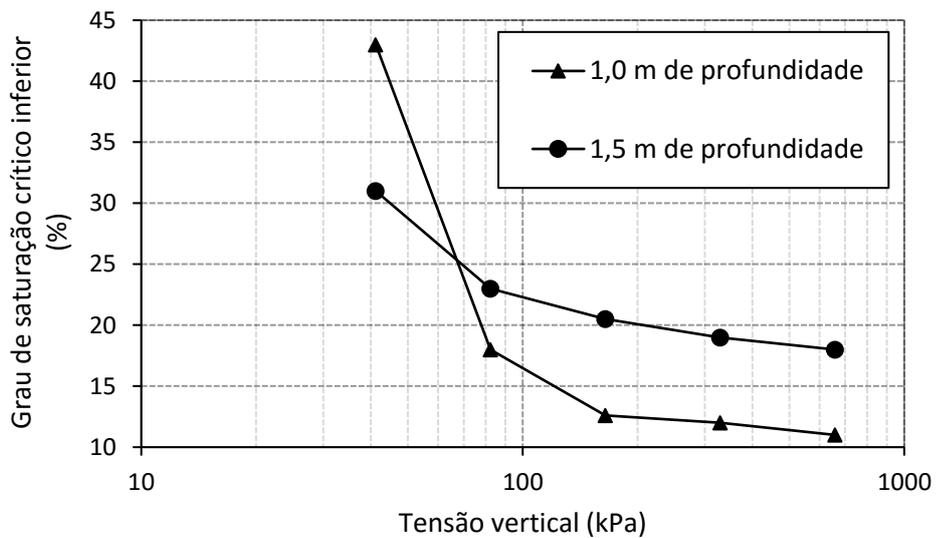
patologias encontradas em diversas edificações de alguns municípios da Região de estudo.

Figura 47 – Variação das deformações de colapso total em função do grau de saturação para as amostras com variação no teor de umidade inicial.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 48 – Grau de saturação crítico inferior ($\epsilon_c = 2\%$) em função da tensão vertical.



Fonte: A Autora, 2018.

4.3.2.2 Compressibilidade

A partir dos resultados dos ensaios EN e EI realizados com amostras indeformadas naturais e com amostras indeformadas com variação no teor de umidade inicial, foram determinados a tensão de escoamento (σ_{vm}) e os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) do solo. Como em solos não saturados a tensão de pré-adensamento não tem o mesmo significado que tem para as argilas saturadas, essa tensão é chamada de tensão de escoamento, a qual diferencia os comportamentos predominantemente elástico e predominantemente plástico do solo.

A tensão de escoamento foi determinada pelo método desenvolvido por Pacheco Silva para encontrar a tensão de pré-adensamento de argilas saturadas. O parâmetro C_c foi determinado considerando-se os últimos estágios de tensão (320 e 640 kPa). Já para calcular o C_s , considerou-se todo o trecho retilíneo entre os estágios de 640 e 5 kPa da curva de descarregamento. Os resultados estão apresentados na Tabela 14.

Como se observa na Tabela 14, as tensões de escoamento dos ensaios inundados (σ_{vms}) foram menores que as tensões de escoamento dos ensaios naturais (σ_{vmn}). A exceção aconteceu, novamente, com o corpo de prova CP18 (prof. = 1,5 m).

De acordo com Reginatto e Ferrero (1973), os solos colapsíveis têm $\sigma_{vmn} > \sigma_{vms}$. Segundo estes autores, quanto maior a diferença entre estas duas tensões, maior será a faixa de tensão em que o solo apresentará comportamento colapsível. Para a profundidade de 1,5 m, essa diferença é ligeiramente maior (10%) quando comparada com a profundidade de 1,0 m.

Quanto ao C_c , os valores obtidos para os ensaios EN com amostras AIN foram menores que os valores obtidos para os ensaios inundados, como era esperado. Entretanto, essa tendência não se observou para a maioria dos ensaios EN com amostras AIV. Isso pode ter acontecido devido às alterações feitas nas condições iniciais dos corpos de prova.

Para o C_s , os valores dos ensaios inundados foram mais elevados que a maioria dos valores dos ensaios naturais, porém, com diferenças pequenas. Com uma média geral igual a 0,013, os valores baixos de C_s sugerem que a expansibilidade neste solo seja pequena (SOUZA NETO, 2004).

Tabela 14 – Resumo dos resultados dos ensaios EN e EI com amostras AIN e AIV para as profundidades de 1,0 e 15 m.

Amostra Prof. (m)	G_s	CP N°	Tipo de Ensaio/ Amostra	Condição inicial dos corpos de prova				Parâmetros		
				w_0 (%)	S_0 (%)	e_0	γ_{d0} (kN/m ³)	σ_{vm} (kPa)	C_c	C_s
1,0	2,65	1	EN/AIN	0,61	2,10	0,77	15,01	140	0,184	0,013
		2	EN/AIV	3,03	10,43	0,77	14,98	170	0,230	0,011
		4	EN/AIV	6,14	20,21	0,81	14,67	67	0,249	0,013
		6	EN/AIV	9,53	32,73	0,77	14,96	48	0,217	0,015
		7	EN/AIV	12,18	42,98	0,75	15,14	31	0,189	0,014
		8	EN/AIV	19,11	65,29	0,78	14,92	22	0,206	0,013
		10	EI/AIN	3,64	12,79	0,75	15,10	20	0,185	0,015
1,5	2,65	12	EN/AIN	1,25	4,27	0,78	14,68	164	0,146	0,012
		13	EN/AIV	3,47	12,05	0,76	15,04	180	0,130	0,011
		14	EN/AIV	5,32	18,67	0,76	15,09	140	0,162	0,012
		15	EN/AIV	6,19	22,47	0,73	15,32	102	0,258	0,012
		16	EN/AIV	8,54	28,10	0,81	14,68	44	0,240	0,013
		17	EN/AIV	10,69	35,89	0,79	14,81	40	0,233	0,013
		18	EN/AIV	19,17	70,65	0,72	15,41	30	0,213	0,013
		19	EI/AIN	1,25	4,50	0,74	15,23	32	0,198	0,014

Fonte: A Autora, 2018.

4.3.3 Classificação da Colapsibilidade

Com base nos resultados dos ensaios edométricos realizados com amostras indeformadas naturais (período seco), foi possível classificar o solo estudado quanto à suscetibilidade ao colapso.

Reginatto e Ferrero (1973) apresentaram um critério que avalia a suscetibilidade ao colapso de um solo por meio do coeficiente de colapsibilidade (C). Para uma determinada tensão vertical, o cálculo de C (Equação 4.2) leva em conta uma tensão vertical de referência (σ_{v0}) e a tensão de escoamento para o solo não saturado (σ_{vmn}) e para o solo saturado (σ_{vms}). Segundo este critério, dependendo da profundidade, o

solo pode ser classificado como condicionalmente colapsível ($\sigma_{vms} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$), onde é necessário um acréscimo de tensão, além da tensão geostática, para que ocorra o colapso; ou verdadeiramente colapsível ($\sigma_{vms} < \sigma_{vo}$ e $C < 0$), o qual pode colapsar mesmo sem carregamento adicional.

$$C = \frac{\sigma_{vms} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vmn} - \sigma_{vo}} \quad (4.2)$$

A Tabela 15 apresenta as informações necessárias para o cálculo do coeficiente de colapsibilidade e a classificação de Reginatto e Ferrero (1973) para as amostras das profundidades de 1,0 e 1,5 m. A tensão geostática (σ_{vo}) foi determinada, para cada profundidade, considerando o valor médio dos pesos específicos naturais dos corpos de prova.

Tabela 15 – Classificação da colapsibilidade do solo segundo Reginatto e Ferrero (1973).

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ_{vms} (kPa)	σ_{vmn} (kPa)	C	Classificação
1,0	15,38	15,38	20	140	0,039	Condicionalmente colapsível
1,5	15,21	22,98	32	164	0,068	Condicionalmente colapsível

Fonte: A Autora, 2018.

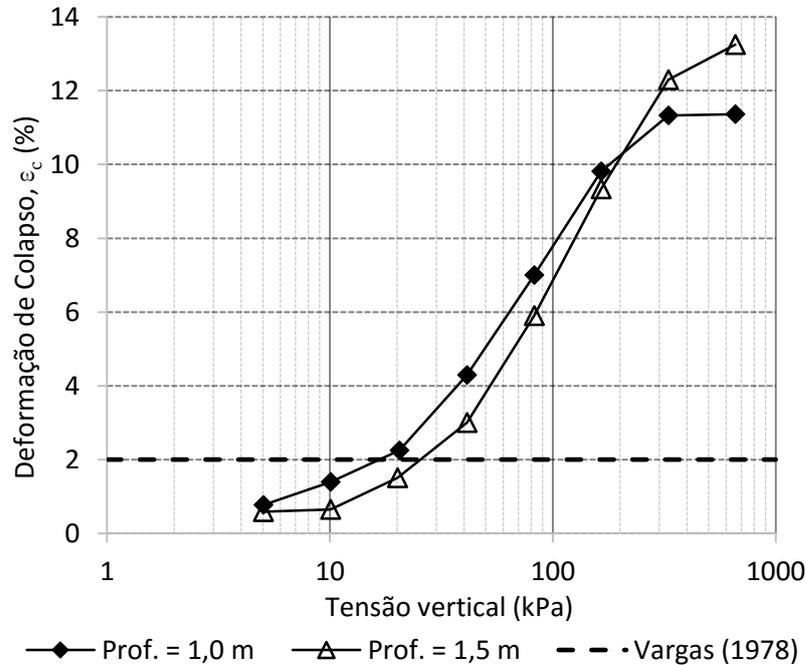
O solo estudado foi classificado como condicionalmente colapsível para as duas profundidades analisadas, com C igual a 0,039 em 1,0 m de profundidade e C igual a 0,068 para a profundidade de 1,5 m. Assim, para que o colapso ocorra, é necessária uma tensão adicional além da tensão vertical geostática.

A partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos realizados com amostras indeformadas naturais, foi possível classificar o solo estudado pelo critério de Vargas (1978). Segundo esse critério, os solos são considerados colapsíveis quando a deformação de colapso (ϵ_c) é maior que 2%, independente da tensão vertical de inundação.

A Figura 49 mostra as deformações de colapso em função da tensão vertical para amostras indeformadas naturais das profundidades de 1,0 e 1,5 m. Para a profundidade de 1,0 m, o solo é considerado colapsível para tensões acima de 17 kPa.

Para a profundidade de 1,5 m, a tensão de inundação a partir da qual o solo é considerado colapsível é 25 kPa.

Figura 49 – Curvas ϵ_c versus σ_v log dos ensaios edométricos duplos realizados com amostras indeformadas naturais.



Fonte: A Autora, 2018.

De acordo com a classificação de Jennings e Knight (1975), que relaciona o valor do potencial de colapso à gravidade dos danos em uma obra para a tensão de inundação de 200 kPa, o solo estudado é considerado de problema grave (PC de 10 a 20%), tanto para a profundidade 1,0 m como para a de 1,5 m. Pela classificação de Lutenegeger e Saber (1988), o solo também é considerado de problema grave para as duas profundidades estudadas.

4.3.4 Ensaios em amostras compactadas com diferentes graus de compactação

Os ensaios realizados com amostras compactadas (AC) foram os EN, EI, ES. Na Tabela 16 estão apresentadas as condições iniciais e finais dos corpos de prova.

A Figura 50 mostra os pares de curvas obtidos nos ensaios edométricos naturais (EN) e inundados (EI) realizados com amostras com grau de compactação (GC) de,

aproximadamente, 100%. O objetivo desses ensaios foi mostrar que ao ser submetido à compactação, o solo não sofrerá deformações significativas quando umedecido.

Tabela 16 – Dados dos corpos de prova dos ensaios realizados com amostra compactada.

Amostra Prof. (m)	CP Nº	Tipo de Ensaio/ Amostra	GC (%)	Condições dos corpos de prova								Condições ótimas	
				Inicial				Final				W _{ótima} (%)	γ _{dmáx} (kN/m ³)
				w ₀ (%)	S ₀ (%)	e ₀	γ _{do} (kN/m ³)	w _f (%)	S _f (%)	e _f	γ _{df} (kN/m ³)		
1,0	20	EN/AC	99,58	8,34	65,46	0,34	19,81	7,76	63,82	0,32	20,06	9,17	19,89
	21	EI/AC	100,10	8,88	71,17	0,33	19,91	10,72	89,76	0,32	20,23		
	22	ES/AC	95,04	6,61	43,59	0,40	18,91	14,28	100	0,38	19,52		
	23	ES/AC	90,92	4,39	15,99	0,47	18,09	13,05	88,30	0,39	19,38		
	25	ES/AC	85,20	3,23	15,21	0,56	16,95	15,52	96,32	0,43	18,61		

Fonte: A Autora, 2018.

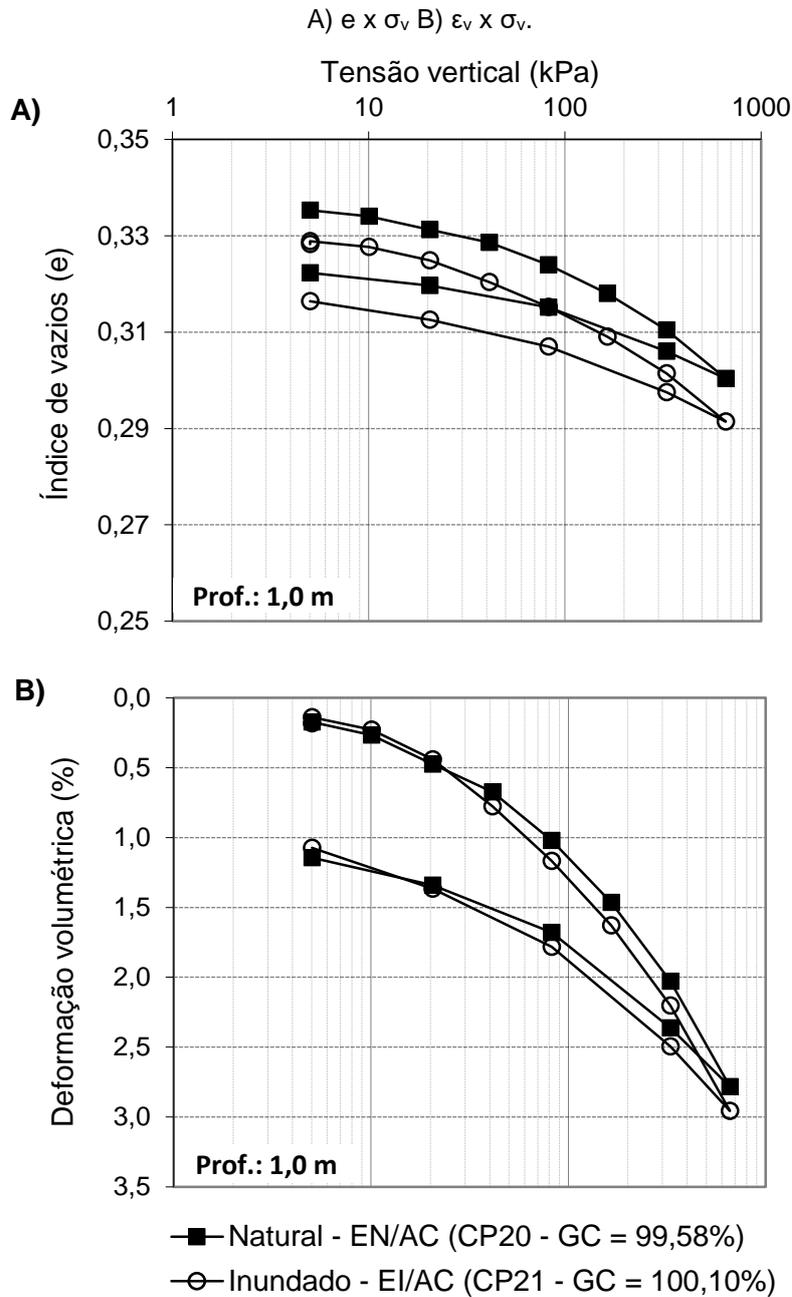
Ao observar o gráfico da variação do índice de vazios em função da tensão vertical (Figura 50 A), nota-se uma diferença entre as curvas, provocada pela diferença no índice de vazios inicial das amostras. Porém, o gráfico apresentado na Figura 50 B mostra com clareza que a deformação sofrida pela amostra do ensaio inundado foi apenas ligeiramente maior que a da amostra do ensaio natural. A diferença entre essas duas curvas fornece a deformação de colapso do solo, que, para tensão de 160 kPa, é igual a 0,16%.

Comparando o valor encontrado com a definição de Vargas (1978), os resultados para o solo compactado mostram que a compactação do solo é uma técnica viável para solucionar problemas em solos colapsíveis.

Os resultados apresentados sugerem que o solo estudado pode ser tratado por meio de compactação. Porém, a compactação deve ser realizada de forma adequada, garantindo o grau de compactação definido no projeto, de modo a evitar danos à construção. Ressalta-se, no entanto, que também é importante investigar a profundidade mínima da camada que deve ser compactada. A Figura 51 mostra os resultados de ensaios edométricos simples (ES) realizados em amostras com diferentes graus de compactação (aproximadamente 95, 90 e 85%). Observa-se que quanto menor é o grau de compactação, maiores são as deformações de colapso sofridas pelos corpos de prova, como mostra também a Figura 52.

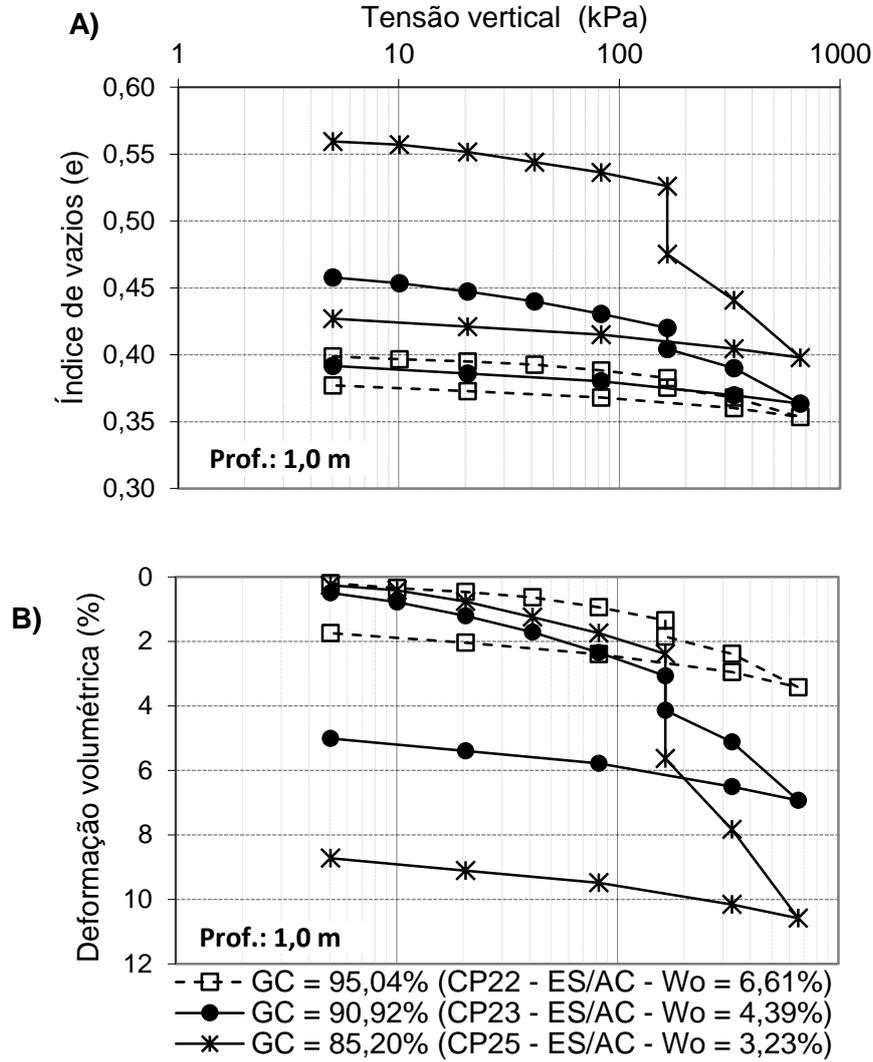
Considerando o critério de Vargas (1978), a Figura 52 mostra que a compactação do solo reduz consideravelmente a deformação de colapso para graus de compactação superiores a 88%. Pode-se concluir, pelo o que foi exposto na Figura 52, que, a depender das condições de carregamento, é possível que algum dano possa ocorrer numa obra onde se emprega a técnica de remoção e compactação do solo, caso este venha ser compactado com grau de compactação abaixo do mínimo necessário.

Figura 50 – Resultados dos ensaios EN e EI em amostras compactadas com GC = 100%:



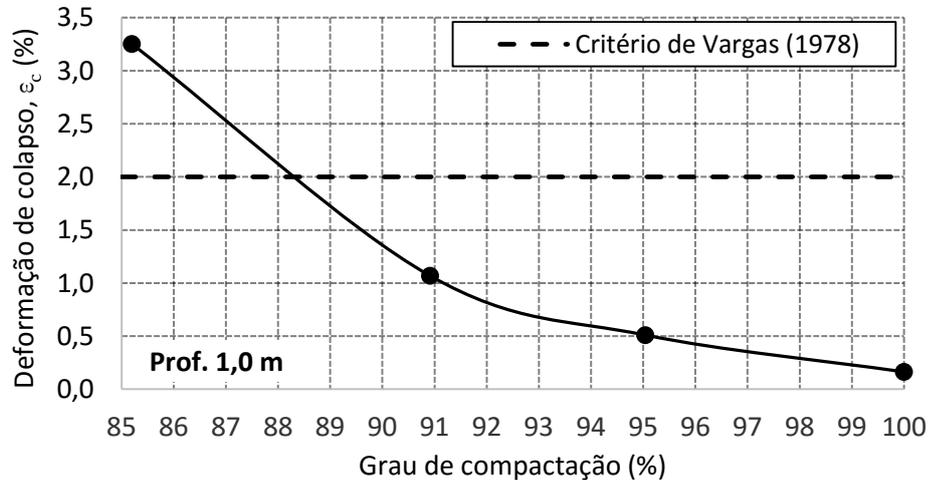
Fonte: A Autora, 2018.

Figura 51 – Resultados dos ensaios ES em amostras compactadas com diferentes graus de compactação: A) e x σ_v B) ϵ_v x σ_v .



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 52 – Variação da deformação de colapso com o grau de compactação.



Fonte: A Autora, 2018.

Para avaliar a eficiência da compactação na redução da colapsibilidade do solo, comparou-se as deformações específicas de colapso (ϵ_c) das amostras naturais com as deformações de colapso das amostras compactadas, considerando o grau de compactação igual a 100%. Estes resultados são apresentados na Figura 53.

A Figura 53 mostra que as deformações de colapso do solo compactado são muito pequenas quando comparadas com as deformações de colapso do solo natural, as quais são maiores para níveis de tensão mais altos, como era de se esperar. Esse valor não ultrapassou 0,173% para tensão de 659 kPa, sendo suficiente para eliminar o comportamento colapsível do solo. Nota-se, ainda, que a redução das deformações chega a ser igual a 100%, com o grau de compactação de 100%, para baixas tensões (até 20 kPa), não sendo menor que 97,8% para tensões mais elevadas.

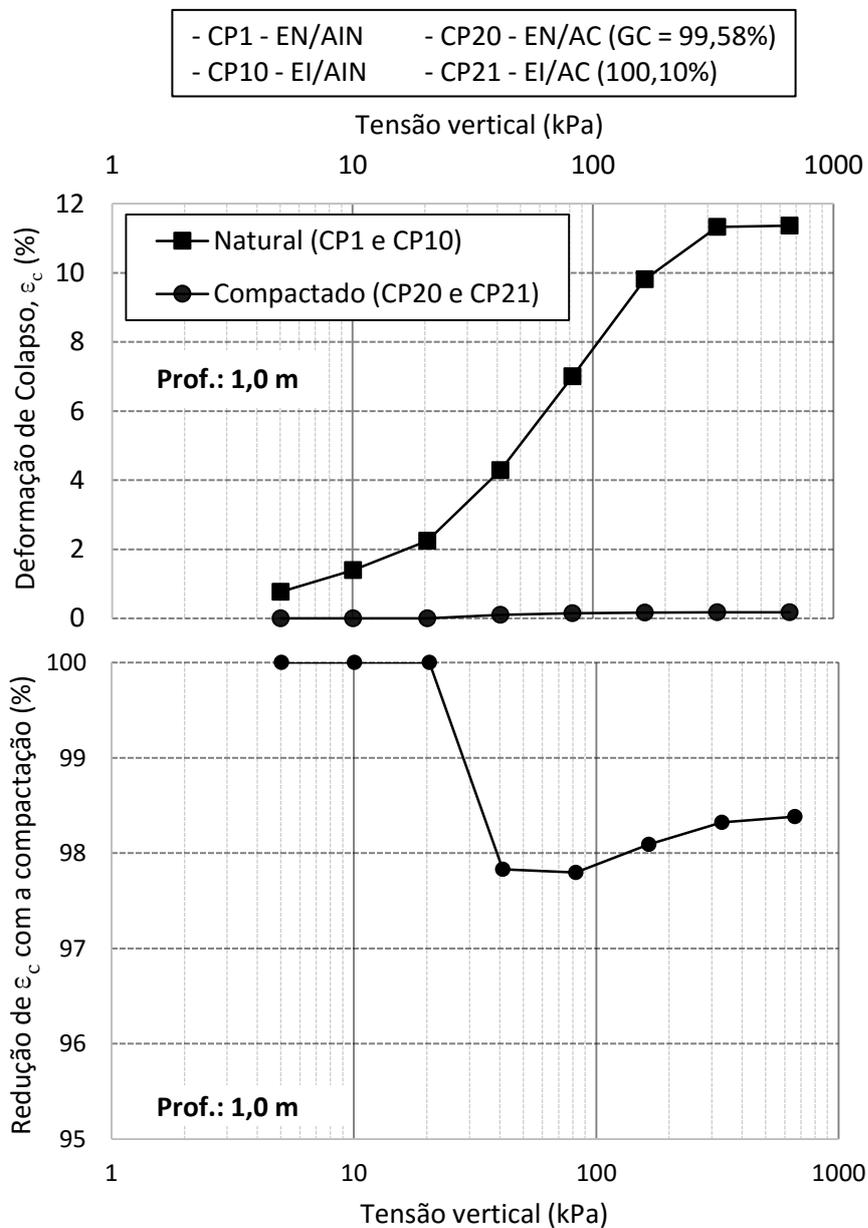
Pelo o que foi exposto neste tópico, dependendo do tipo de obra e das condições de carregamento, a solução por compactação pode ser empregada, na área de estudo, desde que o grau de compactação seja adequado ($GC > 88\%$) e o recalque provocado pela deformação de 2% de colapso seja aceitável para a edificação. Além disso, deve-se considerar os recalques devido à compressibilidade do solo, principalmente no período chuvoso. Dessa forma, o ideal é que o grau de compactação dos aterros atinja 95%, valor mínimo recomendado por norma (ABNT NBR 5681/2015), que confere uma deformação de colapso de 0,5% ao solo estudado.

Tal situação reforça a importância do controle de compactação na execução de aterros. Aterros compactados no ramo seco da curva de compactação podem fornecer uma estrutura instável ao solo, tornando-o colapsível. Lôbo Neto (2013) realizou ensaios edométricos simples em amostras de um solo classificado como areia argilosa encontrado em Quixadá - CE. Os ensaios foram realizados em diferentes pontos do ramo seco da curva de compactação. O autor concluiu que a colapsibilidade diminui com o aumento do peso específico do solo, entretanto, o solo ainda continua com comportamento colapsível, variando de problemático a de problema muito grave, de acordo com o critério de Jennings e Knight (1975).

Outro aspecto importante que vale ressaltar, trata-se da viabilidade econômica do uso da técnica de tratamento por meio de compactação. Esta técnica é relativamente barata, a depender da dimensão da fundação; e os resultados deste estudo mostraram que, atendendo o grau de compactação mínimo, o potencial de colapso

pode ser reduzido para um nível satisfatório; neste caso não há necessidade de gastos adicionais com equipamentos e mão de obra para se alcançar um grau de compactação de 100%. Ou seja, os projetos de fundações podem descrever as faixas aceitáveis de grau de compactação e de teor de umidade do solo, para possibilitar a execução de fundações superficiais em solos que não venham sofrer recalques bruscos por colapso.

Figura 53 – Comparação entre potencial de colapso do solo compactado com GC = 100% e do solo na condição natural.



Fonte: A Autora, 2018.

5 PROVAS DE CARGA

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de prova de carga realizados com Expansocolapsômetro e sobre placa circular (diâmetro igual a 0,8 m) nos períodos chuvoso e seco da região. A partir dos resultados obtidos foram realizadas avaliações da colapsibilidade e da capacidade de carga do solo. Apresenta-se, também, uma avaliação da compactação como solução para uma fundação superficial assente no solo estudado.

5.1 INTRODUÇÃO

Para todas as provas de carga (com Expansocolapsômetro e sobre placa circular), considerou-se um bulbo de tensão igual a $2D$, que corresponde à isóbara equivalente a 10% da tensão aplicada na cota de apoio da fundação, de acordo com a Teoria de Boussinesq para prova de carga em placa circular.

A tensão de inundação empregada nos ensaios de colapso foi estimada por meio de correlação empírica com o N_{SPT} do período seco de 2016. A utilização da correlação do N_{SPT} com a tensão admissível é uma prática bastante empregada no meio técnico brasileiro, podendo ser estimada por meio da divisão do N_{SPT} médio das camadas a partir da cota de apoio da fundação por 0,05, sendo o resultado expresso em kPa (ALONSO, 1983). Para o solo estudado, a tensão admissível foi estimada em 160 kPa.

Todos os ensaios foram realizados na profundidade de 0,7 m, visto que o bulbo de tensões para a placa de 0,80 m de diâmetro alcança as camadas de até 2,3 m de profundidade, sendo essas camadas onde se apoiam a maioria das fundações rasas. Nesse caso, foram descontados 0,2 m da camada superficial, alterada pelo processo de limpeza do terreno.

5.2 MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir são apresentados a metodologia e os materiais empregados nas provas de carga realizadas nesta pesquisa.

5.2.1 Provas de carga com Expansocolapsômetro

As provas de carga com Expansocolapsômetro foram ensaios preliminares, realizados com o objetivo de se ter uma ideia da capacidade de carga do solo, servindo de auxílio para o planejamento das provas de carga sobre placa.

O Expasocolapsômetro utilizado na realização dos ensaios foi desenvolvido por Souza Neto (2004), sendo uma versão aprimorada das versões propostas por Ferreira e Lacerda (1993; 1995) e Mahmoud *et al.* (1995) citado por Souza Neto (2004).

O equipamento consiste em uma base fixa (tripé), apoiado em sapatas de apoio ajustáveis, por onde desliza uma haste ligada a uma placa inferior, onde são aplicados os carregamentos. Os extensômetros, instrumentos de medição dos deslocamentos, são fixados na base de um conjunto de rolamentos superior por meio de um suporte com base magnética, sendo apoiado sobre um prolongamento da haste. No ensaio, as cargas são obtidas por meio de pesos, previamente calibrados, aplicados sobre a placa inferior. O carregamento é transmitido ao solo através de uma sapata circular rígida perfurada, com 10 cm de diâmetro.

Esse equipamento foi desenvolvido para realizar ensaios de colapso e de expansão do solo e, por isso, existe um sistema de inundação acoplado à haste e conectado à sapata, que permite a inundação do solo quando a tensão prevista é alcançada. Nesta pesquisa foram realizados ensaios apenas utilizando o sistema de carregamento do equipamento, denominados “provas de carga em miniatura”, como também realizou-se ensaio com inundação na tensão admissível do solo (ensaio de colapso). A denominação “prova de carga em miniatura” foi atribuída porque esse equipamento permite a obtenção de uma curva carga x recalque, porém o diâmetro da sapata é reduzido (10 cm) quando comparado com o da placa especificada pela NBR 6489/84 para provas de carga, que é 80 cm. A Figura 54 apresenta uma visão geral do equipamento.

Assim, foram realizados três tipos de ensaios, todos no período chuvoso, a saber:

- EPC-1: prova de carga em miniatura na umidade natural (22/03/17);
- EPC-2: prova de carga em miniatura com inundação prévia (04/04/17);
- EPC-3: prova de carga em miniatura com inundação em 160 kPa (ensaio de colapso) (06/04/17).

Figura 54 – Expansocolapsômetro com sistema de inundação.

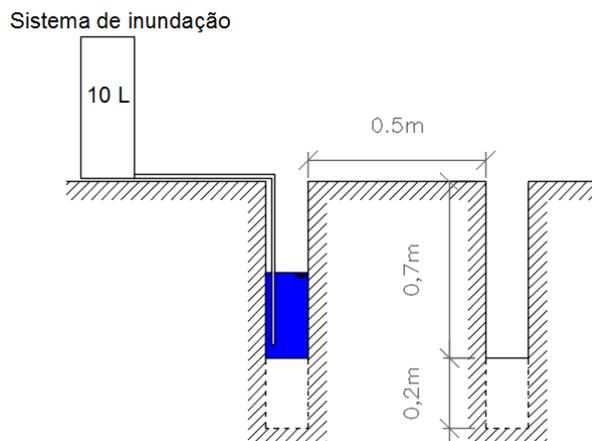


Fonte: A Autora, 2018.

A metodologia básica empregada em todos os ensaios foi a seguinte: após a abertura do furo, nivelamento da base e montagem do equipamento, os carregamentos eram realizados por estágio, sendo iniciados de modo a transmitir uma tensão de 10 kPa, a qual era duplicada depois de estabilizados os recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total em cada estágio, entre leituras sucessivas). Devido ao tamanho limitado da haste do equipamento, para apoio dos pesos, só foi possível transmitir ao solo uma tensão máxima de 210 kPa. Finalizados os ensaios, coletavam-se amostras para a determinação da umidade nas cotas de 10 e 20 cm abaixo da sapata.

Para o EPC-2, onde foi realizada a inundação prévia do solo, foi preciso determinar preliminarmente o volume de água necessário para inundar o bulbo de tensões ($2 \times 0,1 = 0,2$ m). No dia anterior ao ensaio, o volume de água foi determinado por meio da inundação de um pré-furo de 4" de diâmetro e 0,7 m de profundidade. A inundação foi feita utilizando 10 litros de água. Após 25 minutos do início da inundação, percebeu-se a completa infiltração da água. Neste instante, escavou-se mais uma camada de 0,2 m do furo e verificou-se a variação da umidade do solo nesta camada. A umidade do solo inundado foi comparada a do solo na umidade natural, por meio de análise tátil-visual, de amostras retiradas de um outro furo distante 0,5 m do primeiro. Ao comparar as amostras dos dois furos, foi constatando que a água alcançou a profundidade do bulbo de tensão. A Figura 55 mostra um esquema desse teste.

Figura 55 – Teste de inundação do bulbo de tensão.



Fonte: A Autora, 2018.

Assim, após a montagem do equipamento e antes de iniciar o ensaio EPC-2, o solo foi pré-inundado com volume de água igual a 10 litros. O tempo de infiltração durou cerca de 30 minutos (taxa de infiltração igual a 0,33 L/min). Após a infiltração, o recalque devido ao peso próprio da sapata do equipamento foi de 1,397 mm. Este recalque foi desconsiderado. Depois de estabilizada a deformação inicial, procedeu-se com o ensaio.

No ensaio EPC-3 foi realizada a inundação na tensão admissível estimada para o solo estudado. Dessa forma, após estabilizado o recalque proveniente da aplicação da tensão de 160 kPa, o solo foi inundado. A inundação foi feita com 10 litros de água por um período de 80 minutos (taxa de infiltração igual a 0,125 L/min), que correspondeu ao tempo de estabilização do recalque. Posteriormente, continuou-se com o carregamento até a tensão de 210 kPa.

5.2.2 Provas de carga sobre placa

Foram realizados dois ensaios de prova de carga sobre placa no período chuvoso: um com inundação prévia do solo (PC-1) e outro com o solo na umidade natural (PC-2). No período seco, realizou-se uma prova de carga sobre placa (PC-3) com inundação em 160 kPa, tensão considerada a admissível do solo no período seco. O procedimento dos ensaios seguiu as prescrições da ABNT NBR 6489/84 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação.

A NBR 6489/84 especifica o ensaio tipo lento (SML – *Slow Maintained Load Test*), onde o carregamento é realizado em estágios sucessivos de, no máximo, 20% da tensão admissível provável do solo. A mudança de estágio deve acontecer depois da estabilização dos recalques, considerando a tolerância máxima de 5% do recalque total. Esta norma ainda estabelece que, em cada estágio de carga, os recalques devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga em intervalos dobrados tempo (1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, etc.).

Os equipamentos utilizados em ambos os ensaios estão ilustrados na Figura 56, que foram:

- *Sistema de reação* – foi usado um caminhão basculante de 12 m³ de volume, com capacidade de 22 toneladas, carregado de entulho e solo;
- *Rótula de apoio* – entre o macaco hidráulico e o eixo traseiro do caminhão usado como sistema de reação, foi utilizada uma rótula de aço com superfície abaulada, com o objetivo de garantir a centralização do carregamento;
- *Macaco hidráulico e bomba hidráulica* – utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 50 toneladas e acionamento através de bomba hidráulica manual. Os carregamentos foram aplicados através do macaco hidráulico e eram mantidos constantes em cada estágio de carregamento;
- *Célula de carga* – para aferir a carga, foi usada uma célula de carga com capacidade de 50 toneladas;
- *Placas circulares* – Foram utilizadas três placas circulares de aço, com diâmetros de 40, 60 e 80 cm e espessura de 2 cm. Essas placas foram posicionadas dentro da cava em ordem decrescente de diâmetro, ou seja, primeiro a de $\varphi = 80$ cm, depois a de $\varphi = 60$ cm e, por último, e de $\varphi = 40$ cm, com a finalidade tornar o conjunto mais rígido e simular uma fundação rígida. O peso total dessas placas é de aproximadamente 110 kg e a área total de contato com o solo é de 0,50 m²;
- *Viga de referência* – Para o sistema de referência, foi usada uma viga de aproximadamente 6 m de comprimento, confeccionada em madeira, com a finalidade de minimizar os efeitos da variação térmica. Nessa viga foram fixadas as bases articuladas dos extensômetros e, durante a realização dos ensaios, tomou-se cuidado para evitar a movimentação da mesma;
- *Extensômetros* – foram utilizados dois extensômetros nas leituras dos recalques, com cursor de 30 mm e 50 mm, e resolução de 0,01 mm. Estes equipamentos

foram apoiados na placa superior (a de menor diâmetro $\phi = 40$ cm) através de hastes de 50 cm de comprimento, rosqueadas em porcas soldadas na placa ($\phi = 10$ mm).

Figura 56 – Equipamentos utilizados nas provas de carga: a) caminhão – sistema de reação; b) rótula de apoio; c) célula de carga; d) placas circulares; e) macaco hidráulico e viga de referência; f) extensômetros.



Fonte: A Autora, 2018.

O terreno ao redor das cavas dos ensaios estava plano. Foram utilizadas peças de madeira sob os pneus do caminhão para distribuir melhor as tensões no solo e evitar o rompimento das paredes das cavas devido ao peso do caminhão (Figura 57).

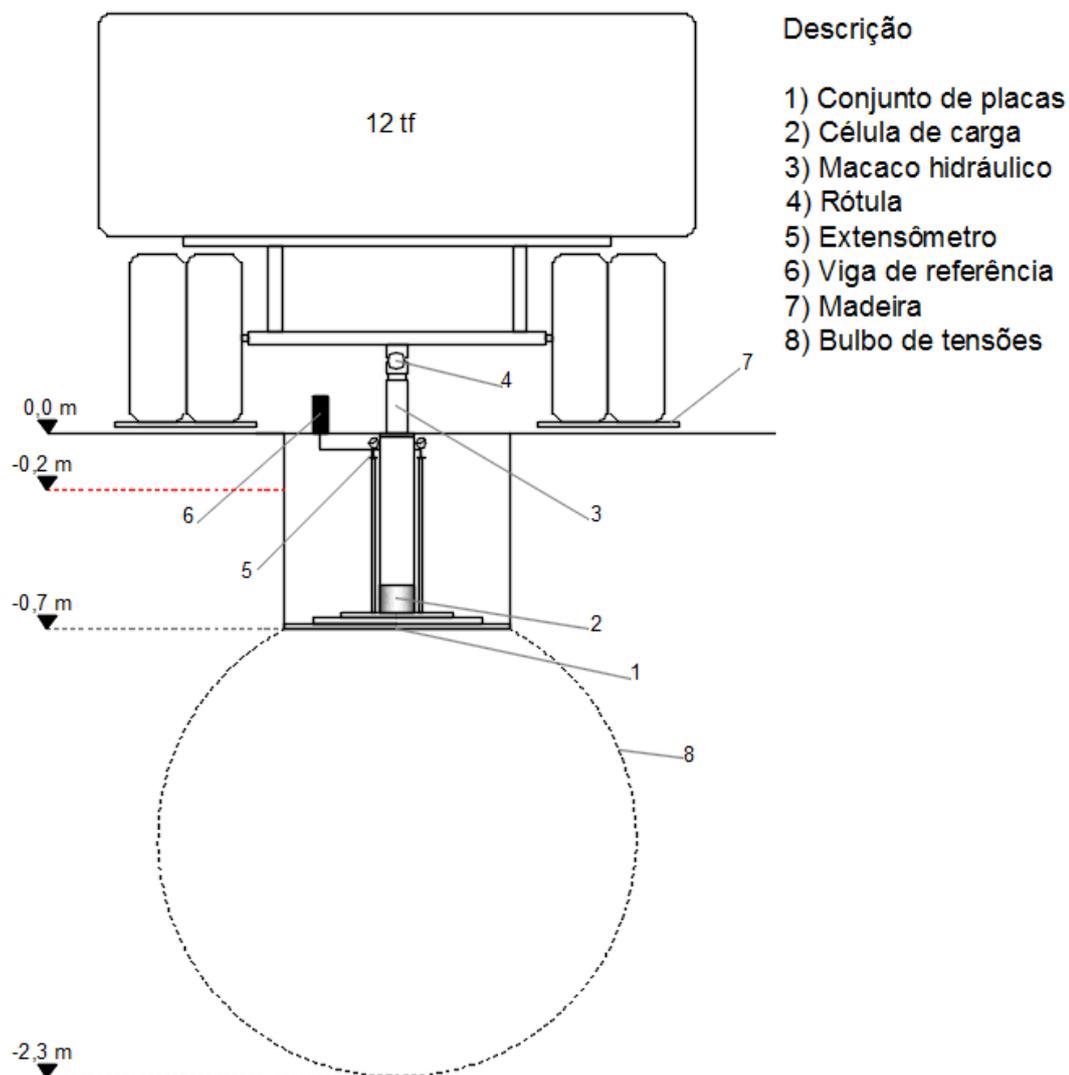
Figura 57 – Detalhes do apoio do caminhão no solo.



Fonte: A Autora, 2018.

A Figura 58 mostra um esquema geral da montagem dos equipamentos que foram utilizados nos ensaios.

Figura 58 – Esquema de montagem dos equipamentos nos ensaios de provas de carga.



Fonte: A Autora, 2018.

5.2.2.1 Prova de carga sobre placa com inundação prévia do solo no período chuvoso

Para inundação prévia do solo e posterior ensaio de placa, foi construído um dique na superfície. A inundação do terreno se deu de forma que todo o bulbo de tensões fosse alcançado pela frente de umedecimento.

O avanço da frente de umedecimento foi acompanhado com auxílio de um sistema de alarme composto de sinais sonoro e luminoso, os quais eram acionados quando a água atingia os sensores instalados em diferentes profundidades. Foram instalados dois sensores, um na profundidade de 1,7 m da superfície do terreno (cota 0,0 m) e outro a 2,3 m dessa superfície.

O sistema de alarme foi construído para esta pesquisa, baseado no sistema desenvolvido por Souza Neto (2004). Esse sistema consiste em uma caixa apropriada, adaptada com uma lâmpada tipo LED, uma sirene e uma saída para receber um conector do tipo P6 (utilizado em equipamentos de som). Já o sensor foi construído com um cabo elétrico paralelo, no qual foram instalados, em cada extremidade, conectores P6. Este cabo foi envolvido por uma mangueira de plástico transparente de diâmetro igual a 3/8", com objetivo de proteção contra choques mecânicos e contato com água que não fosse a de inundação. A Figura 59 ilustra o sistema de alarme e o sensor de umidade.

Figura 59 – Detalhes do sensor de umidade e sistema de alarme.



Fonte: A Autora, 2018.

O dispositivo desenvolvido não permite obter o teor de umidade do solo, apenas é acionado quando há presença de água no solo. Isso acontece porque a água não é pura e possui soluções dissolvidas que são condutores elétricos. Quando o conector P6, instalado no solo, entra em contato com a água, o circuito fecha e o alarme é acionado.

Diante disso, a eficiência desse dispositivo limita-se a solos com baixos teores de umidade. Como o ensaio foi realizado na estação chuvosa, o solo estava úmido e, para utilizar o dispositivo desenvolvido, foi necessário preencher o furo destinado ao sensor com solo seco. Além disso, foi realizado, antes do ensaio, um teste para verificar a eficiência do alarme e constatou-se que seria necessário que a água contivesse uma quantidade maior de condutores elétricos para acionar o alarme. Para isso, misturou-se sal de cozinha (cloreto de sódio) ao solo seco que foi inserido no furo do sensor nos 10 cm abaixo e nos 20 cm acima da cota de instalação dos sensores. O topo do furo foi vedado com uma camada de 10 cm de mistura de solo e bentonita. As Figuras 60 e 61 mostram as ilustrações de como os sensores foram instalados.

É importante ressaltar que foi verificado se os alarmes acionavam antes e durante as primeiras horas da inundação, para descartar a possibilidade de o solo seco que estava no furo ter absorvido a umidade do solo circunvizinho.

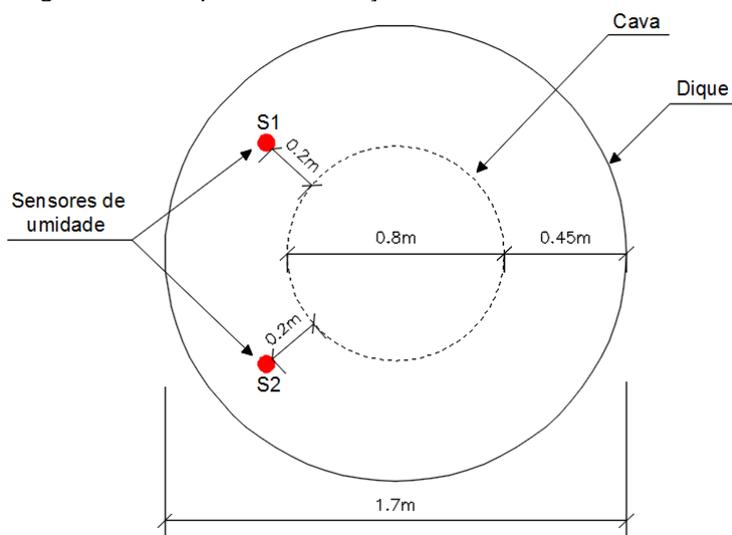
Etapas metodológicas

a) Instalação dos sensores elétricos de umidade

Foram instalados dois sensores de umidade: um a 1,7 m da superfície do terreno e outro a 2,3 m da cota 0,0 m. O objetivo do sensor na cota de -1,7 m foi de “alertar” que a água estava infiltrando, possibilitando o acompanhamento da frente de umedecimento. Já o da cota de -2,3 m foi para indicar que a água atingiu o limite do bulbo de tensões, considerado igual a duas vezes o diâmetro da placa, ou seja, 2 x 0,8 m.

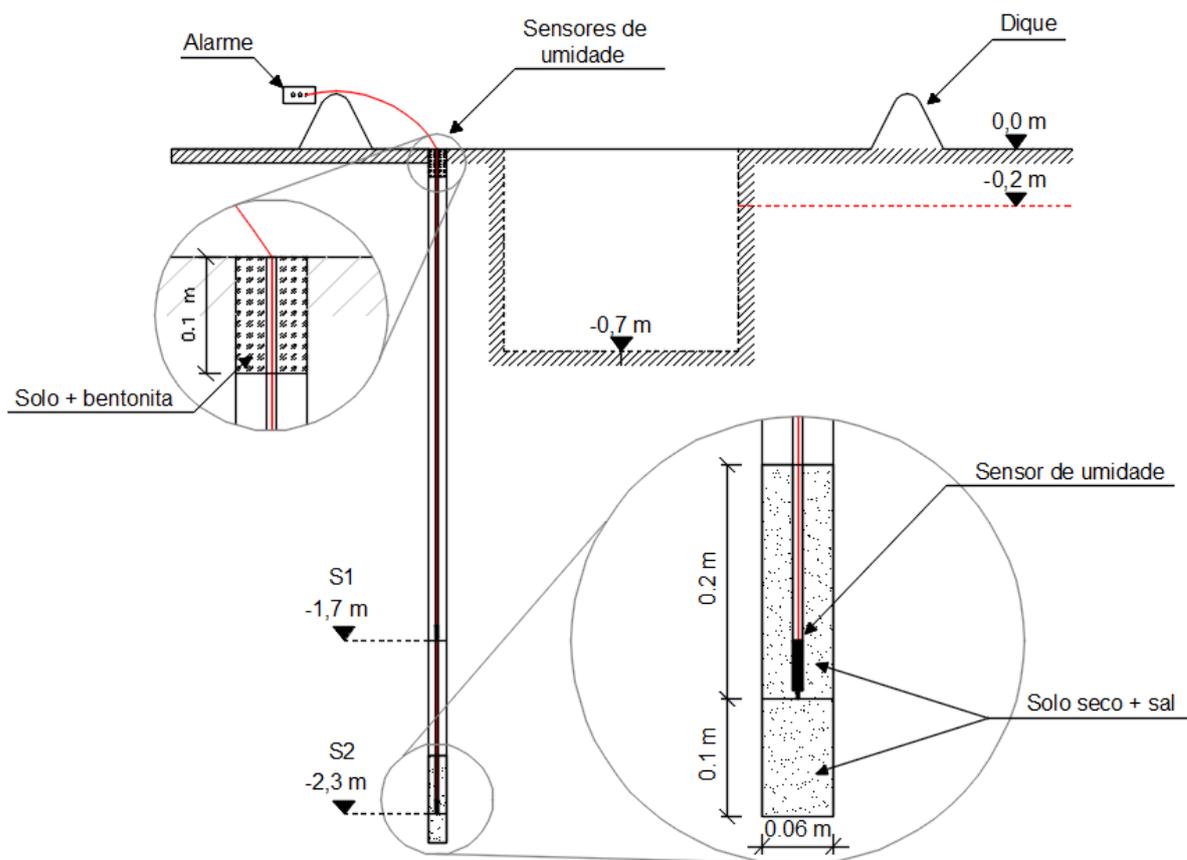
Os sensores de umidade foram instalados dentro da área limitada pelo dique de inundação, como mostra a Figura 60.

Figura 60 – Esquema da locação dos sensores de umidade.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 61 – Esquema da instalação dos sensores.



Fonte: A Autora, 2018.

b) Inundação

Para inundar o solo, foi construído um dique em torno da área ensaiada, envolvendo tanto a área da placa como os furos onde foram instalados os sensores de umidade. O objetivo do dique foi represar a água a fim de criar uma lâmina d'água sobre o solo.

O dique foi construído com o próprio solo do Campo Experimental e tinha diâmetro igual a 1,7 m. A inundação foi realizada com uma mangueira conectada a uma caixa d'água (Figura 62). A vazão de inundação foi da ordem de 0,3 L/s, determinada previamente. A torneira permanecia aberta até a lâmina d'água chegar no nível máximo do dique e o tempo para isso acontecer era cronometrado e registrado.

Foram realizados vários intervalos de tempo de inundação durante um período de 10 horas. A inundação foi interrompida quando o alarme do sensor localizado a -2,3 m acionou. O volume total de água utilizado na inundação foi 2.180 litros.

Figura 62 – Fotografia ilustrando o dique e a inundação do solo.



Fonte: A Autora, 2018.

c) Preparação da cava e montagem do sistema de carregamento

Após concluída a inundação, foi aberta uma cava circular no terreno com diâmetro igual a 80 cm e com 70 cm de profundidade (cota -0,7 m), como mostra a Figura 63. O fundo da cava foi preparado para o assentamento do conjunto de placas, atentando-se para o nivelamento da base da cava.

Figura 63 – Abertura e preparação da cava no solo pré-inundado.



Fonte: A Autora, 2018.

Primeiramente, a placa de 80 cm de diâmetro foi apoiada diretamente sobre o solo do fundo da cava. Depois, as placas menores, célula de carga, macaco hidráulico e rótula de apoio foram sobrepostos a fim de formar o sistema de transmissão de cargas. Posteriormente, o caminhão foi posicionado, montou-se a viga de referência e apoiaram-se os extensômetros. Por fim, aplicou-se o carregamento.

d) Execução do ensaio

O ensaio foi executado de acordo com as recomendações da NBR 6489/84. O carregamento foi realizado em estágios de 20 kPa, correspondentes a 12,5% da tensão admissível do solo na estação seca, considerada 160 kPa.

Neste ensaio, o carregamento foi feito em estágios até a tensão de 200 kPa, a partir da qual dobrou-se a tensão do estágio de 20 kPa para 40 kPa. O carregamento, então, foi até 240 kPa, sem a realização do descarregamento.

No final do ensaio foi feito o desmonte dos equipamentos e realizou-se um furo com um trado no centro da cava para a coleta de amostras do solo. As amostras foram coletadas a cada 0,5 m de profundidade até a cota de -2,5 m, para a determinação do perfil de umidade.

5.2.2.2 Prova de carga sobre placa com o solo na umidade natural no período chuvoso

O ensaio foi realizado com o mesmo procedimento do ensaio pré-inundado, porém, sem a inundação prévia, ou seja, as etapas foram apenas: abertura e preparação da

cava, montagem do sistema de carregamento e execução do ensaio. Diferiram-se também durante a fase final do carregamento, que, neste ensaio, os estágios foram sempre de 20 kPa até chegar na tensão de 240 kPa.

Apesar de não ter sido submetido à inundação, visualmente o solo se encontrava bastante úmido, devido ao período chuvoso da região, como ilustra a Figura 64.

Figura 64 – Cava no solo com umidade natural.



Fonte: A Autora, 2018.

5.2.2.3 Prova de carga sobre placa com inundação na tensão admissível – ensaio de colapso (período seco)

Este ensaio foi realizado na estação seca com o objetivo de determinar a deformação de colapso do solo na tensão admissível, estimada em 160 kPa. Para isso, foram instalados no solo sensores elétricos de umidade, com a finalidade de acompanhar o avanço da frente de umedecimento do bulbo de tensões. Tanto o modelo dos sensores utilizados neste ensaio como a forma de instalação foram semelhantes ao do sistema utilizado na prova de carga com solo pré-inundado (realizada no período chuvoso).

Etapas metodológicas

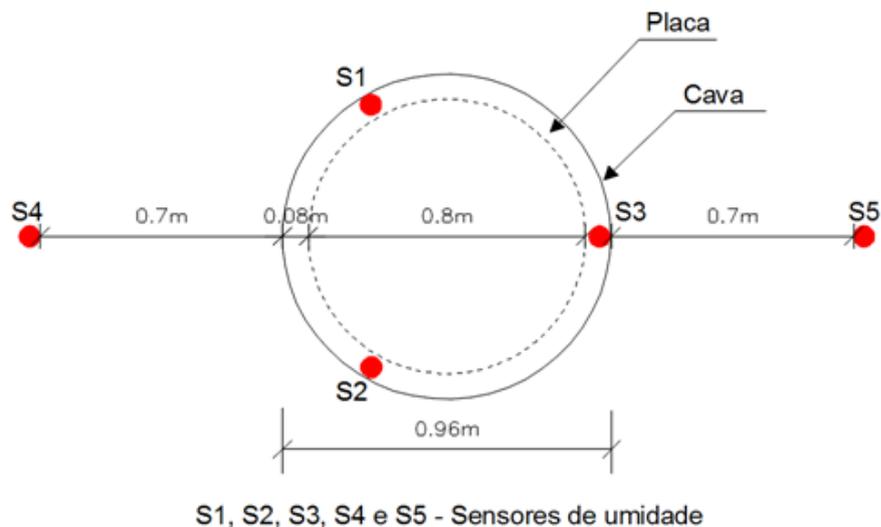
a) Abertura da cava e instalação dos sensores elétricos de umidade

Uma cava circular com 96 cm de diâmetro e profundidade de 70 cm (cota -0,7 m) foi aberta no terreno. Atentou-se para o nivelamento do fundo da cava. Foram instalados três sensores no interior da cava, equidistantes 120°, com profundidades de 0,38, 1,58

e 1,0 m a partir da base da cava. O furo de cada sensor tinha 6 cm de diâmetro e os mesmos foram escavados próximo à parede da cava a fim de não ficarem sob o limite estabelecido pelo diâmetro da placa.

Ainda foram instalados dois sensores fora do limite da cava, um na profundidade de 1,5 m e outro em 2,3 m de profundidade, distantes 70 cm da parede da cava. Essa distância é considerada o limite da zona de influência horizontal do bulbo de tensões na cota de -0,7 m. A Figura 65 mostra um esquema da locação dos sensores e a Figura 66 ilustra a cava com os sensores. A Figura 67 mostra um esquema em perfil da instalação dos sensores.

Figura 65 – Esquema da locação dos sensores elétricos.



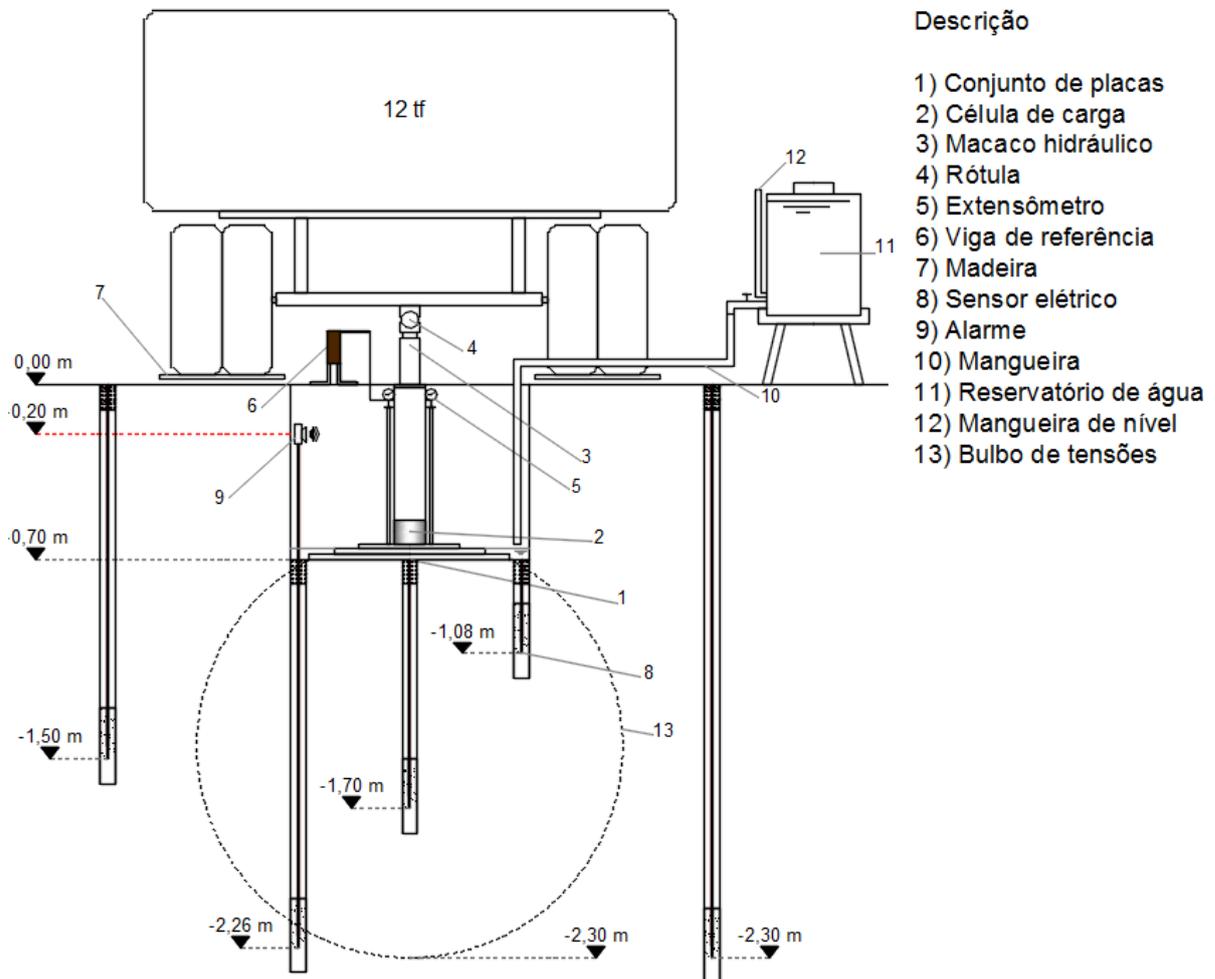
Fonte: A Autora, 2018.

Figura 66 – Ilustração da cava e locação dos sensores elétricos.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 67 – Esquema dos sensores elétricos em perfil e de montagem dos equipamentos para a prova de carga.



Fonte: A Autora, 2018.

b) Montagem do equipamento

O conjunto de equipamentos utilizado neste ensaio foi mesmo utilizado nas provas de carga realizadas no período chuvoso. Acrescentou-se, neste caso, o sistema de inundação. Dessa forma, foi necessário colocar na base da cava um tapete drenante com, aproximadamente, 2 cm de espessura. O material usado foi a brita 0 e o objetivo foi de facilitar a infiltração da água no solo. Na Figura 68, que ilustra a montagem dos equipamentos, é possível visualizar o tapete drenante. Para o sistema de reação também foi utilizado um caminhão basculante carregado. Na Figura 66, apresentada anteriormente, também é apresentado o esquema da montagem dos equipamentos.

Figura 68 – Ilustração da montagem dos equipamentos.



Fonte: A Autora, 2018.

c) Carregamento

A execução deste ensaio seguiu as recomendações da NBR 6489/84. O carregamento também foi realizado em estágios de 20 kPa, correspondentes a 12,5% da tensão admissível do solo na estação seca, considerada 160 kPa. O carregamento foi realizado em estágios até 160 kPa, onde foi pausado para iniciar a inundação.

d) Inundação

A inundação foi iniciada com o lançamento de um grande volume de água sobre a placa, com uma vazão mínima de 0,14 L/s, até formar uma lâmina de água com, aproximadamente, 5 cm (Figura 69). A lâmina de água foi mantida por meio de uma mangueira ligada a um reservatório com volume conhecido. Este reservatório era provido de uma mangueira de nível na parte externa, juntamente com uma graduação do volume (Figura 69). Quando o nível de água do reservatório baixava, acrescentava-se um volume conhecido de água, o qual era registrado. Dessa forma, foi possível determinar o volume total de água utilizado na inundação.

Os recalques de colapso foram acompanhados, em sucessivos intervalos de tempo (de acordo com a NBR 6489/84), até ser interrompida a inundação e encerrado o ensaio devido ao cursor do macaco hidráulico ter chegado no limite. O tempo de inundação foi de 7 horas e o volume total de água utilizado foi de 377,2 litros. Concluído o ensaio, o sistema foi desmontado e, em um furo escavado no centro da

cava, foram coletadas 4 amostras para a determinação da umidade a cada 0,5 m de profundidade. Dessa forma, a profundidade responsável pelo desencadeamento do colapso foi determinada em função do perfil de umidade obtido após o ensaio.

Figura 69 – Detalhes da inundação.



Fonte: A Autora, 2018.

5.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados e discutidos os resultados das provas de carga realizadas nesta pesquisa.

5.3.1 Provas de carga com expansocolapsômetro

A Tabela 17 apresenta os teores de umidade antes de iniciar os ensaios, na profundidade de 0,7 m, e a umidade do solo após os ensaios, nas profundidades de 0,8 e 0,9 m. As curvas do recalque em função da raiz do tempo são mostradas na Figura 70 e as curvas do recalque em função da tensão vertical estão apresentados na Figura 71.

Para os ensaios com inundação prévia (EPC-2) e o de colapso (EPC-3), observa-se, na Tabela 17, que os teores de umidade na profundidade de 0,9 m foram superiores ao teor de umidade natural do solo obtido após o ensaio EPC-1, na mesma profundidade. Isso sugere que todo o bulbo de tensão, considerado igual a duas vezes o diâmetro da sapata, foi umedecido.

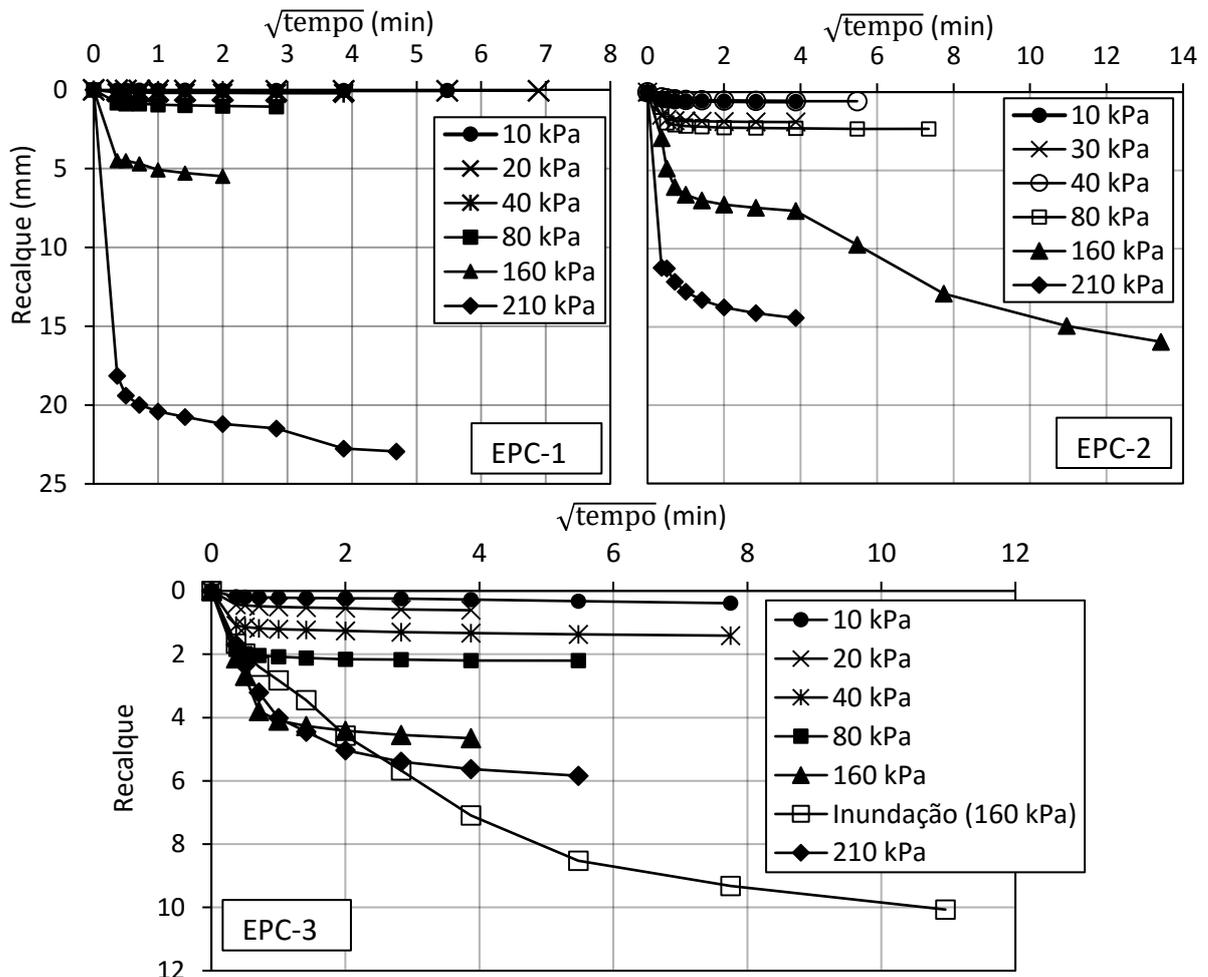
Tabela 17 – Teor de umidade dos solos antes e depois de cada ensaio.

Profundidade (m)	EPC-1 (umidade natural)		EPC-2 (pré-inundado)		EPC-3 (inundado em 160 kPa)	
	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)
0,7	7,83	-	6,52	-	7,25	-
0,8	-	8,11	-	10,03	-	13,85
0,9	-	8,13	-	9,58	-	12,91
Média	8,02		8,71		11,33	

Fonte: A Autora, 2018.

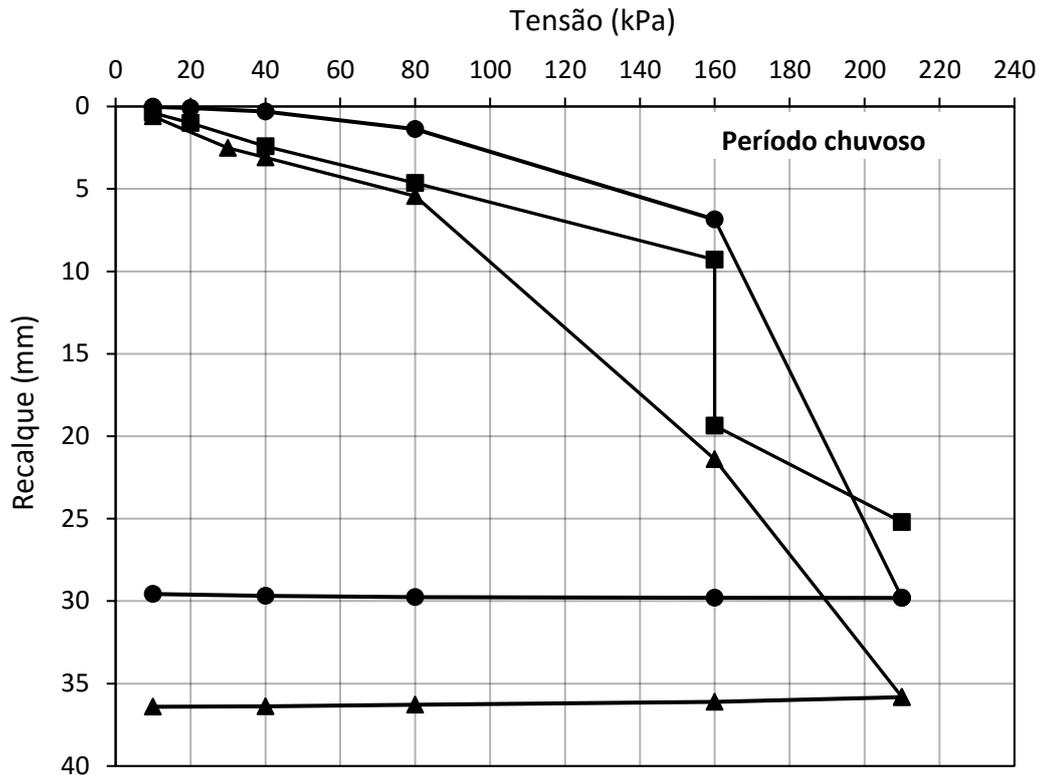
No ensaio sem inundação prévia (EPC-1), a estabilização dos recalques ocorreu entre 5 e 50 min (Figura 70). Observa-se na curva tensão *versus* recalque uma acentuação nos recalques a partir da tensão de 160 kPa (tensão admissível estimada pela sondagem do período seco), sugerindo início da ruptura do solo, atingindo um recalque máximo da ordem de 30 mm na tensão de 210 kPa.

Figura 70 – Recalque em função da raiz do tempo para cada tensão aplicada.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 71 – Recalque em função da tensão aplicada.



- EPC-1 - $w_i = 7,83\%$ e $\Psi_o = 28$ kPa (prof.: 0,7 m); w_f (prof.: 0,8 m) = 8,11%; w_f (prof.: 0,9 m) = 8,13%
- ▲ EPC-2 - $w_i = 6,52\%$ e $\Psi_o = 63$ kPa (prof.: 0,7 m); w_f (prof.: 0,8 m) = 10,03%; w_f (prof.: 0,9 m) = 9,58%
- EPC-3 - $w_i = 7,25\%$ e $\Psi_o = 36$ kPa (prof.: 0,7 m); w_f (prof.: 0,8 m) = 13,85%; w_f (prof.: 0,9 m) = 12,91%

Fonte: A Autora, 2018.

No ensaio com inundação prévia (EPC-2), correspondente à situação mais crítica do solo, a estabilização dos recalques levou mais tempo que os ensaios sem inundação prévia, ocorrendo entre 30 min e 4 horas (Figura 70). Não se observa na curva tensão *versus* recalque uma acentuação nos recalques que caracterize a ruptura, com a curva apresentando aumento dos recalques com o aumento da tensão, semelhante a uma ruptura de uma areia fofa. O recalque máximo foi da ordem de 36 mm na tensão de 210 kPa (Figura 71), próximo do ensaio sem inundação prévia, o que pode ser explicado pelo teor de umidade médio das camadas; o solo natural apresentou umidade média de 8,02% e o solo inundado apresentou umidade média levemente superior, no valor de 8,71%.

No ensaio de colapso (EPC-3), os tempos de estabilização foram semelhantes aos dos ensaios com e sem inundação. O recalque de colapso na tensão de 160 kPa foi da ordem de 10 mm. Considerando que a camada de solo responsável pelo desencadeamento do colapso equivale à profundidade do bulbo de tensões ($2D = 20$

cm), a deformação por colapso, conforme propõe Ferreira (1995), foi de 5%. Vale ressaltar que inicialmente o solo estava úmido (7,25%) devido ao período chuvoso da região e, por isso, o colapso ocorrido foi parcial, embora esteja acima do limite considerado por Vargas (1978) para classificar o solo como colapsível ($> 2\%$).

A análise conjunta das três curvas (Figura 71) mostra que o ensaio com a inundação prévia apresentou recalques superiores aos demais. O grau de saturação natural do solo da profundidade de 0,9 m esteve em torno de 29%, acima do grau de saturação crítico inferior (entre 15 e 21%) e muito abaixo do grau de saturação crítico superior do solo (em torno de 61%). Isso sugere concluir que o grau de saturação crítico superior das camadas de solo consideradas nos ensaios dificilmente poderá ser alcançado por ocorrências de chuvas, no entanto o grau de saturação crítico inferior poderá ser facilmente alcançado e provocar o mecanismo de colapso.

Observa-se também da Figura 71 que os trechos iniciais das curvas dos ensaios EPC-1 (umidade natural) e EPC-3 (ensaio de colapso) não coincidiram. O recalque do solo sob tensão de 160 kPa, no ensaio natural com umidade inicial de 7,83%, foi de 6,86 mm, enquanto que o recalque no ensaio de colapso, antes da inundação em 160 kPa, com umidade inicial de 7,25%, foi maior, no valor de 9,30 mm, onde esperava-se um comportamento inverso. Uma explicação para isso pode ser a possibilidade de a umidade média inicial no perfil de solo do ensaio de colapso estar maior que a do ensaio natural.

Os ensaios com Expansocolapsômetro mostraram a suscetibilidade do solo ao colapso, todavia, como a dimensão da placa utilizada nos ensaios (diâmetro da sapata igual a 10 cm) é pequeno, foram realizadas provas de carga com placa de maior diâmetro com a finalidade de obter valores mais realísticos dos recalques.

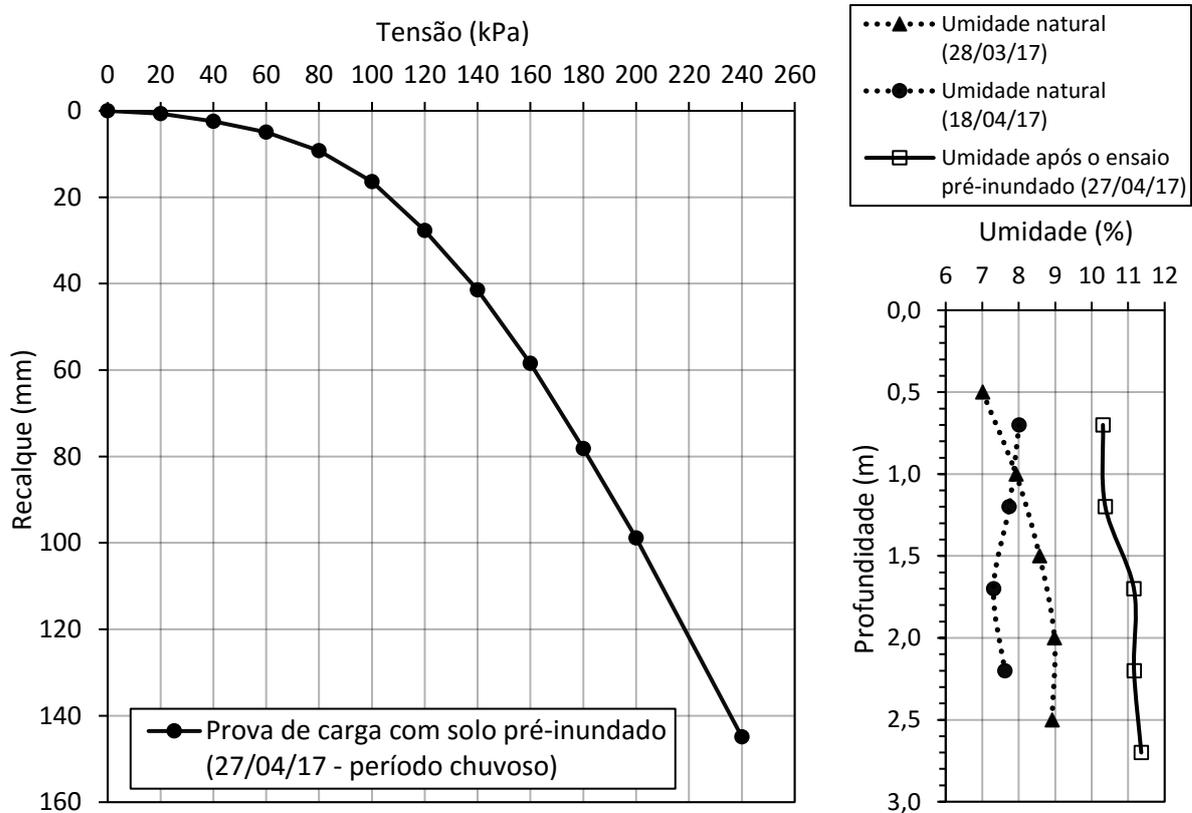
5.3.2 Provas de carga sobre placa

Os resultados das provas de carga sobre placa, realizadas nos períodos chuvoso (com inundação prévia e na umidade natural) e seco (com inundação em 160 kPa) da região, estão apresentados e discutidos a seguir.

5.3.2.1 Prova de carga sobre placa com inundação prévia do solo no período chuvoso

A Figura 72 mostra a curva tensão *versus* recalque obtida no ensaio realizado com o solo pré-inundado, bem como o perfil de umidade do solo abaixo da cota da placa, obtido com amostras coletadas depois do ensaio. O recalque total alcançado neste ensaio foi de 144,878 mm (aproximadamente 14,5 cm) para a tensão de 240 kPa.

Figura 72 – Curva tensão x recalque do solo pré-inundado e perfis de umidade do solo antes e após o ensaio (período chuvoso).



Fonte: A Autora, 2018.

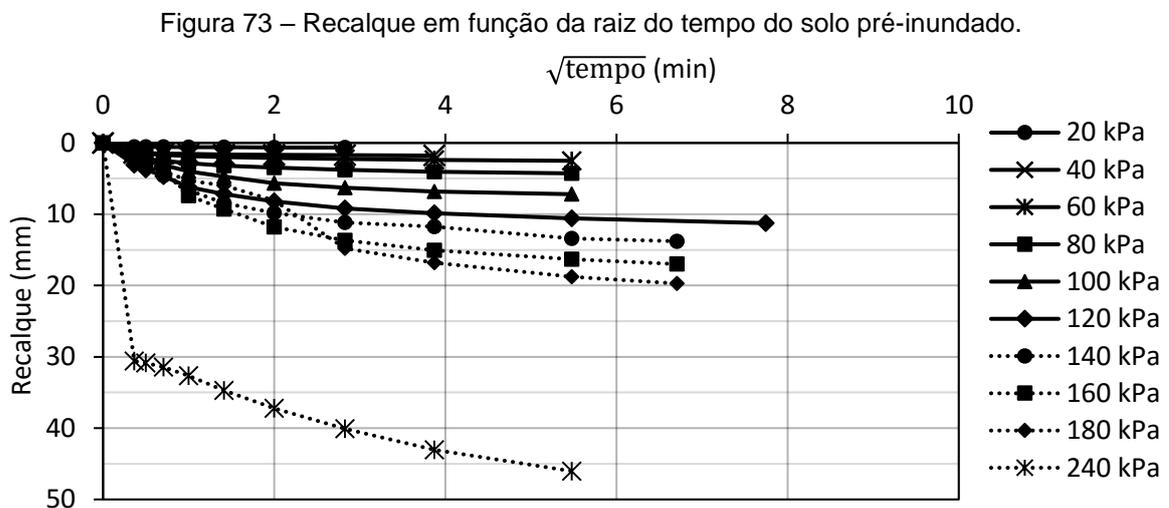
Observando a curva tensão x recalque, vê-se que não existe tensão de ruptura bem definida e que os recalques são crescentes com o acréscimo da tensão, com a resistência aumentando continuamente, caracterizando uma ruptura por punção.

A ruptura por punção acontece, geralmente, em solos de baixa resistência como areias fofas e argilas moles. No caso de solos colapsíveis, a resistência pode diminuir consideravelmente quando o solo é umedecido, o que pode justificar o resultado para o solo estudado. Os resultados de sondagens SPT realizadas nos

períodos seco e chuvoso (Figura 26 – Capítulo 3) também demonstraram esse fato, visto que os valores do N_{SPT} reduziram nos primeiros 2,5 m no período chuvoso.

Os teores de umidade após a prova de carga foram superiores a 10% ao longo do perfil (Figura 72), sugerindo que toda a região considerada de influência do bulbo de tensões foi inundada, induzindo a um grau de saturação superior a 35%.

Os gráficos do recalque em função da raiz do tempo, apresentados na Figura 73 para cada estágio de tensão, mostram que a estabilização dos recalques variou de 8 minutos a 1 hora, com o tempo maior para níveis maiores de tensão.



Fonte: A Autora, 2018.

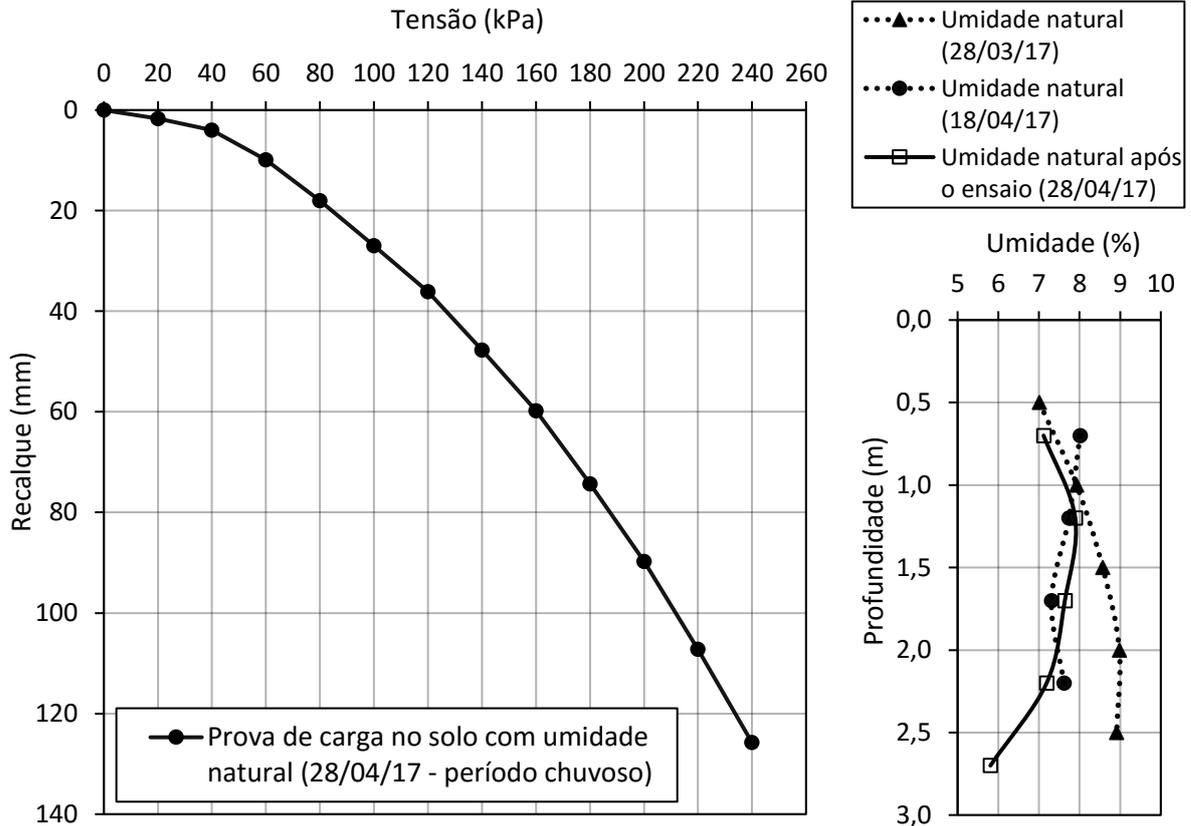
5.3.2.2 Prova de carga sobre placa com o solo na umidade natural no período chuvoso

Da mesma forma que na prova de carga realizada com o solo pré-inundado, os resultados do ensaio realizado com o solo na umidade natural caracterizam uma ruptura por punção sem tensão de ruptura bem definida, com recalque total de 125,768 mm (aproximadamente 12,6 cm), menor que o recalque obtido com o solo pré-inundado (14,5 cm), o que era de se esperar devido ao teor de umidade mais elevado, embora os recalques nas tensões inferiores tenham sido ligeiramente maiores.

A Figura 74 mostra a curva tensão *versus* recalque, bem como o perfil de umidade obtido para o solo abaixo da cota da placa, com amostras retiradas depois do ensaio.

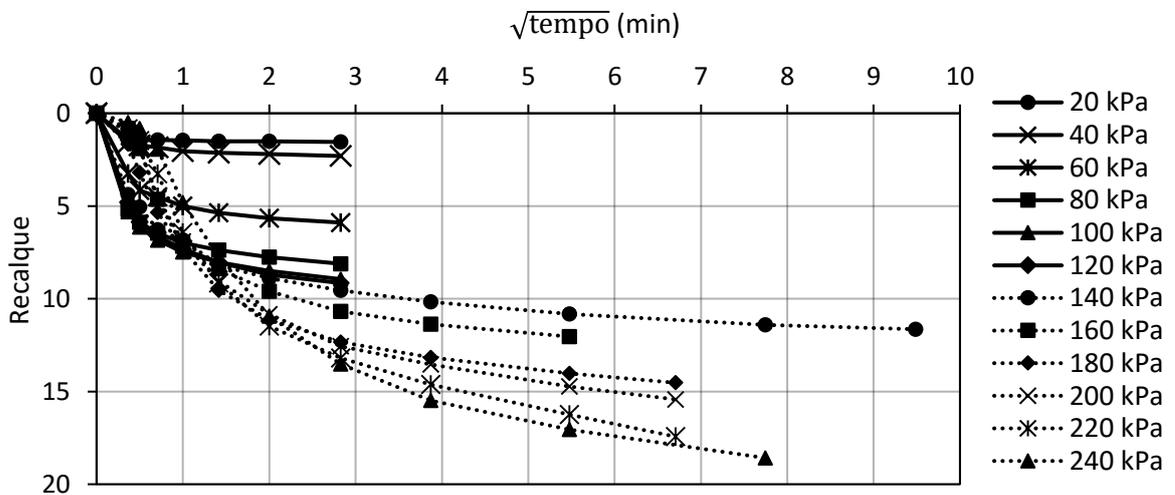
Já a Figura 75 apresenta os gráficos do recalque em função da raiz do tempo para cada estágio de tensão, mostrando que a estabilização dos recalques variou de oito minutos a uma hora e meia.

Figura 74 – Curva tensão x recalque e perfis de umidade natural do solo antes e após o ensaio (período chuvoso).



Fonte: A Autora, 2018.

Figura 75 – Recalque em função da raiz do tempo do solo na umidade natural (período chuvoso).



Fonte: A Autora, 2018.

A Tabela 18 apresenta os valores do grau de saturação do solo calculado por meio dos teores de umidade obtidos após os ensaios realizados na umidade natural e pré-inundado. Os valores de grau de saturação do solo pré-inundado foram baixos, mostrando que o solo não estava próximo à saturação. Isso pode ter acontecido porque a inundação foi realizada na noite anterior ao dia da realização da prova de carga. Assim, parte da água no solo pode ter sido drenada para camadas mais profundas, visto que o solo possui permeabilidade alta, como observado nos resultados dos ensaios de permeabilidade de campo. Entretanto, mesmo estando com valores baixos, os graus de saturação do solo pré-inundado foram superiores aos graus de saturação do solo na umidade natural, mostrando que houve um umedecimento do bulbo de tensões.

Tabela 18 – Teor de umidade de grau de saturação com a profundidade para os ensaios realizados na umidade natural e com pré-inundação (período chuvoso).

Prof. (m)	Ensaio na umidade natural		Ensaio pré-inundado	
	w (%)	S (%)	w (%)	S (%)
0,7	7,12	24,68	10,31	35,75
1,2	7,89	27,72	10,37	36,42
1,7	7,64	25,23	11,16	36,85
2,2	7,19	24,00	11,16	37,25
2,7	5,81	19,05	11,36	37,26

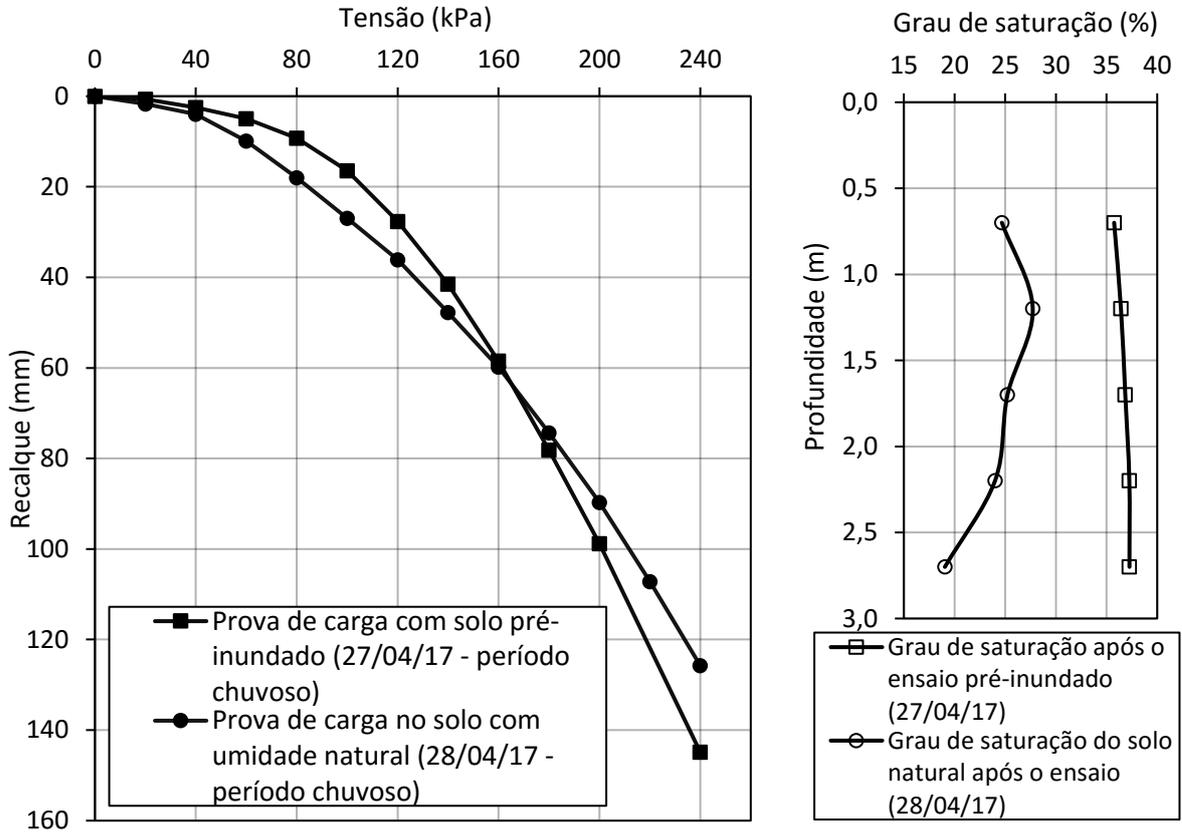
Fonte: A Autora, 2018.

Por meio dos resultados apresentados pode-se concluir que quando o solo alcançar um valor de grau de saturação próximo ao da metade do grau de saturação crítico superior (61%), as deformações podem ser muito significativas. Para o grau de saturação médio do perfil após o ensaio ($S_{\text{médio}} = 36,7\%$), ocorreu cerca de 60 a 80% do colapso, considerando os gráficos do colapso parcial em função do grau de saturação para as profundidades de 1,0 e 1,5 m, apresentados na Figura 45 (Capítulo 4).

A curva do solo pré-inundado apresentou deformação menor nas tensões iniciais (até 160 kPa), como se pode observar na Figura 76. Isso pode ser explicado por alguma diferença nas camadas de solo, visto que os ensaios foram realizados a uma distância mínima de 4,0 m um do outro, de maneira a evitar a superposição dos bulbos de

tensões. A localização de cada ensaio está apresentada no layout do campo experimental (Figura 23 – Capítulo 3).

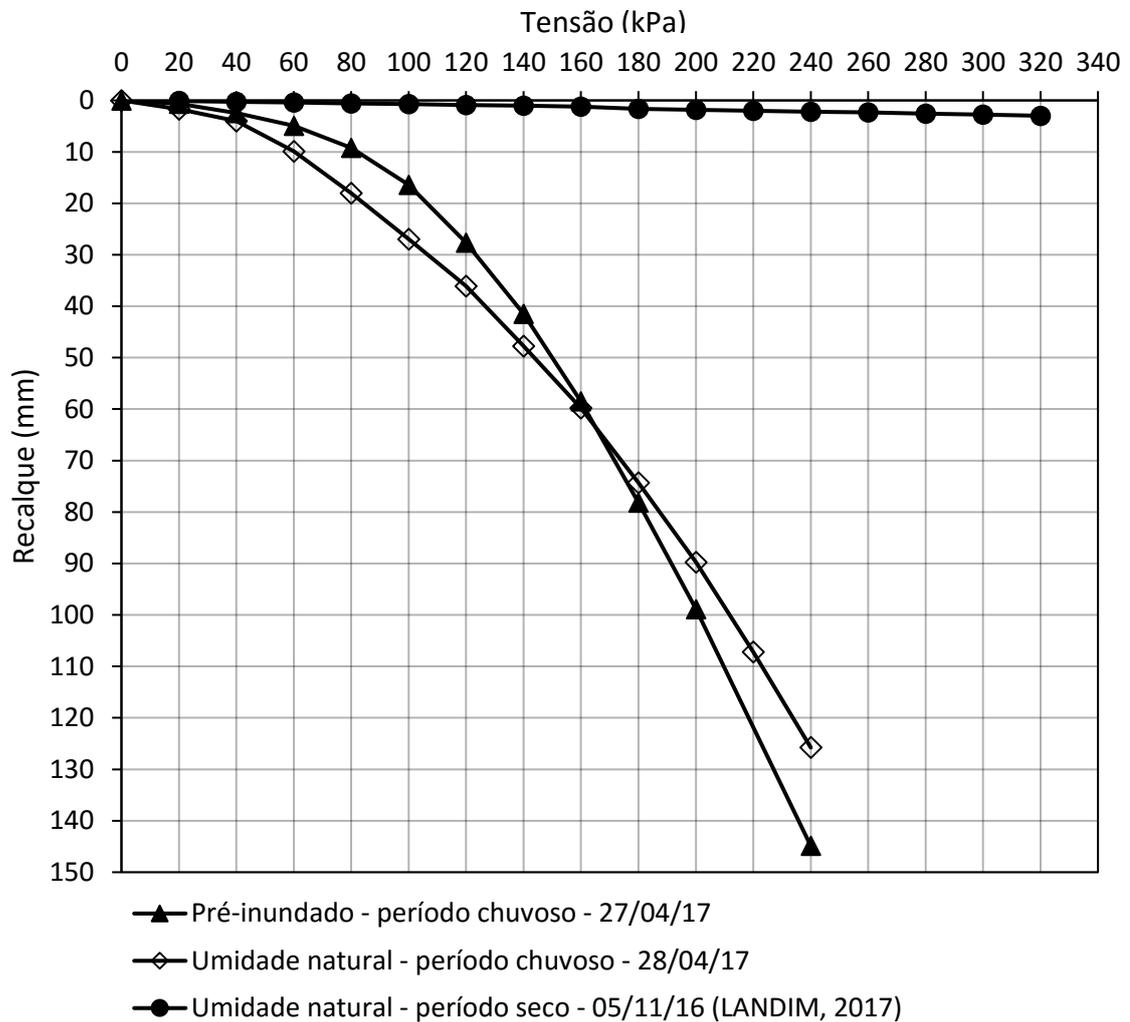
Figura 76 – Curvas tensão x recalque e grau de saturação do solo pré-inundado e do solo com umidade natural (período chuvoso).



Fonte: A Autora, 2018.

A Figura 77 apresenta os resultados das provas de carga realizadas no período chuvoso juntamente com o resultado de um ensaio realizado por Landim (2017) na umidade natural do período seco. O recalque obtido no período seco foi em torno de 3 mm para a tensão de 320 kPa. Esse recalque corresponde a cerca de 2,4% do recalque obtido no período chuvoso para a tensão de 240 kPa. Vale ressaltar que a prova de carga do período seco não chegou à ruptura. Isso mostra como as variações de umidade e sucção, representadas na Figura 78, podem influenciar na rigidez do solo. Os valores de sucção foram estimados por meio da curva característica do solo.

Figura 77 – Curvas tensão x recalque do o solo pré-inundado e na umidade natural no período chuvoso, e na umidade natural no período seco.



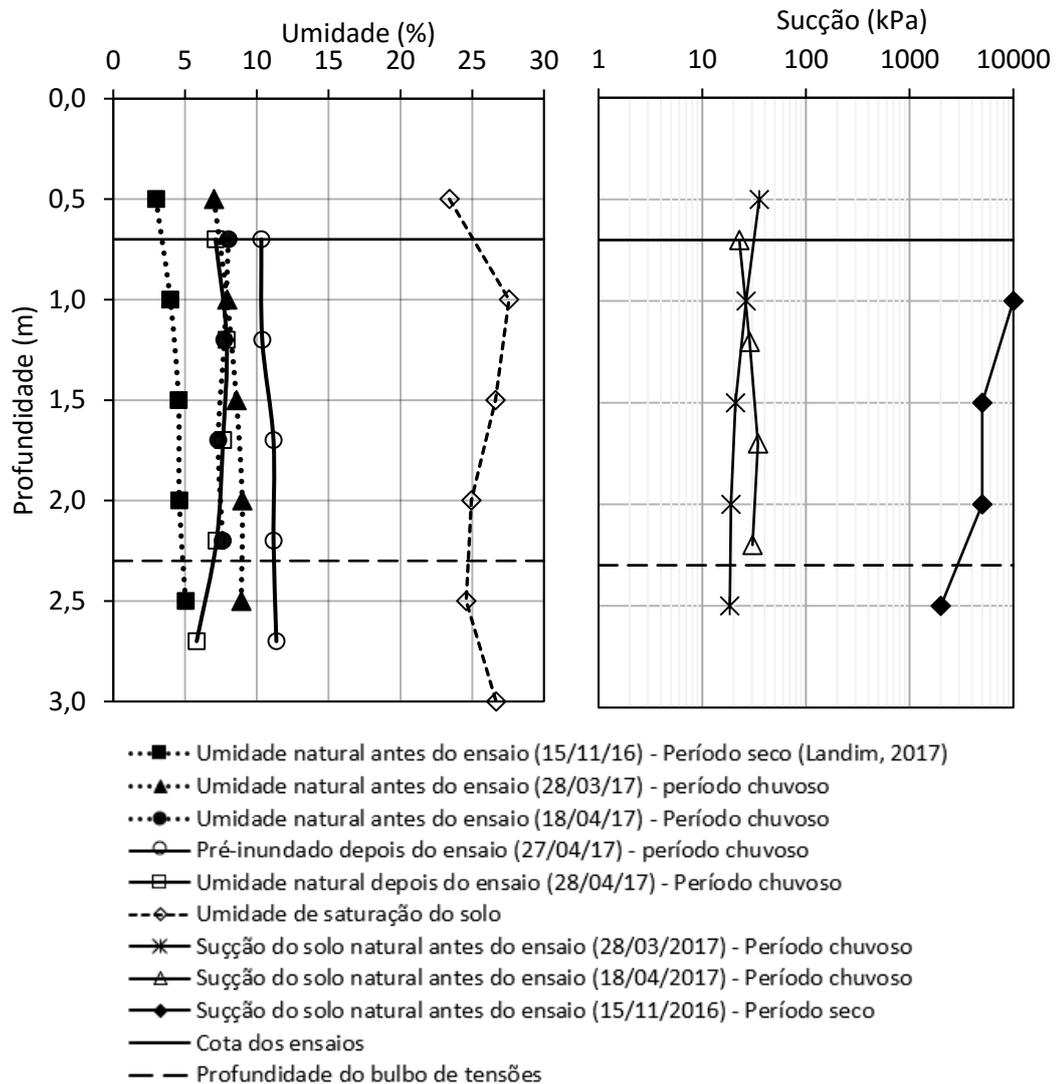
Fonte: A Autora, 2018.

A variação de umidade influencia a sucção existente em solos não saturados, que é o caso do solo estudado, como pode ser visto na Figura 78. Em condições de baixo teor de umidade, estes solos apresentam uma resistência aparente devido à pressão de sucção existente nos vazios do solo. Quanto menor é o teor de umidade do solo, maior é a sucção e, conseqüentemente, maior é a capacidade de carga do solo e os recalques são menores. Por outro lado, quanto maior é o teor de umidade do solo, menor é a sucção e, conseqüentemente, a capacidade de carga é menor e maiores são os recalques. Quando o solo está saturado (sucção nula), a capacidade de carga atinge o valor mínimo (CINTRA *et al.*, 2011).

A capacidade de carga do solo pode ser determinada através dos resultados obtidos no ensaio de placa. Para isso, deve-se definir a tensão de ruptura ou a tensão

admissível do solo. Quando o ensaio não é levado até a ruptura do solo, ou seja, quando a curva tensão x recalque não apresenta ruptura nítida, como se observa nos resultados apresentados na Figura 77, a tensão de ruptura ou a tensão admissível devem ser definidas por algum procedimento convencional ou por algum critério recomendado pela literatura, conforme foi apresentado no item 2.8.1.

Figura 78 – Perfis de umidade e sucção do solo depois dos ensaios de placa (pré-inundado e na umidade natural) e antes dos ensaios no período chuvoso e no período seco.



Fonte: A Autora, 2018.

A Tabela 19 apresenta os valores das tensões de ruptura e admissível para as curvas tensão x recalque mostradas na Figura 78, obtidos através dos métodos supracitados. Para o cálculo da tensão admissível, utilizou-se um fator de segurança igual a 2.

As curvas extrapoladas pelo método de Van der Veen estão apresentadas na Figura 79. As tensões de ruptura para os ensaios realizados no período chuvoso (umidade natural e pré-inundado) foram próximas (320 e 290 kPa, respectivamente). A tensão admissível para o solo na umidade natural no período chuvoso foi igual a 160 kPa, a mesma obtida por correlação com o valor do N_{SPT} para o solo no período seco. Isso mostra como as correlações podem ser conservadoras.

A tensão de 160 kPa, de acordo com a Figura 79, provoca um recalque no solo em torno de 60 mm no período chuvoso. Esse recalque pode ser inaceitável para a obra, dependendo da estrutura da edificação.

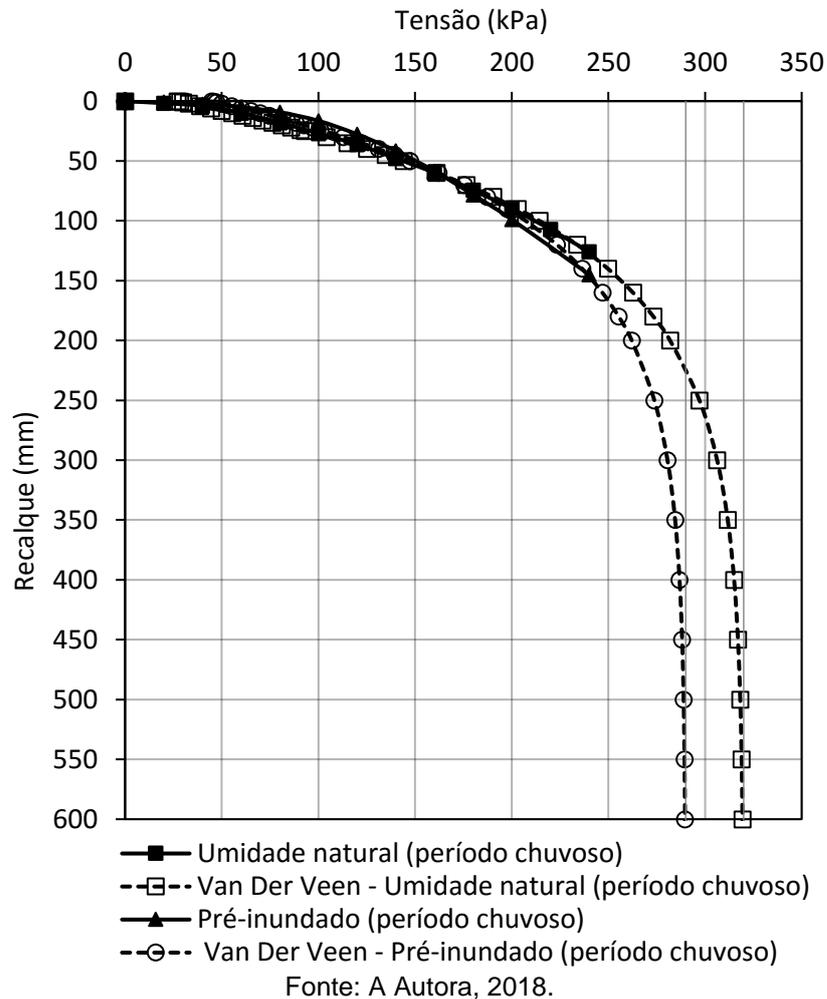
Considerando o critério de ruptura técnica (25 mm de recalque), a tensão admissível para o solo no período chuvoso é em torno de 48 kPa (Tabela 19). Como, geralmente, as tensões aplicadas no solo pelas edificações são maiores que 48 kPa, pode-se tratar o solo para elevar a capacidade de carga. Uma solução muito difundida no meio técnico, a qual já foi comentada nos capítulos 2 e 3, é a remoção do solo de apoio das fundações e a sua recolocação em camadas compactadas a uma profundidade equivalente à largura da sapata. É importante ressaltar que o uso dessa técnica deve estar associado a uma análise do recalque do bulbo de tensões com essa nova configuração.

Tabela 19 – Tensões de ruptura e admissível de acordo com cada critério de ruptura convencional para os solos na umidade natural e pré-inundado no período chuvoso e para o solo na umidade natural no período seco.

Critério de ruptura	Umidade natural (período chuvoso)		Pré-inundado (período chuvoso)		Umidade natural (período seco)	
	σ_{rup} (kPa)	σ_{adm} (kPa)	σ_{rup} (kPa)	σ_{adm} (kPa)	σ_{rup} (kPa)	σ_{adm} (kPa)
Ruptura técnica (25 mm)	95,65	47,83	115,25	57,63	-	-
Recalque igual a 10% do ϕ da placa	187,37	93,69	181,77	90,89	-	-
Código de obras de Boston	95,65	47,83	115,25	57,63	-	-
Van der Veen	320,00	160,00	290,00	145,00	-	-

Fonte: A Autora, 2018.

Figura 79 – Curvas tensão x recalque do solo pré-inundado e na umidade natural no período chuvoso, extrapoladas pelo método de Van der Veen.



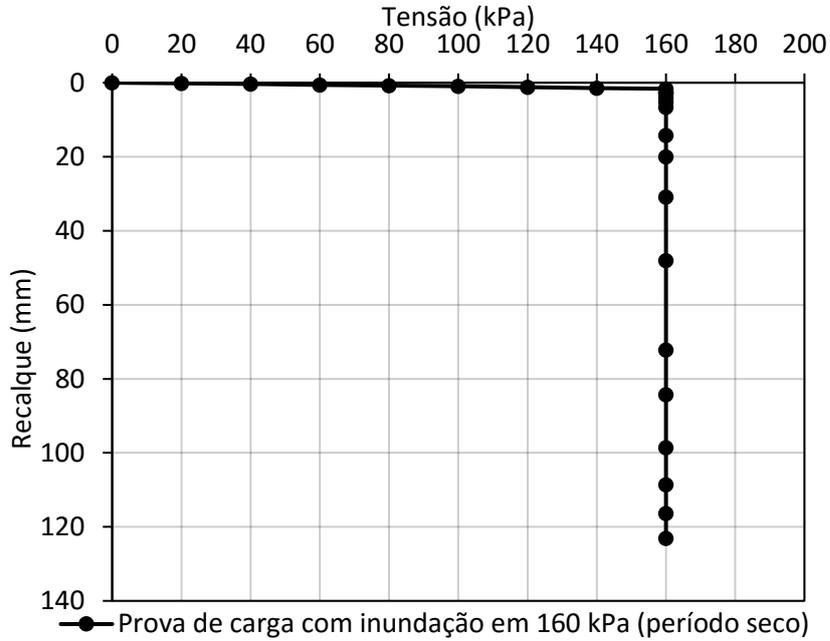
5.3.2.3 Prova de carga sobre placa com inundação na tensão admissível – ensaio de colapso (período seco)

Na Figura 80 está apresentada a curva tensão x recalque referente à prova de carga com inundação em 160 kPa realizada no período seco. Observa-se que os recalques antes da inundação foram pequenos, totalizando, aproximadamente, 1,7 mm. Enquanto que, com a inundação, o solo recalcou bastante (121,40 mm), totalizando 123 mm de recalque.

A Figura 81 mostra a curva do tempo x recalque para a inundação em 160 kPa juntamente com a curva tensão x recalque. Nota-se que o formato da curva tempo x recalque não indica que houve uma estabilização dos recalques, apesar de o tempo de inundação ter sido considerável (7 horas). Provavelmente, se o ensaio tivesse

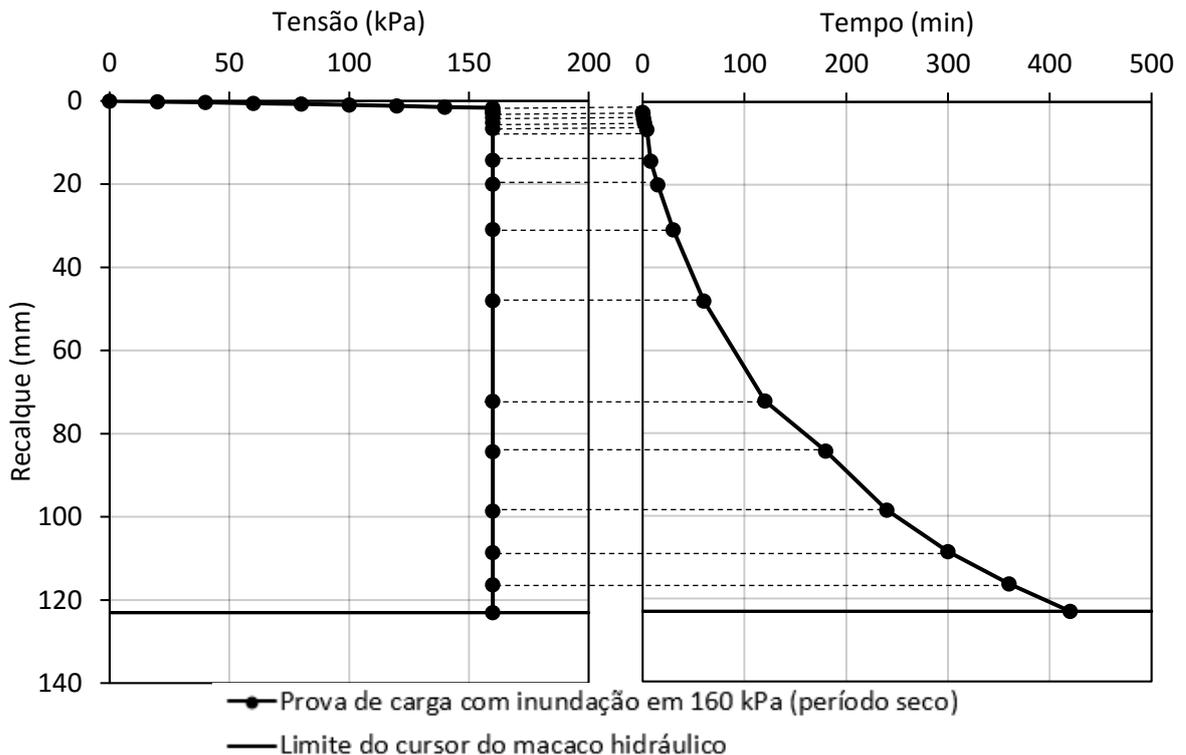
prosseguido, o recalque do solo seria maior. Entretanto, o ensaio teve que ser interrompido porque o cursor do macaco hidráulico chegou no limite.

Figura 80 – Curva tensão x recalque da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.



Fonte: A Autora, 2018.

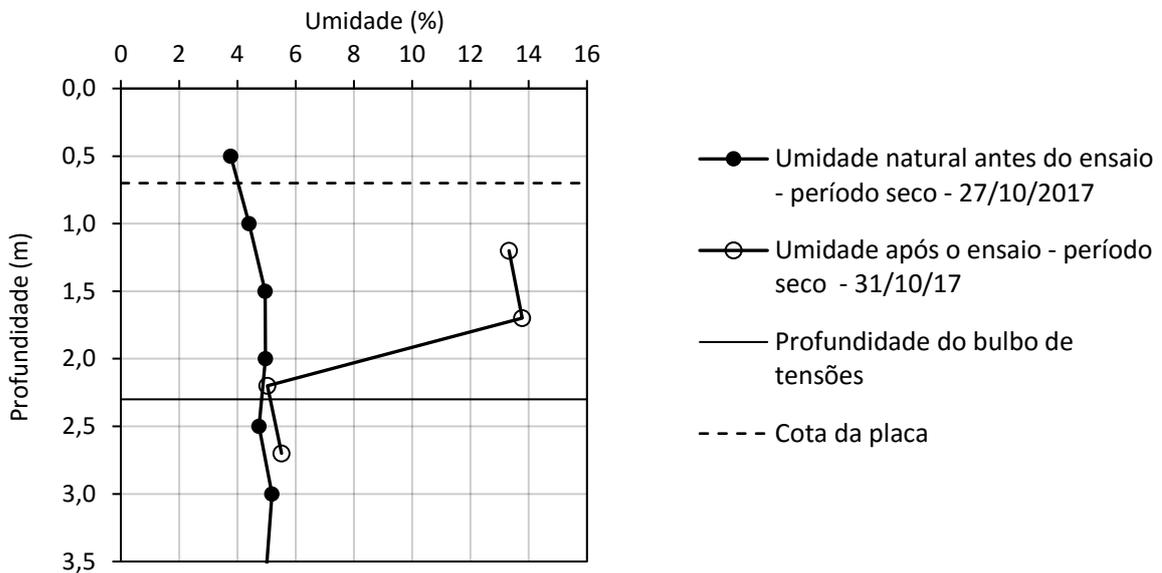
Figura 81 – Curva tensão x recalque e curva tempo x recalque para a inundação em 160 kPa da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.



Fonte: A Autora, 2018.

Na Figura 82 são mostrados os perfis de umidade antes e depois do ensaio. Observe-se que a inundação aumentou consideravelmente a umidade do solo até 1,7 m de profundidade, atingindo graus de saturação em torno de 46% (Tabela 20), porém não avançou até o limite do bulbo de tensões, que tem profundidade igual a 2,3 m (Figura 83). Esse fato ocorreu devido ao ensaio ter sido finalizado pelo alcance do limite do cursor do macaco hidráulico. Nesse caso, uma camada de 0,6 m de espessura do bulbo de tensões não sofreu alteração do teor de umidade.

Figura 82 – Perfis de umidade antes e depois da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.



Fonte: A Autora, 2018.

Tabela 20 – Condições do solo após a prova de carga com inundação em 160 kPa.

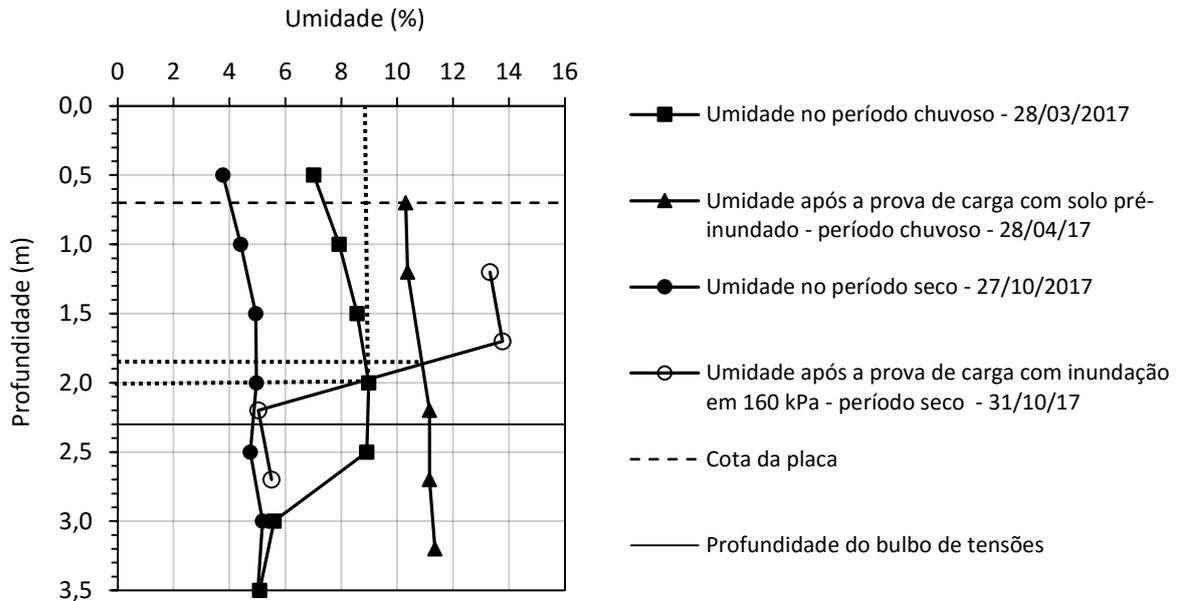
Prof. (m)	Condições do solo após o ensaio	
	w (%)	S (%)
1,2	13,33	46,78
1,7	13,78	45,50
2,2	5,03	16,80
2,7	5,51	18,08

Fonte: A Autora, 2018.

Considerando a interseção do perfil de umidade após o ensaio inundado em 160 kPa com o perfil de umidade obtido após o ensaio pré-inundado (período chuvoso), o bulbo de inundação estaria em torno de 1,85 m da superfície (Figura 83). Neste caso, faltariam apenas 0,45 m para que a inundação alcançasse a profundidade do bulbo de tensões. Considerando, ainda, a interseção com a umidade máxima determinada

no período chuvoso (8,98%), a profundidade do bulbo de inundação seria maior (em torno de 2,0 m da superfície), faltando 0,3 m para a inundação alcançar a profundidade do bulbo tensões.

Figura 83 – Perfis de umidade antes e depois da prova de carga realizada com inundação em 160 kPa no período seco.



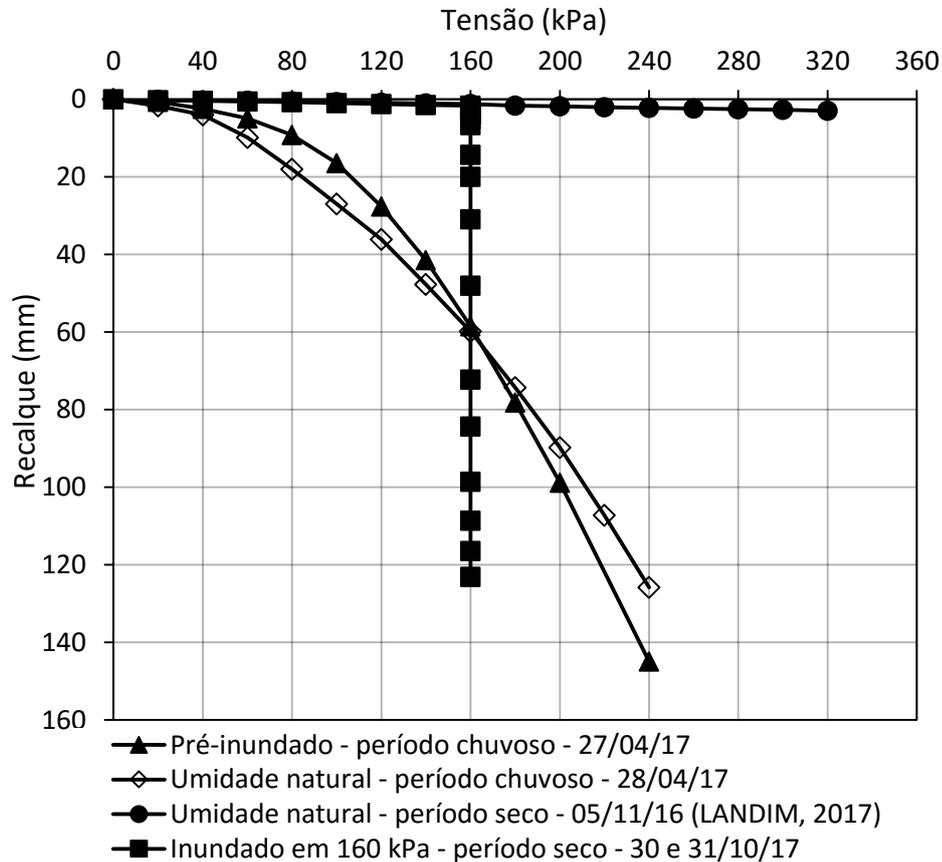
Fonte: A Autora, 2018.

Mesmo que a inundação não tenha alcançado a profundidade do bulbo de tensões e que o ensaio tenha sido interrompido, o recalque de colapso obtido foi considerável (121,40 mm). Um recalque desse tipo em uma edificação pode causar danos irreparáveis. Essa situação pode ocorrer quando há ruptura de um duto ou vazamento em um reservatório de água, por exemplo, onde o solo pode alcançar grau de saturação próximo ou equivalente ao grau de saturação crítica superior. Considerando esse recalque e a espessura de 1,0 m da camada alcançada pela frente de umedecimento ($1,7 - 0,7 = 1,0$ m), a deformação por colapso é igual a 12,14%. Considerando a espessura total do bulbo de tensão de (1,6 m), a deformação de colapso é de 7,59%.

A Figura 84 apresenta as curvas tensão x recalque obtidas nos ensaios realizados para esta pesquisa, bem como a curva obtida por Landim (2017) numa prova de carga realizada com solo natural, no período seco, no mesmo campo experimental. Observa-se que o recalque de colapso foi superior aos demais ensaios do período chuvoso, corroborando que sob condições naturais dificilmente o grau de saturação

será o crítico superior, embora os recalques para os ensaios do período chuvoso na tensão de 160 kPa foram igualmente significativos (60 mm).

Figura 84 – Provas de carga realizadas no campo experimental.



Fonte: A Autora, 2018.

5.3.3 Análise da solução por compactação do solo

A partir dos resultados dos ensaios edométricos apresentados no Capítulo 4 e dos resultados dos ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNIVASF, procurou-se fazer uma estimativa da profundidade, abaixo da cota de uma fundação superficial, que pode ser tratada por meio da compactação (remoção do solo existente e recolocação na cava da fundação em camadas compactadas), com a finalidade de reduzir as deformações de colapso do solo estudado para um nível aceitável. Para isso foram usados os dados do ensaio de placa com inundação em 160 kPa (prova de carga PC-3).

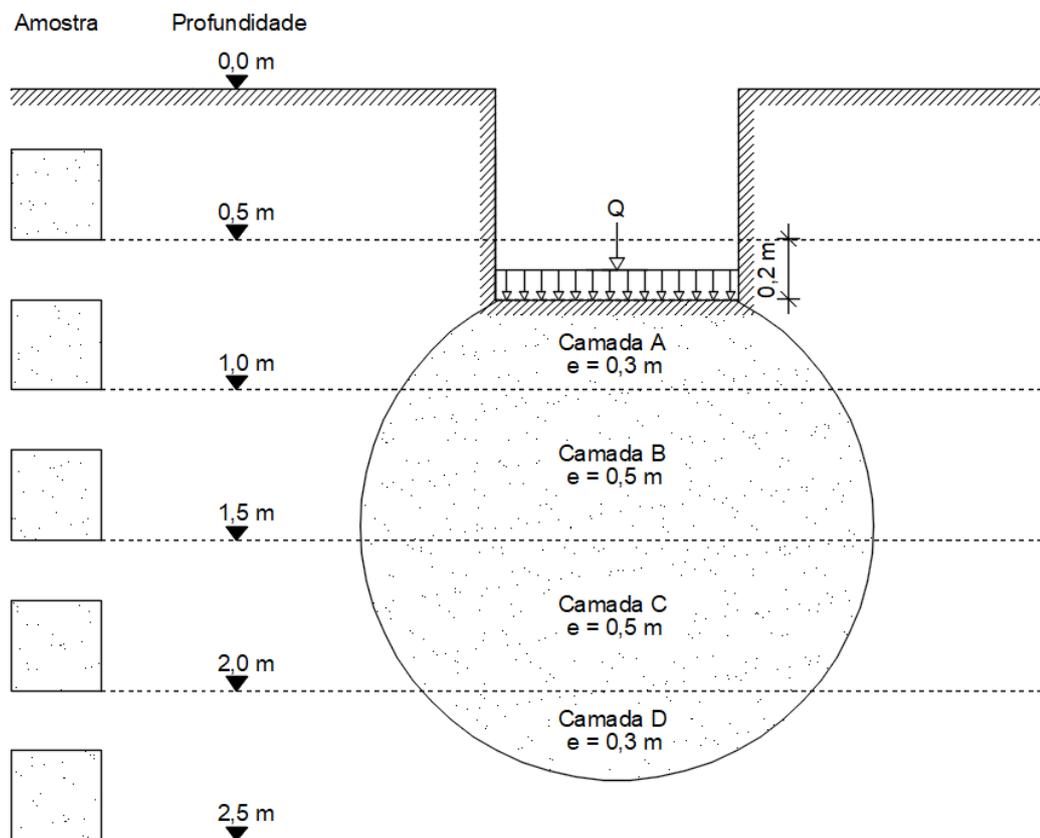
Foram realizadas duas abordagens: uma estimativa considerando um recalque admissível de 25 mm (Tabela 21), conforme recomendação de Terzaghi e Peck (1967)

para sapata apoiada em areia, e outra considerando uma deformação de colapso admissível de 2% (Tabela 22), conforme o critério de Vargas (1978).

Para isso, foi considerado o resultado do ensaio edométrico duplo realizado com a amostra de 1,0 m de profundidade em todas as camadas compactadas, visto que o solo em profundidade é semelhante. As deformações de colapso foram determinadas sem o ajuste proposto por Jennings e Knight (1957) e (1975) tanto para a amostra compactada como para as amostras naturais.

Para esta análise foi admitido que todo o solo limitado pelo bulbo de tensões foi umedecido. Assim, para uma placa de 0,8 m de diâmetro, considerou-se o bulbo de tensões equivalente a 2D, ou seja, 1,6 m, que foi dividido em camadas com espessuras limitadas pelas profundidades das amostras indeformadas utilizadas nos ensaios edométricos. A Figura 85 mostra um esquema da disposição das camadas em relação às amostras e ao bulbo de tensões.

Figura 85 – Representação esquemática das camadas de solo em relação às amostras e ao bulbo de tensões.



Fonte: A Autora, 2018.

Considerou-se, ainda, que a tensão aplicada pela fundação foi igual a 160 kPa, conforme aconteceu no ensaio de placa. As tensões transmitidas ao solo no centro de cada camada (σ_v) foram determinadas pelo método de Love, formulação baseada na Teoria da Elasticidade. Para o cálculo das tensões geostáticas (σ_{vo}), utilizou-se a profundidade equivalente ao centro de cada camada e os valores médios do peso específico natural (γ_{nat}).

A partir das curvas dos ensaios edométricos duplos, as deformações de colapso (ϵ_c) foram determinadas para as tensões totais atuantes no centro de cada camada ($\sigma_{vo} + \sigma_v$) limitada pelo bulbo de tensões.

A análise do recalque mostrou que é necessário compactar as camadas A, B e C do solo abaixo da placa (Figura 85), ou seja, 1,3 m. O recalque estimado para esta condição é de 11,68 mm (Tabela 21). Já a análise da deformação de colapso mostrou que é necessário compactar todo o bulbo de tensões (camadas A, B, C e D – 1,6 m) para que a deformação de colapso seja inferior a 2% (Tabela 22).

Landim (2017) realizou uma prova de carga, no mesmo campo experimental desta pesquisa, com uma placa de diâmetro igual a 0,8 m e uma camada de solo compactada, abaixo da cota da placa, com espessura de 0,8 m. Para a tensão de inundação de 160 kPa, o recalque medido foi igual a 37,26 mm, que é superior ao recalque empregado no critério de ruptura técnica (25 mm).

O resultado obtido por Landim (2017) corrobora com a estimativa do recalque apresentada na Tabela 21, onde a compactação apenas das camadas A e B do bulbo de tensões (Figura 85) não é suficiente para a redução satisfatória dos recalques, apesar de o valor do recalque de colapso estimado com a compactação dessas duas camadas (28,73 mm) ter sido inferior ao medido pelo autor (37,26 mm).

Como foram realizadas estimativas com abordagens distintas que deram resultados diferentes, o mais sensato é estar a favor da segurança, que, neste caso, é compactar todo o bulbo de tensões. Porém, dependendo da dimensão da fundação, pode ser técnica e/ou economicamente inviável compactar o solo de todo o bulbo de tensões. Dessa forma, uma análise da viabilidade desta solução deve ser realizada.

Tabela 21 – Resumo das estimativas de recalques de colapso a partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos em amostras naturais e compactadas.

Tensão vertical aplicada (σ_v) = 160 kPa						
Compactando 0,3 m abaixo da placa (Camada A)						
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/\gamma_{nat}$ (kN/m ³)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)	Recalque estimado - r_e (mm)
A	0,3	1,0	21,57	156,3	0,16	0,48
B	0,5	1,5	15,21	85,6	6,05	30,25
C	0,5	2,0	15,02	47,3	3,30	16,50
D	0,3	2,5	15,28	40,5	2,95	8,85
Recalque de colapso estimado (mm)					$\sum r_e$	56,08
Compactando 0,8 m abaixo da placa (Camadas A e B)						
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/\gamma_{nat}$ (kN/m ³)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)	Recalque estimado - r_e (mm)
A	0,3	1,0	21,57	156,3	0,16	0,48
B	0,5	1,5	21,57	87,2	0,14	0,70
C	0,5	2,0	15,02	50,4	3,65	18,25
D	0,3	2,5	15,28	43,7	3,10	9,30
Recalque de colapso estimado (mm)					$\sum r_e$	28,73
Compactando 1,3 m abaixo da placa (Camadas A, B e C)						
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/\gamma_{nat}$ (kN/m ³)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)	Recalque estimado - r_e (mm)
A	0,3	1,0	21,57	156,3	0,16	0,48
B	0,5	1,5	21,57	87,2	0,14	0,70
C	0,5	2,0	21,57	52,1	0,12	0,60
D	0,3	2,5	15,28	47,0	3,30	9,90
Recalque de colapso estimado (mm)					$\sum r_e$	11,68

Fonte: A Autora, 2018.

Tabela 22 – Resumo das estimativas de deformações de colapso a partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos em amostras naturais e compactadas.

Tensão vertical aplicada (σ_v) = 160 kPa							
Compactando 0,3 m abaixo da placa (Camada A)							
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/ \gamma_{nat}$ (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)
A	0,3	1,0	21,57	3,2	153,1	156,3	0,16
B	0,5	1,5	15,21	10,3	75,4	85,6	6,05
C	0,5	2,0	15,02	17,8	29,4	47,3	3,30
D	0,3	2,5	15,28	23,9	16,7	40,5	2,95
Deformação de colapso total (%)							12,46
Compactando 0,8 m abaixo da placa (Camadas A e B)							
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/ \gamma_{nat}$ (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)
A	0,3	1,0	21,57	3,2	153,1	156,3	0,16
B	0,5	1,5	21,57	11,9	75,4	87,2	0,14
C	0,5	2,0	15,02	21,0	29,4	50,4	3,65
D	0,3	2,5	15,28	27,1	16,7	43,7	3,10
Deformação de colapso total (%)							7,05
Compactando 1,3 m abaixo da placa (Camadas A, B e C)							
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	$\gamma_{comp.}/ \gamma_{nat}$ (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)
A	0,3	1,0	21,57	3,2	153,1	156,3	0,16
B	0,5	1,5	21,57	11,9	75,4	87,2	0,14
C	0,5	2,0	21,57	22,6	29,4	52,1	0,12
D	0,3	2,5	15,28	30,3	16,7	47,0	3,30
Deformação de colapso total (%)							3,72
Compactando 1,6 m abaixo da placa (Camadas A, B, C e D)							
Camada	Espessura da camada (m)	Amostra/ Profundidade (m)	γ_{comp} (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	$\sigma_{vo} + \sigma_v$ (kPa)	ϵ_c (%)
A	0,3	1,0	21,57	3,2	153,1	156,3	0,16
B	0,5	1,5	21,57	11,9	75,4	87,2	0,14
C	0,5	2,0	21,57	22,6	29,4	52,1	0,12
D	0,3	2,5	21,57	31,3	16,7	47,9	0,11
Deformação de colapso total (%)							0,53

Fonte: A Autora, 2018.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O solo estudado está localizado em Juazeiro do Norte-CE e é constituído, predominantemente, por uma areia média argilo-siltosa. Os dados pluviométricos da cidade mostram a existência de dois períodos bem definidos: chuvoso e seco, os quais influenciam em determinadas propriedades do solo como umidade, sucção e rigidez. Dos estudos que foram realizados, pode-se citar as principais conclusões:

- O solo foi classificado como não dispersivo a moderadamente dispersivo, de acordo com as análises granulométricas de ensaios realizados com e sem defloculante. A natureza pouco dispersiva do solo sugere que o processo de colapso aconteça, principalmente, em razão da perda de resistência dos vínculos entre as partículas devido à redução da sucção, ficando a interação química com o líquido permeante como desencadeador secundário no mecanismo do colapso.
- Os valores de torque obtidos nas sondagens SPT-T foram inferiores para o período chuvoso e não se mostram adequados para identificar a colapsibilidade do solo segundo o critério de Décourt e Quaresma Filho (1994), indicando que este critério não se aplica ao solo da região.
- As curvas características obtidas têm formato típico para solos arenosos. Como o ponto correspondente à entrada de ar não ficou evidente nas curvas obtidas, foi realizado o ajuste por Van Genuchten (1980). A entrada de ar está em torno de 1 kPa para o solo até 3,0 m de profundidade. Os resultados mostraram que, sob condições normais, é pouco provável ocorrer sucção da ordem do valor da entrada de ar em campo. A partir da curva característica foi possível estimar os valores da sucção de campo.
- Ensaios edométricos realizados em amostras naturais mostraram que o solo possui potencial de colapso superior a 9% quando inundado sob tensão vertical de 160 kPa.

- Na análise da colapsibilidade, o solo natural foi classificado como colapsível segundo o critério de Vargas (1978), como condicionalmente colapsível pelo critério de Reginatto e Ferrero (1973) e de problema grave quanto aos danos que pode provocar em uma obra, de acordo com as classificações de Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988).
- Ensaaios edométricos realizados com amostras com diferentes teores de umidade inicial mostraram que as deformações de colapso aumentam com a elevação do grau de saturação, sendo maiores para níveis mais altos de tensão. Esses resultados também mostraram que pequenas variações de umidade podem provocar colapsos significativos ($\epsilon_c > 2\%$). Isso sugere que as precipitações pluviométricas podem gerar o mecanismo de colapso do solo e provocar danos nas edificações nele assentes.
- A partir de uma análise do grau de saturação do solo, realizada com base nos resultados de ensaios edométricos, foi possível determinar os limites críticos de grau de saturação do solo estudado. O grau de saturação crítico superior está em torno de 61% e o grau de saturação crítico inferior entre 15 e 21% para a tensão vertical de 160 kPa.
- Os resultados dos ensaios edométricos realizados com amostras compactadas mostraram que a compactação do solo é uma técnica viável para reduzir as deformações de colapso do solo estudado, com eficiência mínima de 97,8% para tensões elevadas (até 659 kPa). Entretanto, esta solução mostra-se conveniente desde que o grau de compactação seja adequado ($GC > 88\%$) e a deformação de colapso de 2% seja aceitável para a obra. Tal situação reforça a importância do controle na execução de aterros. Aterros compactados no ramo seco da curva de compactação podem fornecer uma estrutura metaestável ao solo, tornando-o colapsível.
- Os ensaios de prova de carga em miniatura, realizados com o Expansocolapsômetro, sugeriram que o solo no período chuvoso não alcançou o

grau de saturação crítico superior, se mostrando adequados como ensaios preliminares às provas de carga em placa.

- Os resultados das provas de carga sobre placa realizadas no período chuvoso, no solo natural e com inundação prévia do solo, corroboraram com os resultados das provas de carga realizadas com o Expansocolapsômetro à medida em que os recalques obtidos na prova de carga com solo pré-inundado foram superiores aos obtidos para o solo natural.
- O recalque obtido na prova de carga sobre placa no período seco foi em torno de 3 mm para a tensão de 320 kPa, o qual corresponde a 2,4% do recalque obtido no período chuvoso para a tensão de 240 kPa (126 mm). Esses resultados reforçam como a resistência e a rigidez do solo reduzem com a redução da sucção.
- A estimativa da capacidade de carga através da extrapolação de Van der Veen mostrou que a tensão admissível para o solo na umidade natural no período chuvoso foi a mesma obtida por correlação com o valor do N_{SPT} para o solo no período seco (160 kPa). Isso indica como as correlações podem ser conservadoras.
- O solo, após o ensaio de placa com inundação da tensão admissível, não alcançou o grau de saturação crítico superior, entretanto, o recalque obtido foi significativo, da ordem de 123 mm. Um recalque desse tipo pode causar danos irreparáveis em uma edificação, entretanto, para o solo estudado, esse grau de saturação só poderá ser atingido em situações específicas, como devido a ruptura de um duto ou vazamento em um reservatório de água.
- A análise da compactação como solução para o solo estudado, realizada por meio da estimativa de recalques, mostrou que é necessário compactar uma camada de 1,3 m abaixo da placa para uma tensão aplicada de 160 kPa. Já a análise através da deformação de colapso mostrou que é preciso compactar toda a profundidade

do bulbo de tensões, sendo necessário, em cada caso, realizar uma análise da viabilidade técnica e econômica da solução.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Realizar provas de carga com inundação em diferentes tensões e com diferentes profundidades de camadas compactadas abaixo da cota da placa, a fim de determinar a menor profundidade compactada que pode reduzir os recalques a limites aceitáveis por norma.
- Realizar provas de carga com inundação em diferentes tensões em algum tipo de fundação mista, por exemplo, sapata estacada.
- Avaliar os efeitos de escala e de profundidade em provas de carga com placas de diferentes diâmetros, com ensaios realizados no período chuvoso e no período seco.
- Avaliar a influência da sucção na curva carga x recalque com medição da sucção de campo.
- Realizar ensaios de laboratório com sucção controlada para obter parâmetros para aplicação em modelagem numérica.
- Realizar modelagem numérica para estimar a distribuição de tensão e recalques para os tipos de fundações mais utilizadas na região.
- Realizar ensaios de colapso utilizando o equipamento triaxial.
- Analisar o emprego de RCD ou resíduo da pedra cariri na estabilização de solos colapsíveis, visto que são abundantes na região.
- Avaliar o custo-benefício do melhor tipo de tratamento para o solo colapsível da região.

REFERÊNCIAS

ABBECHÉ, K.; BAHLOUL, O.; AYADAT, T.; BAHLOUL, A. **Treatment of Collapsible Soils by Salts Using the Double Consolidation Method**. In: GeoShanghai 2010 International Conference, ASCE, Shanghai, 2010. p. 69-78.

AL-JANABI, A. **Hydro-Mechanical Analysis of Unsaturated Collapsible Soils and their Stabilization**. (Dissertação de Mestrado) – University of Babylon, 2014. 184 p.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 1ª Ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1983. 201 p.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, p. 1991. 142.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976. 44 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5681**: Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações. Rio de Janeiro, 2015, 2 p.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91 p

_____. **NBR 6489**. Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 2 p.

_____. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

_____. **NBR 7180:** Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3 p.

_____. **NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

_____. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

_____. **NBR 9604:** Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

_____. **NBR 13602:** Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1996. 5 p.

BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B.; MELO, C. E.; MOREIRA, E. B.
Caracterização de Solos Colapsíveis no Município de Juazeiro do Norte, interior do Ceará. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto de Galinhas-PE, 2012.8 p.

BANDEIRA, A. P. N.; GUILHERME, L. C.; FEITOSA, J. R. L.; BRABOSA, H. T.
Estudo do comportamento de um solo não saturado em Juazeiro do Norte-CE. In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, Fortaleza, 2015a. 4p.

BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B.; MELO, C. E. Avaliação do colapso de solos não saturados para dimensionamento de fundações superficiais. **Fundações e Obras Geotécnicas**, Editora Rudders, v. 53, São Paulo – SP, 2015b. p. 50-56.

BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B.; ROLIM, J. I. D. **Recalque por Colapso do Solo e suas Manifestações Patológicas.** In: XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas. XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation, vol. 1, Crato-CE, 2017. 18 p.

BANDEIRA, A. P.; SOUZA NETO, J. B.; GUILHERME, L. C.; CHAVES, A. M. M.; LIMA, D. R. **Estudo de solos colapsíveis e expansivos nas regiões do Cariri e do Vale do São Francisco.** Relatório do Projeto CNPq Universal. 2017.

BARBOSA, H. T.; GUILHERME, L. C.; BANDEIRA, A. P. N. **Análise da colapsibilidade do solo de um trecho do Projeto Cinturão das Águas do Ceará.** In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,

Belo Horizonte, 2016. 8 p.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, Amsterdam, v.7, n.1, 1973. p. 49-60.

BATISTA, W. F. B.; BANDEIRA, A. P. N. **Estudo do potencial de colapso do solo de fundação do campus da UFC/Cariri**. In: Encontros Universitários UFC, Juazeiro do Norte, 2012. 5 p.

BORMA, L. S.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; LUIZ, G. C. **Interação solo-planta-atmosfera e o papel dos solos não saturados**. In: Carvalho, J. C.; Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Org.). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. 1 ed. Brasília: ABMS, 2015. p. 327-365.

CASTRO, B. P. F. **Estudo de um solo colapsível e sua consideração na capacidade de carga de fundações profundas**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011. 161 p.

CASTRO, B. P. F.; COUTINHO, R. Q.; DOURADO, K. C. A. **Caracterização geotécnica de um solo colapsível e capacidade de carga de fundações profundas**. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas - PE, 2012. 8 p.

CHAGAS, G. S. **Estudo experimental do comportamento mecânico de estrato silto-argiloso (massapê) para fundações superficiais**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014. 111 p.

CHAVES, A. M. M. **Determinação da capacidade de carga do solo por meio de prova de carga em miniatura**. (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte, 2018. 62 p.

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

CINTRA, J. C. A. **Aplicações da mecânica dos solos não - saturados - Fundações em solos colapsíveis**. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, vol. 2, São Carlos, 2004. p. 575-593.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2011. 140 p.

CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107, n.GT3, 1981. p. 305-317.

COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J. B.; DOURADO, K. C. A. **General report: characterization of non-textbook geomaterials**. Proceedings ISC'2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca e Mayne eds. Vol. 2, Porto, Portugal, 2004a. p. 1233-1266.

COUTINHO, R. Q.; DOURADO, K. C. A.; SOUZA NETO, J.B. **Evaluation of the Collapsibility of a Sand by Ménard Pressuremeter**. Proceedings ISC'2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne eds. Vol. 2, Porto, Portugal, 2004b, p. 1267-1273.

COUTINHO, R. Q.; CASTRO, B. P. F.; DOURADO, K. C. A. **Identificação, caracterização e classificação de um solo colapsível do município de Eunápolis – BA**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado - RS, 2010a. 8 p.

COUTINHO, R. Q.; CASTRO, B. P. F.; DOURADO, K. C. A. **Análise de fundação profunda em solo colapsível da Penitenciária Regional de Eunápolis - BA**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado - RS, 2010b. 8 p.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Programa de recenseamento de fontes de abastecimento por água subterrânea no estado do Ceará** - Diagnóstico do município de Juazeiro do Norte. Fortaleza – CE, 1998. 14 p.

CRUZ, P. T.; FERREIRA, R. C.; PERES, J. E. E. **Análise de alguns fatores que afetam a colapsividade dos solos porosos**. X CONBRASEF, vol. 4, Foz do Iguaçu, 1994. p. 1127-1134.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução Noveritis do Brasil. 6ª Ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 562 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R. **Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends**. In: XIII IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Nova Deli, Índia, Vol. 1, 1994. p. 143-146.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. **Microscopia Eletrônica de Varredura**: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2007. 60 p.

DELAGE, P. Geotechnical problems due to the collapse of unsaturated soils: the case of loess from northern France. **Journal of Applied Engineering Science & Technology**, vol. 1, 2014. p.17-22.

DOURADO, K. C. A. **Utilização do Pressiômetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível**. (Tese de Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005. 203 p.

DUDLEY, J.H. Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v.96, n.SM3, 1970. p. 925-947.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação**. (Tese de Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ, 1995. 379 p.

FERREIRA, S. R. M. **Microestrutura de solos colapsíveis e técnicas de melhoramento**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 1, Gramado, 2010. p. 1-8.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P.; AMORIM, S. F.; LACERDA, W. A. **Comportamento de Variação de Volume em Solo Colapsível da Cidade de Palmas - Tocantins**. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 2, São Paulo, 2002. p. 595-603.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. **Revista Solos e Rochas**, v.16, n.4, 1993. p. 245-253.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. **Volume change measurements in collapsible soil by laboratory and field test**. In: First International Conference on Unsaturated Soils, Paris, v.2, 1995. p. 847-854.

FERREIRA, S. R. M.; FERREIRA, M. G. V. X. **Mudanças de volume devido à variação do teor de água em um vertissolo no semiárido de Pernambuco**. Revista Brasileira de Ciência do Solo. Viçosa, MG. 2009.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John-Wiley and Sons, New York, 1993. 489 p.

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

FREDLUND, D. G.; SHENG, D.; ZHAO, J. Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 2011, p. 186 -198.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. Nova Jersey: John Wiley & Sons, 2012. 926 p.

FREITAS, M. C. **Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016. 201 p.

FUNCEME – Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos: banco de dados. Disponível em < <http://funceme.br/index.php/areas>>. Acesso em 25 abr. 2018.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997. 255 p.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S; SILVA FILHO, F. C.; CONCIANI, W. **Influência da sucção no comportamento de fundações superficiais assentes em solos não-saturados**. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, 2001. p. 434-450.

GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. **A curva de retenção de água de materiais porosos**. In: Carvalho, J. C.; Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Org.). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. 1 ed. Brasília: ABMS, 2015. p. 205-229.

GONÇALVES, D. R. L. **Estudo do comportamento de uma estaca em solo colapsível**. (Trabalho de Conclusão de Curso) - Universidade Federal do Cariri. Juazeiro do Norte, 2017. 51 p.

GONÇALVES, L. F.; BANDEIRA, A. P. N. **Estudo geotécnico do subsolo da Escola Profissionalizante de Juazeiro do Norte - CE.** In: V Encontro Universitário da UFC no Cariri, Juazeiro do Norte-CE, 2013. 5 p.

GUILHERME, L. C.; BANDEIRA, A. P. N.; BARBOSA, H. T.; CHAVES, A. M. M. **Avaliação do potencial de colapso de um solo do município de Barbalha-CE.** In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte, 2016. 6 p.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná.** (Tese de Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. 311 p.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; SPADOLA, D. J. Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 114, nº 1, ASCE, 1988. p. 40-58.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; ZAPATA, C. E.; LAWRENCE, C. Geotechnical engineering practice for collapsible soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, vol 19, nº 3, 2001. p. 333-355.

HOUSTON, S. L., MAHMOUD, H. H. H; HOUSTON, W.N. Down-Hole Collapse Test System. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol.121, nº 4, ASCE, 1995. p. 341-349.

IPECE - Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará. (2018). **Perfil básico municipal 2017: Juazeiro do Norte.** Disponível em <http://www.ipece.ce.gov.br/perfil_basico_municipal/2017/Juazeiro_do_Norte.pdf> Acesso em: 20 de abr. 2018.

JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. **The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting.** In: IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1957. p. 316-319.

JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure.** In: VI Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975. p. 99-105.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de suelos parcialmente saturados.** (Tese de doutorado) – Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 1990. 346 p.

KRATZ de OLIVEIRA, L.A.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y.Y. Uso do Ensaio Pressiométrico para Prever o Potencial de Colapso de Solos. **Revista Solos e Rochas**, vol. 22, nº 3, São Paulo, 1999. p. 143-148.

LANDIM, I. C. **Análise do potencial de colapso do campo experimental da UFCA através de prova de carga em placa e do ensaio edométrico simples.** (Trabalho de Conclusão de Curso) - Universidade Federal do Cariri. Juazeiro do Norte, 2017. 62 p.

LIMA G. G.; RIBEIRO, S. C. Geomorfologia e paisagem do município de Juazeiro do Norte/CE: Relações entre a natureza semi-árida e os impactos antrópicos. **Geonorte**, Ed. Especial, V.2, N.4, 2012. p. 520-530.

LÔBO NETO, J. B. **Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra.** (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2013. 168 p.

LOLLO, J. A.; RODRIGUES, R. A.; ELIS, V. R.; PRADO, R. **Use of electrical resistivity to identify collapsible soils in Brazil.** Bulletin of Engineering Geology and the Environmental, v. 70, n. 2, Amsterdam, 2011. p. 299-307.

LOURO, C. F.; SOARES, F. T.; RIBEIRO, K. F. A; RIBEIRO JUNIOR, I. **Utilização de Expansocolapsômetro na Determinação do Colapso no solo de Rondonópolis – MT.** In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016. 9 p.

LUTENEGGER, A. J. e SABER, R. T. Determination of collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.11, n.3, 1988. p. 173-178.

MACHADO, S. L. **Aplicações de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados.** (Tese de Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. 362 p.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N. **Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção.** In: Carvalho, J. C.; Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Org.). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. 1 ed. Brasília: ABMS, 2015. p. 231-256.

MELO, C. E.; BANDEIRA, A. P. N. **Estudo do colapso dos solos para dimensionamento de fundações superficiais**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XVII COBRAMSEG, Goiânia-GO, 2014. 6 p.

MEDONÇA NETO, H. C. **Análise da variação de volume devido à inundação de um solo colapsível utilizado em um canal de irrigação**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011. 117 p.

MITCHELL, J. K.; COUTINHO, R. Q. **Special Lecture: Occurrence, Geotechnical Properties of Some Soils of America**. IX P.C.S.M.F.E. Viña Del Mar, Chile. Sociedade Chilena de Geotecnia, vol. IV, 1991. p. 1651-1741.

MOTTA, E. Q. **Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e à interação solo-líquido contaminante**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2006. 114 p.

NASCIMENTO FILHO, V. F. **Técnicas nucleares de fluorescência de raios X por dispersão de energia (ED-XRF) e por reflexão total (TXRF)**. Departamento de Ciências Exatas/ESALQ, USP, 1999. 63 p.

PINHEIRO, V. F.; ALVES, C. L. B.; LIMA JÚNIOR, F. O.; RODRIGUES, A. S. **Para pensar o desenvolvimento da RM Cariri**. 1ª edição, vol. 1. São Paulo: Blucher, 2017. 224 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos com exercícios resolvidos em 16 aulas**. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

REGINATTO, A.R.; FERRERO. **Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry**. In: VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Moscou, 1973. p. 177-183.

REZNIK, Y. M. Discursion of Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASCE, Vol. 12, nº 3, 1989. p. 248-249.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. (Tese de Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 262 p.

RODRIGUES, R. A.; MOLINA JÚNIOR, V. E.; LOLLO, J. A. Influência dos constituintes do esgoto no colapso de um solo arenoso. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, vol. 15, 2010. p. 29-36.

ROLIM, J. I. D.; BANDEIRA, A. P. N. **Estudo de um solo colapsível no município do Crato-CE**. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016.

SAAB, A. L. **Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado**. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2016. 106 p.

SILVA FILHO, F. C.; MOURA, A. S.; FUTAI, M. M. **Uma solução para fundações em solos colapsíveis no Campus da UFC no Cariri**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010. 5 p.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. (Tese de Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ, 2004. 432 p.

SOUZA NETO, J. B.; MARTINS, P. A.; PEREZ, E. N. P. **Avaliação da Colapsibilidade do Solo de um Trecho do Projeto de Integração do Rio São Francisco por meio de Ensaios de Laboratório e de Campo**. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas, 2012. 8 p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: Waldemar Hachich, Frederico F. Falconi, José Luiz Saes, Régis G. Q. Frota, Celso S. Carvalho e Sussumu Niyama (Ed.). *Fundações: teoria e prática*, 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-264.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. Ed. New York. John Wiley & Sons, 1967.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. vol. 2, Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. 450 p.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile**. In: III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Zurich. p. 125-151.

VAN GENUCHTEN, M. TH. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, Vol. 44, 1980. p. 892-898.

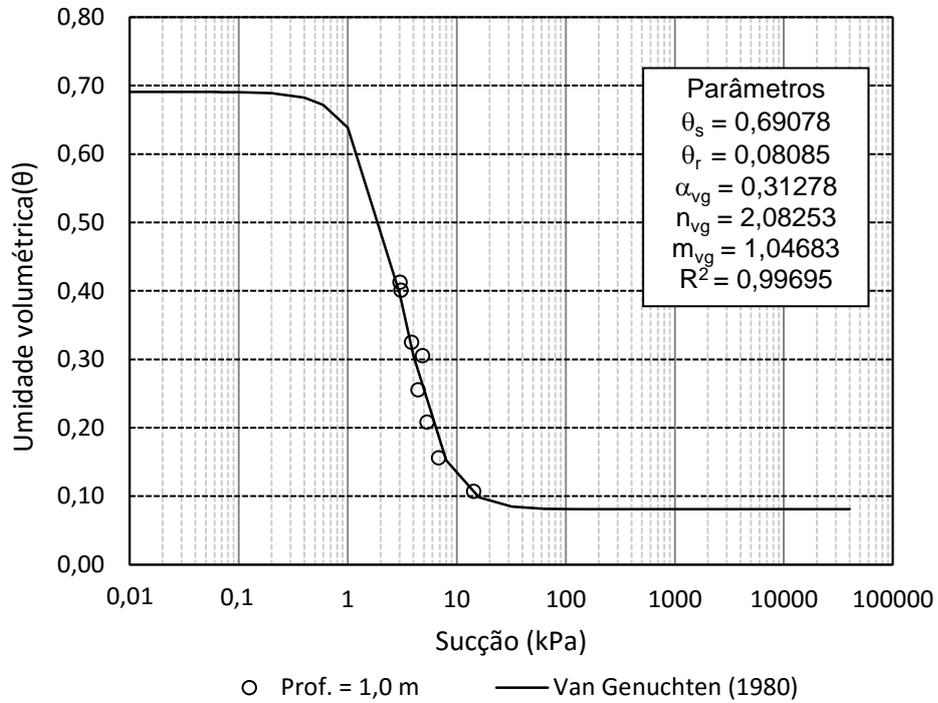
VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGRAW -HILL do Brasil, Vol.1, 1978. 509 p.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: Win- Terkorn, H. F e Fang, H. Y. (Ed.). **Foundation Engineering Handbook**. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 121-145.

WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C.; CARVALHO, P. A. S. **Collapsible soil foundation of Canals in Central Brazil**. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Estocolmo, v.1, 1981. p. 277-280.

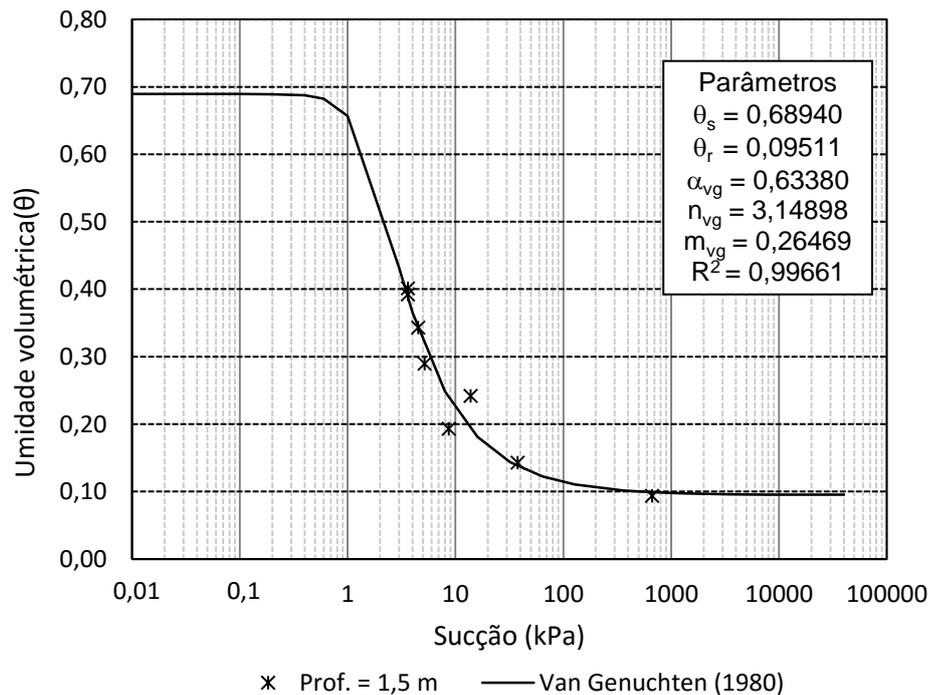
APÊNDICE A – CURVAS CARACTERÍSTICAS

Figura A1 – Curva característica ajustada segundo a equação de Van Genuchten (1980) – Profundidade: 1,0 m.



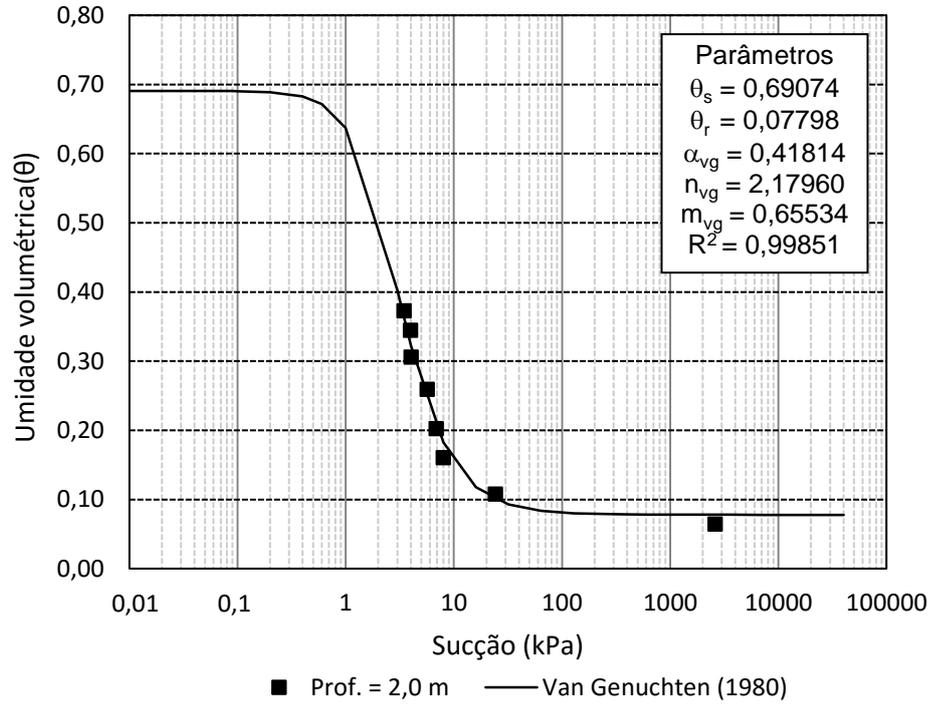
Fonte: A Autora, 2018.

Figura A2 – Curva característica ajustada segundo a equação de Van Genuchten (1980) – Profundidade: 1,5 m.



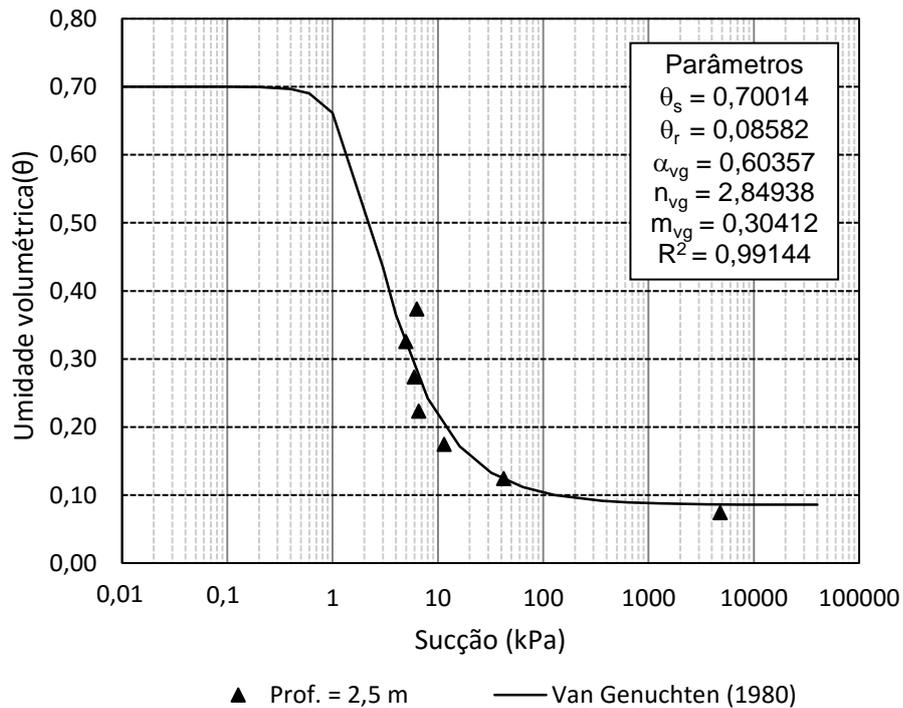
Fonte: A Autora, 2018.

Figura A3 – Curva característica ajustada segundo a equação de Van Genuchten (1980) – Profundidade: 2,0 m.



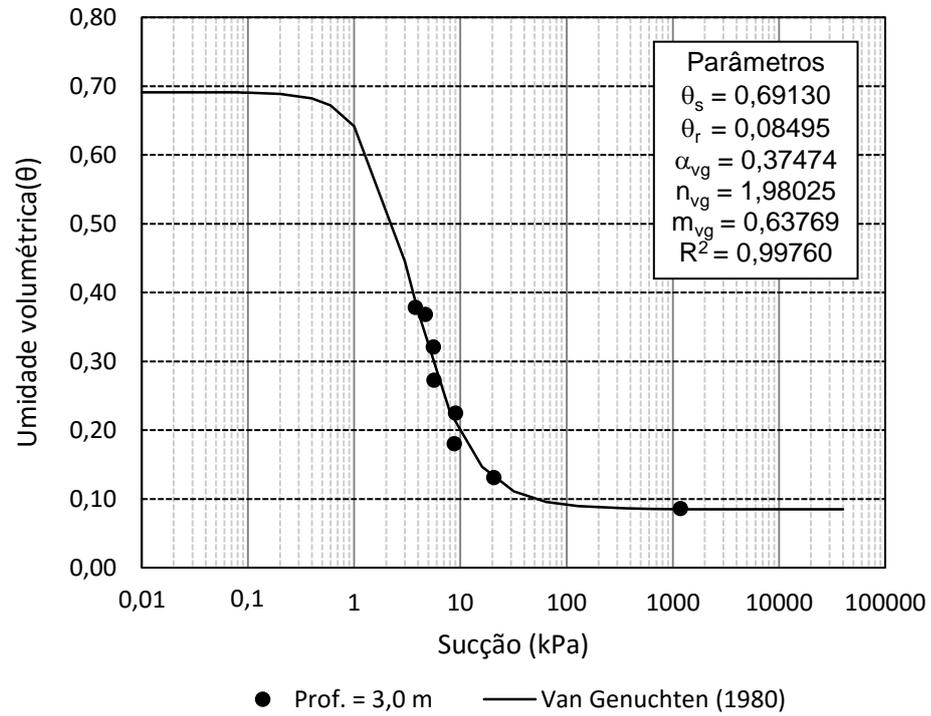
Fonte: A Autora, 2018.

Figura A4 – Curva característica ajustada segundo a equação de Van Genuchten (1980) – Profundidade: 2,5 m.



Fonte: A Autora, 2018.

Figura A5 – Curva característica ajustada segundo a equação de Van Genuchten (1980) – Profundidade: 3,0 m.



Fonte: A Autora, 2018.