



Universidade Estadual Paulista  
"Júlio de Mesquita Filho"  
Programa Interunidades



Mestrado

---

## Engenharia Civil e Ambiental

ANA PATRÍCIA ARANHA DE CASTRO

**INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COLAPSO DE UM SOLO ARENOSO**



Bauru – São Paulo  
Novembro de 2016



**Universidade Estadual Paulista**  
**“Júlio de Mesquita Filho”**  
*Programa de Pós-Graduação Interunidades*



MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ANA PATRÍCIA ARANHA DE CASTRO

**INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COLAPSO DE UM SOLO ARENOSO**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, na área de concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues.

Bauru – São Paulo

Novembro de 2016

Castro, Ana Patrícia Aranha de.

Influência da compactação no colapso de um solo arenoso / Ana Patrícia Aranha de Castro, 2016  
116 f.

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

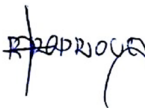
Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2016

1. Solo colapsível. 2. Compactação. 3. Potencial de colapso. 4. Sucção. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

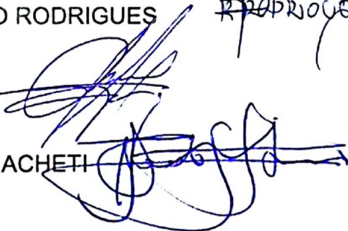
**ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE ANA PATRICIA ARANHA DE CASTRO, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA.**

Aos 09 dias do mês de setembro do ano de 2016, às 14:00 horas, no(a) Anfiteatro do DTI, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Prof. Dr. ADRIANO SOUZA do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de ANA PATRICIA ARANHA DE CASTRO, intitulada **INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COLAPSO DE UM SOLO ARENOSO**. Após a exposição, a discente foi arguida oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: aprovada \_\_\_\_\_. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES



Prof. Dr. ADRIANO SOUZA



Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

## **DEDICATÓRIA**

À minha mãe, Marilene.

Ao meu irmão, Aldo.

Ao Leonardo.

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por me conceder saúde e disposição para vencer os desafios do dia a dia e buscar meus objetivos.

À minha família, por apoiar minhas decisões e pelo incentivo à busca incessante do conhecimento.

Ao professor Roger Augusto Rodrigues, orientador, por sua dedicação em meu aprendizado e à minha formação profissional, por mostrar que a busca por conhecimento é sempre a melhor escolha.

Ao colega Fábio Visnadi Prado Soares, pelo auxílio na realização dos ensaios.

Aos professores Paulo César Lodi e Anna Silvia Palcheco Peixoto por me mostrarem que sempre é tempo para recomeço.

Aos demais professores da FEB/UNESP, por contribuírem na minha formação e me mostrarem que antes do profissional há o ser humano.

Ao técnico Gustavo Pinheiro, do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/UNESP, por sua paciência e presteza no auxílio à realização dos ensaios.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo apoio fornecido, na forma de financiamento à pesquisa e bolsa de mestrado, o qual possibilitou a realização dessa pesquisa.

A todos que participaram, direta ou indiretamente, da minha formação.

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”

*Madre Teresa de Calcutá*

## RESUMO

A compactação dos solos é uma atividade fundamental nas obras geotécnicas e sua correta execução é capaz de promover melhorias significativas no comportamento do solo. Desse modo, o conhecimento acerca do solo e o controle dos métodos de execução são indispensáveis para o bom desempenho de uma obra. A variação da umidade do solo e, conseqüentemente, da sucção em campo influencia diretamente no seu comportamento quando submetido ou não a sobrecargas. O controle da compactação em campo representa a alternativa mais viável para melhoria de solos colapsíveis. Solos de aterros mal compactados podem apresentar comportamento colapsível quando inundados. Nesse contexto, esta pesquisa trata de um estudo acerca da compactação como método de melhoria de um solo colapsível arenoso proveniente da região de Bauru-SP. Ensaios de caracterização, de compactação Proctor Normal, assim como ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção compõem o programa experimental dessa pesquisa. A partir dos resultados obtidos, constatou-se que as deformações por colapso aumentam com a redução do grau de compactação do solo. A umidade inicial do solo antes da inundação também influencia a magnitude do colapso. Solos com baixas umidades iniciais apresentam maior colapso ao serem umedecidos. Para o solo estudado, deformações por colapso são pequenas e praticamente desprezíveis para solos compactados com grau de compactação mínimo de 90%. Ensaios realizados com amostras compactadas nas mesmas condições de compacidade do solo natural no campo demonstraram que a deformabilidade do solo é afetada por sua baixa densidade e que a magnitude dos colapsos podem ser superiores àquelas obtidas para o mesmo solo em condição natural. No trabalho, uma representação mais prática da relação dos potenciais de colapso com a curva de compactação do solo é proposta. Assim, verificou-se que a compactação deve ser realizada com um controle suficientemente capaz de reduzir os problemas advindos da colapsibilidade dos solos.

Palavras-chave: solo colapsível, compactação, potencial de colapso, sucção.



## ABSTRACT

Soil compaction is an essential activity in geotechnical works and its proper execution is able to promote significant improvements in soil behavior. Thus, the knowledge of the soil and the control of implementation methods are indispensable for the good performance in work. Variation of soil moisture and, consequently, in soil suction field directly influences their behavior when submitted or not to overloads. The compaction field control is the most viable alternative for improving collapsible soils. Poorly compacted landfill soils can have collapsible behavior when flooded. In this sense, this research is a study of compaction as improvement method for a sandy collapsible soil from the region of Bauru-SP. Characterization tests, Proctor Normal compaction, as well as conventional oedometric tests and controlled suction oedometric tests are part of the research experimental program. From the results obtained, it was found that the collapse settlements increase with lower degree of compaction. The initial soil moisture before the flood also influences the magnitude of soil collapse. Soils with low initial moisture content have greater collapse when they are wet. For the studied soil, collapse settlements are small and almost negligible for soil with degree of compacted of 90%. Tests performed on samples compacted under the same conditions of natural soil compactness demonstrated that the soil deformability is affected by its low density and the collapse can be higher than the ones obtained in the same soil in natural condition. At this work, a more practical representation of the relationship of collapse potential with soil compaction curve is proposed. Thus, it was found that compaction can sufficiently reduce the problems arising from soil collapsibility with some control in process.

Keywords: collapsible soil, compaction, collapse potential, suction.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema que ilustra a definição das sucções matricial, osmótica e total. ....	9
Figura 2 - Variação da pressão na água em um perfil de solo.....	11
Figura 3 – Elementos da curva de retenção de água de um solo adaptado de Fredlund et al.,1994.....	14
Figura 4 - Curva deformação volumétrica específica <i>versus</i> tensão vertical de ensaios edométricos duplos. ....	21
Figura 5 – Curva índice de vazios “versus” tensão vertical de ensaios edométricos simples..	22
Figura 6 – Câmara edométrica adaptada para ensaio com controle de sucção. ....	24
Figura 7 – (a) Trajetórias de tensões de carregamento e umedecimento ( <i>loading e collapse</i> ) no plano ( <i>p,s</i> ) e (b) Variação volumétrica irreversível de um arranjo estrutural colapsível como resposta ao carregamento e ao umedecimento do solo. ....	25
Figura 8 – Ciclos de umedecimento e secagem no plano ( <i>p,s</i> ) e mudança de volume do solo (contração/expansão) por variação da sucção. ....	25
Figura 9 – Acoplamento entre as curvas <i>LC</i> e <i>SI</i> e definição da região elástica do solo.....	26
Figura 10 - Ensaio com amostras indeformada e compactadas.....	28
Figura 11 – Porcentagem de colapso em relação ao tempo de ensaio. ....	31
Figura 12 – Porcentagem de colapso para diferentes valores de densidade seca inicial e umidades.....	32
Figura 13 - Localização da cidade de Bauru. ....	34
Figura 14 – Base e espessura do Aquífero Bauru.....	35
Figura 15 – Classificação climática de Koeppen do Estado de São Paulo. ....	36
Figura 16 – Divisão Geomorfológica do estado de São Paulo.....	37
Figura 17 – Relevo do Estado de São Paulo. ....	38
Figura 18 – Mapa geológico da região de Bauru.....	39
Figura 19 – Perfis de umidade do solo.....	40
Figura 20 - Curva de retenção de água no solo obtida sob trajetória de secagem (linha contínua) e sob trajetória de umedecimento (linha pontilhada) a 1 m de profundidade.....	41
Figura 21 - Monitoramento da sucção no campo a 1,0 m de profundidade com medidas de precipitação.....	42
Figura 22 - Coleta de amostras de solo do Campo Experimental da UNESP em Bauru.....	43
Figura 23 - Esquema da realização dos ensaios desse trabalho.....	44

Figura 24 – Curva de compactação com os pontos de ensaio definidos.....	46
Figura 25 – Aspecto da prensa utilizada na moldagem dos corpos de prova e início de ensaio. .....	47
Figura 26 – Moldagem dos corpos de prova compactados. ....	48
Figura 27 – Aspecto do corpo de prova no processo de saturação.....	51
Figura 28 – Montagem do edômetro convencional. ....	52
Figura 29 – Edômetro convencional instalado sobre a prensa .....	52
Figura 30 – Edômetro desmontado com designação de seus dutos.....	54
Figura 31 – Montagem do edômetro com controle de sucção.....	56
Figura 32 – Edômetro com controle de sucção instalado em prensa.....	56
Figura 33 – Prensas edométricas existentes no laboratório.....	58
Figura 34 – Prensas edométricas existentes no laboratório e painel de controle de ar comprimido.....	59
Figura 35 – Edômetro desmontado após ensaio e detalhe do corpo de prova já deformado ao final do ensaio.....	60
Figura 36 – Curvas granulométricas obtidas nos ensaios de caracterização do solo.....	62
Figura 37 – Curva de compactação na energia Proctor Normal.....	63
Figura 38 – Curva de compressão edométrica $e$ versus $\log \sigma$ para umidade de 4,5%, 6,5%, 8,5%, 10,6% e para amostras secas ao ar.....	64
Figura 39 - Curva de compressão edométrica $\varepsilon_v$ versus $\log \sigma$ para umidade de 4,5%, 6,5%, 8,5%, 10,6% e para amostras secas ao ar.....	69
Figura 40 – Curva $GC$ versus $PC$ para os quatro valores de umidade definidos e com limites de classificação. ....	71
Figura 41 - Curva $w$ versus $PC$ para os graus de compactação definidos e com limites de classificação.....	72
Figura 42 – Isolinhas de potencial de colapso apresentadas na curva de compactação Proctor Normal.....	73
Figura 43 - Curva de compressão edométrica $e$ versus $\log \sigma - u_a$ para a amostra indeformada. 75	
Figura 44 - Curva de compressão edométrica $e$ versus $\log \sigma - u_a$ para a amostra compactada. . 75	
Figura 45 – Variação da tensão de pré-adensamento do solo com a sucção (curvas $LC$ ).....	77
Figura 46 - Variação do índice de compressão do solo com a sucção.....	78
Figura 47 – Comparativo das curvas de compressão edométrica para ambas as amostras para as sucções de 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. ....	79

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de colapsibilidade por Jennings e Knight (1975).....	23
Tabela 2 – Classificação de colapsibilidade por Lutenegger e Saber (1988).....	23
Tabela 3 – Caracterização, compactação e índices físicos do solo natural a 1,5 m de profundidade.....	61
Tabela 4 – Potenciais de colapso obtidos para cada ensaio. ....	68
Tabela 5 – Parâmetros obtidos para amostras indeformadas e compactadas.....	76

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $q_c$ : resistência de ponta do ensaio CPT (Cone Penetration Test)
- $\Theta_s$ : umidade volumétrica inicial
- $\Theta_r$ : umidade volumétrica residual
- $C$ : coeficiente de colapsibilidade
- $\sigma_{vp0}$ : tensão de pré-adensamento do solo inundado
- $\sigma_{vpn}$ : tensão de pré-adensamento do solo na umidade de campo
- $\sigma_{v0}$ : tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo
- $PC$ : potencial de colapso
- $\Delta e$ : variação do índice de vazios devido ao colapso
- $e_i$ : índice vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação
- $e_0$ : índice vazios inicial
- $u_a$ : pressão no ar
- $u_w$ : pressão na água
- $s$ : sucção matricial
- $p_0^*$ : tensão média de cedência do solo saturado
- $p_0$ : tensão média de cedência do solo para um certo de valor de sucção
- $M$ : é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (LEC)
- $SI$ : suction increase
- $GC$ : grau de compactação
- $w_L$ : limite de liquidez
- $w_P$ : limite de plasticidade
- $\rho_{dmax}$ : massa específica seca máxima
- $w_{opt}$ : umidade ótima
- $\rho$ : massa específica natural
- $\rho_d$ : massa específica seca
- $w$ : umidade do solo
- $e$ : índice de vazios
- $n$ : porosidade
- $S_r$ : grau de saturação
- $\rho_s$ : massa específica dos sólidos
- $\epsilon_v$ : deformação volumétrica específica

$\Delta H$ : variação de altura do corpo de prova

$H_0$ : altura inicial do corpo de prova

$\sigma_{(s)}$ : tensão de pré-adensamento

$w_i$ : umidade no momento da inundação

$w_{comp}$ : umidade de compactação

$\sigma_i$ : tensão de inundação

$C_c$ : índice de compressão

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2 OBJETIVO .....</b>	<b>3</b>
2.1 Objetivo Geral.....	3
2.2 Objetivo Específico.....	3
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
3.1 Aterros.....	4
3.2 Solos não saturados.....	6
3.2.1 Conceito energético da água no solo: potenciais.....	7
3.2.2 Sucção ocorrente no solo .....	8
3.2.3 Aspectos básicos dos solos não saturados.....	10
3.2.4 Técnicas para medição da sucção em campo e em laboratório .....	12
3.3 Curva de retenção de água no solo .....	13
3.3.1 Aspectos gerais .....	13
3.3.2 Técnicas laboratoriais .....	14
3.4 Solos colapsíveis.....	16
3.4.1 Alternativas para melhoria do solo quanto à colapso .....	19
3.5 Ensaio edométrico.....	20
3.5.1 Ensaio edométrico simples e duplo .....	20
3.5.2 Ensaio edométrico com controle de sucção .....	23
3.6 Trajetória de tensão em simulação de solos colapsíveis .....	24
3.7 Solo Compactado.....	27

<b>4</b>	<b>ÁREA DE ESTUDO</b>	<b>34</b>
4.1	Localização e Climatologia	34
4.2	Aspectos Geológico-Geotécnicos	37
4.3	Aspectos do Solo Estudado	40
<b>5</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>43</b>
5.1	Amostragem do Solo	43
5.2	Caracterização e Compactação do Solo	43
5.3	Ensaio Edométricos	44
5.3.1	Primeira Etapa: Ensaio Edométrico Convencional Simples com Colapso	45
5.3.2	Segunda Etapa: Ensaio Edométrico Duplo com Controle de Sucção	49
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES</b>	<b>61</b>
6.1	Caracterização Física, Limites de Atterberg e Compactação Proctor Normal	61
6.2	Ensaio Edométricos Realizados	64
6.2.1	Primeira Etapa: Ensaio Edométrico Convencional Simples com Colapso	64
6.2.2	Segunda Etapa: Ensaio Edométrico Duplo com Controle de Sucção	74
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA</b>	<b>81</b>
7.1	Conclusões	81
7.2	Sugestões para continuidade da pesquisa	82
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>83</b>



## 1 INTRODUÇÃO

O conhecimento do comportamento do solo é determinante em projetos geotécnicos e na resolução de problemas comuns na prática de engenharia (MEDERO, 2005). Entretanto, é comum se observar negligência na execução de obras geotécnicas, em especial as que envolvem controle de compactação de campo. A falta de ensaios laboratoriais e de campo, e o controle ineficiente no momento da compactação leva a formação de solos com elevada porosidade que, quando submetidos às variações climáticas, chuvas intensas e períodos de seca, sofrem significativa deformação.

No âmbito da engenharia geotécnica, embora haja muitas informações, há, ainda, algumas lacunas a serem investigadas em relação aos solos não saturados, solos estes muito comuns em países de clima tropical, o que leva a necessidade de incorporação de novos resultados, de modo a compreender o comportamento de um solo comum a cada região de estudo, resultados esses que possam ser reproduzidos e confiáveis. A formação desse banco de dados de ensaios resultaria em uma maior agilidade no estudo do comportamento do solo, verificando possíveis riscos de deformações volumétricas significativas que afetem direta ou indiretamente as obras.

Como destaque para o estudo, a ocorrência de solos não saturados em todo o país faz a pesquisa se voltar para essa área da Geotecnia ainda pouco compreendida. Os solos não saturados, como um todo, em todas as suas possíveis composições mineralógicas, compreendem todo solo cujo grau de saturação seja inferior a 100%. Essa configuração gera pressões no solo, sucção, cujo valor influi diretamente na tensão e, portanto, na sua resistência e compressibilidade. A sucção, em particular a sucção matricial decorrente da interação sólidos-ar-água, é a principal variável influenciadora do comportamento do solo não saturado.

O solo seco, cujo valor de sucção tende a ser elevado, apresenta rigidez superior à de um solo com valor de sucção inferior. Em contrapartida, quando esse solo seco com determinada estrutura porosa é inundado, a tendência é que as deformações volumétricas sofridas sejam maiores, visto haver expressiva redução no índice de vazios. Quando essas deformações são excessivas, com ou sem acréscimo de sobrecarga, diz-se que o solo apresenta comportamento colapsível.

Os solos colapsíveis apresentam características comuns como elevada porosidade e baixo grau de saturação (DUDLEY, 1970). O comportamento colapsível pode ser identificado

por meio de ensaios laboratoriais, como o ensaio edométrico simples e duplo ou ainda por meio de ensaios com controle de sucção que permitem a definição do potencial de colapso para o solo em questão.

Vargas (1951), Jennings e Knight (1975) e Lutenegeger e Saber (1988) dentre outros, por meio dos ensaios edométricos realizados com solos de suas respectivas regiões, propõem limites para a categorização do solo colapsível com valores classificatórios quanto à medida do colapso, imprescindíveis para análise e minimização dos impactos negativos que podem causar em obras devido aos recalques.

Esse trabalho trata do estudo da colapsibilidade de um solo arenoso por meio de ensaios edométricos em amostras naturais e compactadas e está dividido em duas fases. Na primeira fase, uma série de ensaios edométricos simples, isto é, com inundação em um estágio de carga previamente definido, foi realizada para diferentes pares de grau de compactação e umidade de moldagem. A finalidade desta primeira fase foi avaliar a influência da compactação como método de melhoria do solo em relação ao colapso, possibilitando a definição de uma zona no plano (Grau de compactação *versus* Teor de umidade) da curva de compactação Proctor Normal na qual a deformação por colapso é mínima ou inexistente.

Na segunda fase, a finalidade foi verificar o efeito da compactação do solo com baixa densidade no colapso, simulando uma condição prática de execução no campo em que não há o controle adequado de compactação do solo. Nessa fase ensaios edométricos com sucção controlada foram realizados com amostras naturais (indeformadas) e com amostras compactadas nas mesmas condições de compacidade do solo natural.

## 2 OBJETIVO

### 2.1 Objetivo Geral

O objetivo da primeira fase foi avaliar a influência da compactação como método de melhoria do solo em relação ao colapso, possibilitando a definição de uma zona no plano (Grau de compactação *versus* Teor de umidade) da curva de compactação Proctor Normal na qual a deformação por colapso é mínima ou inexistente.

Na segunda fase, o objetivo foi verificar o efeito da compactação do solo com baixa densidade no colapso, simulando uma condição prática de execução no campo em que não há o controle adequado de compactação do solo. Nessa fase ensaios edométricos com sucção controlada foram realizados com amostras naturais (indeformadas) e com amostras compactadas nas mesmas condições de compactação do solo natural.

### 2.2 Objetivo Específico

- Realização de ensaios edométricos simples com inundação para diferentes pares (Grau de compactação e Teor de umidade de compactação);
- Definição de zonas de magnitude de colapso em relação à Curva de Compactação Proctor Normal;
- Realização de ensaios edométricos duplos com controle de sucção.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica desse trabalho consta dos conceitos envolvendo solos de aterros, não saturados, colapsíveis e dos ensaios para determinação de seus parâmetros.

#### 3.1 Aterros

A compactação é uma atividade de fundamental relevância nas obras de engenharia, de modo a possibilitar a execução de um projeto construtivo, quer seja uma edificação, uma obra rodoviária ou ferroviária, uma obra de arte, um aterro sanitário, ou porto de carga e descarga etc. Desse modo, é indispensável o conhecimento acerca do solo e o controle dos métodos de execução de uma obra em solo, em especial quando se trata da execução de compactação em campo. Esse controle das variáveis encontradas no momento da execução visa garantir a segurança da obra bem como a viabilidade técnico-econômica do projeto.

Estudos do efeito da compactação já são realizados há muito tempo, e levam a conclusão que a compactação aumenta a tensão horizontal exercida pelo solo e, portanto, geram um solo mais resistente (TERZAGHI, 1934).

Davies e Stephens (1956) estudaram o efeito da energia aplicada no momento da compactação sobre um solo não coesivo inserido em uma caixa cúbica. O resultado foi um incremento das tensões atuantes nas paredes da caixa, principalmente na direção do topo. Estudos da compactação do solo com compactadores vibratórios, por meio de análises das variáveis, como tamanho e massa dos rolos, velocidade de execução, frequência e número de passadas, altura da camada compactada, tamanho das partículas de solo e umidade foram realizados por D'Appolonia et al. (1969).

Entretanto, é comum ser observado em obras de engenharia a negligência na execução da compactação. A falta de ensaios laboratoriais para determinação da umidade ótima e do máximo peso específico seco do solo a ser compactado, e dos ensaios de campo para controle do grau de compactação, bem como o não atendimento às espessuras máximas das camadas de solo a serem compactadas, são as principais causas das rupturas e recalques excessivos em aterros. Entende-se por aterro, portanto, qualquer maciço de solo que tenha sido compactado. As demais falhas na execução e nos equipamentos utilizados complementam os problemas ocasionados por aterros mal compactados.

Portanto, é necessário enfatizar a importância do estudo da compactação nas obras, de modo a se minimizar as rupturas que ocorrem e complementar o entendimento da compactação com todos os dados acerca do solo estudado, de modo a adquirir o maior conhecimento possível e poder aplicar os melhores métodos para melhoria de solo em campo. Da mesma forma, o estudo de solos colapsíveis incrementam os dados da compactação, permitindo a inibição ou redução do impacto do colapso em obras de terra com a execução adequada da compactação.

Nesse âmbito de obras geotécnicas, a utilização de procedimentos baseados em um solo estrangeiro fez com que a mecânica dos solos de zonas tropicais, zona na qual se insere a região desse trabalho, não abrangesse todos os conceitos necessários para seu entendimento. Nos últimos anos, diversos estudos se voltaram à extensa gama de solos presentes em zonas tropicais, possibilitando a criação de métodos e teorias os envolvendo.

Conceitualmente, os solos de zonas tropicais podem ser divididos em dois grandes grupos: solos lateríticos e solos saprolíticos. A diferença básica entre esses dois solos diz respeito a sua formação a partir da rocha matriz. Os solos lateríticos, ou solos de comportamento laterítico, os quais são abundantes em grande parte do país, são resultados da ação intempérica, em condições bem drenadas e clima tropical, sobre a rocha matriz, fazendo com que a desagregação de partículas da rocha as transporte até outros locais, gerando um solo mais poroso e com muitas das características químicas e físicas da rocha da qual se originou. São solos mais superficiais e de pouca profundidade, dificilmente ultrapassando os 10,0 m e são constituídos basicamente de minerais mais estáveis, como caulinita, quartzo, magnetita, ilmelita (NOGAMI e VILLIBOR, 1983). Os solos saprolíticos, em contrapartida, são solos originados pela decomposição da rocha matriz, ou seja, sua macroestrutura é alterada de forma a se dar origem a um novo material inconsolidado com correspondência à rocha de origem. O solo saprolítico é comumente chamado de solo residual jovem e encontra-se em camadas mais profundas que podem ter mais de dezenas de metros de espessura.

Segundo Corghi e Giacheti (2006), o solo presente na região de estudo (região sudeste do país, mais precisamente a região que abrange a cidade de Bauru-SP) pode ser classificado como um solo tropical devido à sua gênese em condições tropicais de climas extremos, caracterizado por chuvas em excesso alternadas por longos períodos de estiagem.

### 3.2 Solos não saturados

A compreensão de solos não saturados tem sido demandada atualmente devido à necessidade da definição do comportamento desse tipo de solo perante diversas condições de campo. O estudo de solos não saturados é recente, possuindo base científica a partir dos estudos realizados com solos saturados, tendo início com Karl Terzaghi em 1943 com a publicação de *Theoretical Soil Mechanics*. Desde essa época, muito tem sido alterado de modo a se adaptar as pesquisas às condições reais do solo de cada região de estudo.

A preocupação na compreensão de modelos tridimensionais, bem como o desenvolvimento de métodos para soluções de problemas reais levaram a necessidade de concepção de métodos de cálculos que pudessem ser utilizados nas mais diversas situações.

Nos anos 60, a mecânica dos solos não saturados se tornou uma área de estudo de destaque, completamente nova, porém demandando metodologias que pudessem ser empregadas no cotidiano da área geotécnica (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Dessa forma, estimativas surgiram em diversos países, relacionando principalmente a quantidade de água presente no solo com a sucção medida em campo ou em laboratório.

Nessa mesma época (1960 a 1970), o advento da tecnologia na utilização de computadores capazes de processar dados com extrema rapidez (quando comparado ao trabalho humano) favoreceu a aplicação de métodos para solos não saturados que utilizassem diversos mecanismos de cálculos com a maior quantidade de dados possíveis, todos medidos em ensaios de campo ou laboratório. Logo, puderam-se definir diversas variáveis de contorno para a resolução de problemas envolvendo solos saturados ou não saturados.

A partir daí a mecânica dos solos não saturados ganhou destaque nas pesquisas, de modo que diversas metodologias e teorias foram desenvolvidas adequando-se ao cotidiano dessas pesquisas.

Solos em suas condições naturais são complexos quanto à sua composição mineralógica, gerando elementos heterogêneos. Seu comportamento é não linear, dificultando, portanto, a associação das variáveis de modo a se produzir um modelo que seja fiel ao solo estudado (DELAGE e GRAHAM, 1996).

Recentemente, pesquisas focadas no desenvolvimento de modelos elastoplásticos para solos não saturados vêm ganhando grande destaque. Diversos autores têm proposto e

discutido modelos elastoplásticos, como: Alonso et al. (1987); Alonso et al. (1990); Gens e Alonso (1992); Wheeler e Sivakumar (1992, 1993, 1995) dentre muitos outros.

Solos que possuem valores elevados de coeficiente de permeabilidade, com granulometria mais grosseira e com mais espaços intergranulares são propensos a serem não saturados, visto que toda a água presente na superfície infiltra rapidamente, gerando regiões propriamente ditas não saturadas acima de uma franja capilar que varia de acordo com a composição mineralógica do solo.

Em solos não saturados, o estudo da microestrutura baseia-se em solo compactados, principalmente quando se trata de problemas causados por expansão ou colapso (DELAGE e GRAHAM, 1996). Dados podem ser encontrados em trabalhos como Tovey et al. (1993) e Collins et al. (1973) para solos com expansão e Barden et al. (1973) para solos com problemas de colapso.

Na análise da microestrutura de um solo não saturado, ensaios como porosimetria com intrusão de mercúrio e microscopia eletrônica são amplamente utilizados, visto a possibilidade de uma análise mais precisa dos compostos minerais presentes na amostra de solo. Delage e Graham (1996) afirmam que diversos autores utilizaram desses métodos de ensaios para determinação das características de um solo não saturado.

### **3.2.1 Conceito energético da água no solo: potenciais**

A água presente no solo pode ser descrita em termos de energia em relação à água pura e padronizada (AITCHISON, 1965).

O potencial da água no solo pode ser definido como sendo o trabalho útil a ser realizado, por unidade de volume de água padronizada, de forma que se transporte um volume de água infinitesimal (em condição reversível e isotérmica) de um reservatório sob a pressão atmosférica e nível altimétrico especificado até a água no solo em um determinado ponto (IWATA, 1988).

Esse potencial apresenta diversos componentes, sendo que de maior relevância são os potenciais gravitacional, osmótico, matricial e pneumático.

Esses potenciais são descritos como:

- Potencial Gravitacional: componente do potencial total equivalente à energia de posição, ou seja, energia decorrente da diferença de posição altimétrica em certo campo gravitacional;
- Potencial Osmótico: potencial decorrente da variação de concentração de minerais e substâncias orgânicas entre a água presente no solo e a água de referência (água pura);
- Potencial Matricial: é o potencial de maior destaque na conceituação da sucção, que ocorre devido à interação entre as forças capilares e de adsorção, devido à presença de minerais no solo (HILLEL, 1971);
- Potencial Pneumático: é originado da diferença entre pressões de ar (ou gases) em relação à uma pressão de ar padrão, nesse caso a pressão atmosférica. É fundamental seu conhecimento quando são realizados ensaios de placa de pressão ou em equipamentos que utilizem técnica de translação de eixo (SOTO, 2004).

### **3.2.2 Sucção ocorrente no solo**

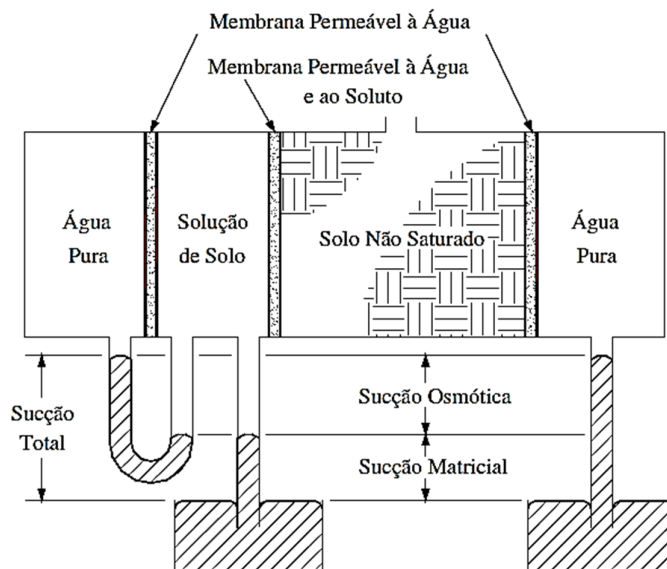
Alonso et al. (1990) afirmam que a sucção presente em solos não saturados é predominantemente matricial, e Graham et al. (1992) relatam que a outra componente da sucção total é a sucção osmótica, presente na força de atração/repulsão entre as partículas. Tem-se, portanto, que para solos não saturados a sucção total é a soma das duas parcelas acima citadas.

A sucção total, segundo Soto (2004), pode ser definida como sendo a uma pressão manométrica negativa que deverá ser aplicada a um reservatório de água pura na mesma cota e na mesma temperatura de modo que se mantenha o equilíbrio através de uma membrana semipermeável entre a água padrão do reservatório e a água presente no solo em questão.

Esse esquema é apresentado na Figura 1.



Figura 1 – Sistema que ilustra a definição das sucções matricial, osmótica e total.



Fonte: HILLEL, 1971.

Na mecânica dos solos, o estudo da sucção osmótica está mais voltado para solos dispersivos ou expansivos, visto a interação entre os íons das partículas desses tipos específicos de solos (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A variação da sucção no momento da compactação influencia diretamente no comportamento do solo quando submetido à carregamentos. Essa variação pode ser obtida por meio dos ensaios de análise de microestrutura do solo.

Delage e Graham (1996) afirmam que as três estruturas do solo que podem ser formadas (na umidade ótima, no ramo seco e no ramo úmido da curva de compactação Proctor Normal) são afetadas pelos incrementos de sucção que atuam diretamente sobre a microestrutura do solo.

Dentro do estudo dos solos não saturados, mais especificamente voltado para a sucção matricial, Grabe e Milatz (2014) analisaram a variação da sucção matricial devido à ciclagem de sobrecarga, nesse caso com o caso de um trecho sujeito à passagem de veículos pesados. Poucas pesquisas foram voltadas para essa questão, porém a variação da sucção gera a variação da tensão aplicada e, portanto, o solo responde de maneira diferente para solicitações de carga maiores ou menores. Outro aspecto analisado é a variação da zona de capilaridade do solo que, quando compactado induz a poros menores e, portanto, maior ascensão capilar, enquanto que para solos mais dispersos, poros maiores, menor ascensão

capilar. A motivação do estudo foi conseguir justificar a ocorrência de danos aos pavimentos recém-construídos. A conclusão a que se chegou foi a de haver uma dinâmica no solo com o acréscimo de sobrecarga e que as variações na sucção matricial dependem fortemente do valor da carga aplicada e do tempo de aplicação dessa carga. Quanto mais tempo a carga é aplicada, no caso de um veículo pesado em baixa velocidade, maior é a amplitude da sucção matricial. Tal fato pode ser explicado pela diminuição da permeabilidade com a compactação feita por essa sobrecarga, o que leva ao incremento de pressão de água no solo no interior quando do acréscimo de tensão e à um maior valor de sucção medida (GRABE e MILATZ, 2014).

A utilização do CPT (*Cone Penetration Test*) no estudo dos solos não saturados vem ganhando bastante destaque recentemente.

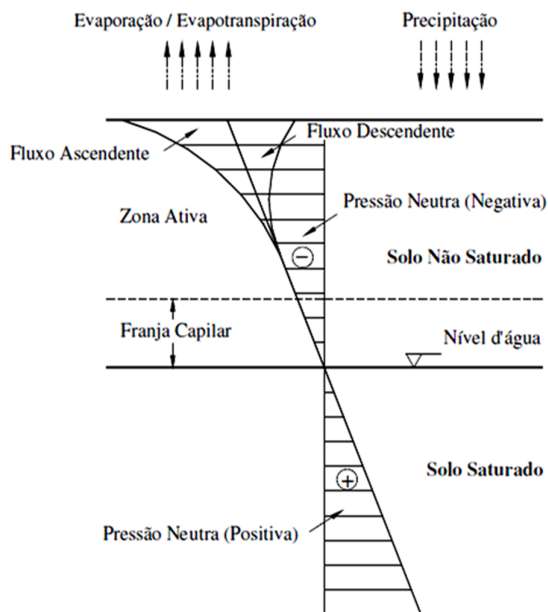
Pournaghiazar et al. (2014) utilizaram o ensaio CPT com uma adaptação para controle da sucção durante o ensaio em areias não saturadas. O resultado é usado para identificar o efeito da sucção da resistência de ponta ( $q_c$ ) para diferentes valores de densidade e de tensões de confinamento. Como resultados obtiveram que o efeito da sucção é maior quanto menos denso for o solo e que a resistência de ponta para todos os valores de tensão de confinamento é maior quanto maior for o valor da sucção. Portanto, correlações puderam ser feitas entre os valores de resistência de ponta e de sucção matricial medida em campo.

### **3.2.3 Aspectos básicos dos solos não saturados**

Define-se solo não saturado como sendo um solo natural ou compactado que tem grau de saturação inferior a 100% e que possui um sistema trifásico (solo, água e ar). O entendimento desse mecanismo de interação entre as fases do solo é imprescindível para a definição do comportamento do mesmo.

O avanço nas pesquisas em solos não saturados parte da compreensão do comportamento dessa fase aquosa presente nos espaços entre os grãos sólidos. Esse comportamento é demonstrado na Figura 2.

Figura 2 - Variação da pressão na água em um perfil de solo.



Fonte: Adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993.

O solo, nesse caso, é dividido em duas parcelas, o solo saturado e o não saturado, sendo o limitante o nível de água. Vale ressaltar que o solo saturado apresenta pressões neutras positivas, enquanto que essa pressão de água no solo, quando acima do nível freático apresenta valores negativos que variam de acordo com o período climático da região, ou seja, quanto mais seco, menos chuva, maior é o valor da pressão negativa de água no solo, e quanto mais úmido, mais chuva, menor será o valor da pressão negativa de água no solo.

Outra característica importante quanto ao perfil apresentado é a presença de uma zona saturada na faixa não saturada, que corresponde à altura de capilaridade do solo. Sabe-se que, quanto menor a partícula, e conseqüentemente menor os canalículos entre as partículas, maior é a ascensão capilar. O oposto ocorre com partículas maiores, que possuem canalículos maiores e ascensão capilar menor. Isso ocorre devido ao fenômeno da capilaridade.

Acima dessa franja capilar se encontra a zona ativa propriamente dita, região está composta pelas três fases antes já descritas, que sofre com a variação da pressão de água no solo.

A leitura desse valor de pressão de água no solo equivale ao valor de sucção matricial do solo, sendo esta um componente do potencial hidráulico nos solos não saturados e uma das variáveis utilizadas para a determinação do estado de tensão nesse tipo de solo

(FREDLUND et al., 1978). É a partir da definição desse valor de sucção, que a conceituação e determinação de parâmetros de comportamento do solo são feitas.

### **3.2.4 Técnicas para medição da sucção em campo e em laboratório**

A sucção em solos tem sido objeto de estudos desde o século XIX. Os primeiros estudos foram aplicados à agricultura e utilizam ferramentas básicas, nas quais o conceito físico/químico é facilmente compreendido.

Livingston (1906) apresentou um estudo sobre medições de sucção no deserto objetivando estudar as plantas daquela região. Utilizou tubos capilares com uma membrana semipermeável, preenchidos com soluções de diferentes concentrações. Desta forma, foi capaz de verificar se o solo absorvia ou perdia água por osmose.

Shull (1916) desenvolveu um método para determinação indireta da sucção utilizando sementes de plantas que funcionavam como elemento de absorção. Este método foi posteriormente aprimorado por Gardner (1937). Outros autores contribuíram para os estudos da determinação da sucção em solos, como Livingston e Koketsu, 1920. Os estudos envolvendo os aspectos teóricos da termodinâmica que se relacionam com a interpretação e compreensão da sucção em solos foram feitos por Edlefsen e Anderson (1943).

O tensiômetro, comum ou de alta capacidade, é o equipamento mais utilizado para medição da sucção em campo, visto a facilidade e rapidez de instalação e medição. Os tensiômetros interagem com o solo por meio de uma pedra porosa que “interliga” a água do solo com a água do tensiômetro. A sucção é obtida através do manômetro acoplado ao equipamento que mede a pressão exercida na água. A maior limitação do tensiômetro está relacionada à máxima sucção possível de ser medida, devido ao fenômeno da cavitação. Os tensiômetros, em geral, medem sucções até aproximadamente 90 kPa.

Dentro os métodos existentes atualmente, os mais empregados para a medição da sucção em laboratório são: Técnica do Papel Filtro, Técnica da Câmara de Pressão de Richards e Técnica da Placa de Sucção.

Os ensaios utilizados para determinação da sucção em laboratório são comumente utilizados para determinação da curva de retenção de água no solo, portanto serão apresentados no próximo tópico.

### 3.3 Curva de retenção de água no solo

A relação entre umidade e sucção em solos não saturados é uma de suas principais características. Essa relação é apresentada por meio da curva de retenção de água no solo, a qual envolve as duas variáveis acima mencionadas, e pode variar de acordo com o processo de secagem ou umedecimento do solo (SOTO, 2004; CRONEY e COLEMAN, 1960).

#### 3.3.1 Aspectos gerais

A melhor maneira para a compreensão da relação solo-água é a curva de retenção (SWRC – *Soil Water Retention Curve*), a qual descreve a relação entre a sucção matricial ocorrente no solo e a umidade (KHLOSI et al., 2006; NOWAMOOZ e MASROURI, 2011; MAVROULIDOU et al., 2013).

Segundo Fredlund et al. (1994), a curva de retenção de água no solo pode ser caracterizada como sendo a variação da sucção no solo com a capacidade de retenção de água do mesmo. As mudanças nas curvas indicam o comportamento do solo estudado, estando diretamente ligadas à granulometria e mineralogia do solo, bem como a todo o ciclo de secagem e umedecimento a que esse solo já fora submetido.

De acordo com Leme e Miguel (2014), diversas funções matemáticas podem ser encontradas na literatura para descrever a curva de retenção, cada qual com as características da área de pesquisa. Na grande maioria, a equação de Van Genuchten (1980) é a que melhor se ajusta a curva composta pelos pontos experimentais.

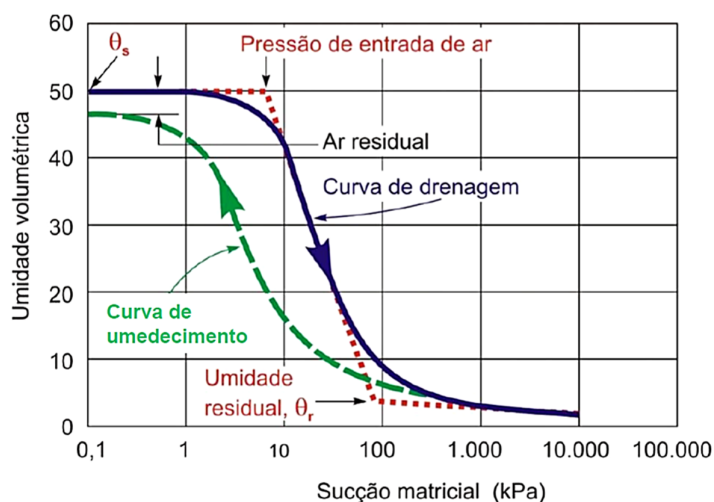
A curva de retenção se tornou um componente indispensável para a resolução de problemas de fluxo e retenção e vem sendo utilizada para previsão de resistência do solo e de sua condutividade hidráulica. Algumas dessas previsões são encontradas em Van Genuchten (1980), Fredlund et al. (1994) e Öberg & Sällfors (1997).

Conforme Klar (1984), alterando-se o modo de obtenção da curva quer seja pela secagem da amostra ou por seu umedecimento, surgirão diferentes curvas, não superpostas, cujos mesmos valores de umidade serão associados a valores de sucção matricial diferentes, sendo tal fenômeno denominado histerese. Ademais, caso ocorra umedecimento durante a operação de secagem, surgirão curvas intermediárias, de ligação, que conectarão as curvas

principais e que ilustram trajetórias que ocorrem no solo em campo ao longo das estações do ano

Royer e Vachaud (1975) demonstram, assim como Klar (1984), que a histerese pode ser determinada em condições naturais de campo, sendo que seu efeito mais relevante se apresenta nas camadas superficiais do solo, visto que é essa região a que mais é atingida pelas variações de umidade. Logo, pode-se afirmar que, quanto maior a profundidade, menor será o efeito da histerese. A Figura 3 ilustra o que ocorre.

Figura 3 – Elementos da curva de retenção de água de um solo adaptado de Fredlund et al.,1994.



Fonte: FAGUNDES, 2014.

Além dos ensaios laboratoriais para obtenção da curva de retenção, existem algumas relações empíricas a partir de dados de sucção e umidade tais como: BROOKS e COREY, 1964; VAN GENUTCHEN, 1980; FREDLUND et al., 1994, definidos por meio de correlações.

### 3.3.2 Técnicas laboratoriais

As técnicas mais utilizadas na pesquisa da curva de retenção são basicamente três: papel filtro, câmara de pressão e placa de sucção. Há ainda outros métodos para sua determinação, como por exemplo, o método do Psicrômetro modelo Dewpoint Potentia Meter (WP4-T). Esse método utiliza amostra deformada, medindo o potencial matricial em questão de minutos por meio da medição do potencial matricial a partir do equilíbrio entre a fase de

água líquida e vapor de água (LEONG, TRIPATHY e RAHARDJO, 2003; KATO et al., 2008). É um instrumento fácil de ser utilizado e de boa precisão, porém pouco utilizado no meio geotécnico.

#### *Técnica do papel filtro*

O método consiste em se colocar a amostra de solo em um papel de características conhecidas em um ambiente hermético. O contato entre o solo e o papel permite o fluxo de água do solo para o papel até que se estabeleça o equilíbrio do potencial matricial (GARDNER, 1937). A determinação da sucção é obtida por meio da calibração desse papel.

A grande vantagem desse método é a possibilidade de medição de uma ampla faixa de valores de sucção e o baixo custo empregado no ensaio, tornando-a amplamente utilizada. As únicas desvantagens do método consistem na demora na coleta de resultados, visto a necessidade de espera para o equilíbrio da sucção, e a cautela na execução do ensaio, já que qualquer descuido no manuseio do papel filtro ocasionará alteração na leitura do mesmo e irregularidades na superfície da amostra pode causar alteração de leitura. Essa última desvantagem pode ser corrigida aumentando-se o tempo do ensaio de forma a garantir o completo equilíbrio (GOMES, 2007). Tal método é padronizado pela norma D5298 (ASTM, 2003), a qual estabelece a calibração do papel e o procedimento de medição da sucção e da umidade.

#### *Técnica da Câmara de Pressão*

Também conhecida por Câmara de Richards, esse método consiste na aplicação de alta pressão de ar em uma câmara hermeticamente fechada, contendo uma placa porosa e a amostra em seu interior, de modo que, o ar aplicado permita o fluxo de água através da amostra (VILAR, 2006). A técnica é baseada na técnica de translação de eixos, técnica essa que converte a pressão de ar aplicada no ambiente em pressão de água até o equilíbrio. Portanto, a pressão de ar aplicada, em módulo, é o valor de sucção que ocorre na amostra durante o ensaio.

Gomes (2007) descreve a câmara possuindo entrada de tubulação de ar pressurizado e um reservatório de água à pressão atmosférica. Esse reservatório possui água deaerada, de

modo que as bolhas de ar não influenciem na leitura. O corpo de prova é inserido sobre a placa porosa saturada (para evitar que o ar presente na placa atrapalhe o resultado) e então aplicado certo valor de pressão de ar. Essa pressão de ar agita as moléculas de ar no interior do aparelho, energia essa que é transferida para as moléculas de água, que também se agitam, e então permitem o fluxo de água através da amostra, de forma que a água flua do meio com mais pressão para o meio com menos pressão (pressão atmosférica). Considerando a pressão atmosférica como referência, temos que a pressão de ar aplicada menos a pressão atmosférica é a pressão de água, conhecida como sucção.

#### *Técnica da Placa de Sucção*

Também conhecida como funil de placa porosa ou funil de Haines é, na verdade, uma adaptação do funil descrito por Libardi (1995). A técnica consiste na variação de gradientes de altura do nível de água em uma amostra sobre uma placa porosa, ou seja, um corpo de prova é colocado sobre a placa porosa já saturada, e então é aplicado certo valor de pressão de água ao se variar a altura de abertura do registro (por diferença potencial, ou de posição) na amostra naquele momento (pressão de água ou sucção). Após o equilíbrio da saída de água em um dos registros, tendo-se definido o valor de sucção, retira-se a amostra do equipamento e determina-se o valor da umidade.

Essa técnica também é amplamente utilizada devido à facilidade de execução, porém possui como limitante a variação de sucção atingida, sendo possível a medição de valores baixos de sucção, e somente é possível a obtenção de pontos da trajetória de secagem da amostra.

### **3.4 Solos colapsíveis**

Solos colapsíveis são aqueles que sofrem com o efeito do colapso, fenômeno esse caracterizado pela brusca redução de volume devido à elevação da umidade, com ou sem acréscimo de sobrecarga (DUDLEY, 1970).

Solos de comportamento lateríticos, típico da região de estudo, devido à sua gênese, são propensos a serem problemático quanto à ocorrência de colapso. Eles apresentam



porosidade superior a 50% e grau de saturação inferior a 30%, variando de acordo com a estação do ano (RODRIGUES et al., 2014).

Há autores que definem o colapso como sendo somente o acréscimo de umidade, sem acréscimo de sobrecarga. A definição de colapso em si leva em conta o comportamento do solo quando umedecido, ou seja, a água é o agente causador da redução volumétrica, com ou sem presença de agentes externos, como acréscimo de carga, por exemplo.

A estrutura do solo colapsível apresenta uma macroporosidade, fazendo com que as partículas se mantenham unidas devido a fenômenos como capilaridade, forças eletromagnéticas ou mesmo pela presença de agentes cimentantes como carbonatos e óxidos de ferro (DUDLEY, 1970; NUÑES, 1975).

Entretanto, apesar dessa aparente estabilidade, quando umedecidos, ocorre a destruição desse equilíbrio, a resistência do solo decresce fazendo com que haja um deslocamento das partículas com preenchimento dos espaços vazios da estrutura do solo, resultando na redução do índice de vazios e consequente deformação.

O colapso, na geotecnia, é um fenômeno comum em solos arenosos, os quais são suscetíveis a grande variação de volume devido ao umedecimento do solo (RABBI et al., 2014). Há, nos solos colapsíveis, uma ligação metaestável entre as partículas causada pela cimentação de partículas de argila (NUNTASARN et al., 2007) e pela sucção matricial (CLEMENCE, 1985; MITCHELL, 1993), conforme citam Rabbi et al. (2014).

Essas ligações são afetadas pela presença de água no solo, que tende a desestabilizar a estrutura formada pela cimentação, ocasionando variações bruscas de volume devido à densificação, conhecido como colapso.

Algumas regiões do planeta apresentam condições que favorecem o surgimento de solos colapsíveis, em especial regiões que alternam entre estações muito chuvosas e muito secas, o que favorece o surgimento de solos de elevada porosidade, como solos da região Centro-Sul do Brasil, ou mesmo em regiões com baixo valor de umidade de solo, como regiões áridas e semiáridas (VILAR et al., 1981).

Descrições mais detalhadas da estrutura do solo não saturado, segundo Rodrigues (2007), podem ser encontradas em trabalhos como Dudley (1970), McGown e Collins (1975), Alonso et al. (1987).

Cintra (2004 apud RODRIGUES, 2007) cita que um dos primeiros registros históricos da ocorrência de colapso ocorreu na Ucrânia, quando uma escola apresentou

inclinação acentuada após a ocorrência de um incêndio. Conclui-se que a água usada para apagar o fogo infiltrou no solo e provocou a deformação na estrutura. Já no Brasil, em Terra Roxa - PR, uma tempestade de grandes proporções causou diversos problemas em estruturas do local, como rachaduras com aberturas de até 100 mm, inclinação em paredes, quedas de muros, rupturas em tubulações de água e esgoto, rupturas de vigas, desaprumo de portas e janelas, queda de revestimento cerâmico e fissuras no solo (LOPES, 1987).

Outro registro citado por Rodrigues (2007) é do início dos anos 90, em Pereira Barreto - SP, onde ao sofrer elevação do nível freático devido ao enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos, diversos recalques de fundações próximas à represa foram observados. Cerca de 300 casas tiveram que ser reforçadas estruturalmente, além da reinstalação da rede de esgoto e outras obras que se fizeram necessárias (ALBUQUERQUE FILHO, 2002).

Os critérios para identificação dos solos colapsíveis surgiram nas décadas de 50 e 60, encontrado em trabalho como Denisov (1951), Priklonskij (1952), Feda (1966), Gibbs e Bara (1967). Entretanto, muitos resultados abrangem somente o solo do local da pesquisa, tornando-os inúteis para a caracterização de solos de outras regiões. Logo, esses métodos antes empregados são pouco utilizados.

Há diversos ensaios para a caracterização dessa estrutura de solo, capazes de identificar e quantificar o grau de colapsibilidade do solo estudado (SOTO, 2004). Jennings e Knight (1975) estabeleceram procedimentos para caracterização de solos colapsíveis por meio de ensaios edométricos.

Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram o equipamento “expanso-colapsômetro” que é capaz de medir as deformações que ocorrem no solo *in situ*, por meio do controle do fluxo de água. Outros ensaios como difração de raios-X, microscopia eletrônica e ensaios químicos são capazes de identificar a estrutura presente no solo por meio da análise das partículas que o compõem (CARVALHO, 1994). Segundo Rodrigues (2007) ensaios de campo também têm sido empregados, como prova de carga em estaca à compressão (MELLIOS, 1985), em estaca à tração (CARVALHO e SOUZA, 1990), estaca com carga horizontal (MIGUEL, 1996), prova de carga em placa com controle de sucção (CONCIANI, 1997; COSTA, 1999), ensaio de cone (FERREIRA et al., 1989) entre outros

Apesar da possibilidade de identificação de solos colapsíveis pelos métodos apresentados, o ensaio mais utilizado em laboratório para sua caracterização ainda continua sendo o ensaio edométrico. A determinação do colapso pode ser realizada por meio de ensaios

edométricos simples ou duplos (JENNINGS e KNIGHT, 1957; LAWTON et al., 1989) e por meio de ensaio triaxial duplo (LAWTON et al., 1991).

Rabbi et al. (2014), citam que diversos autores introduziram relações empíricas para determinar o potencial de colapso (*PC*) dos solos de suas regiões de pesquisa, como Basma e Tuncer (1992), Habibagahi e Taherian (2004) e Zorlu e Kasapoglu (2009).

Esses autores concluíram que o potencial de colapso tende a aumentar com o incremento de pressão de água no solo até um valor máximo, onde passa a decrescer. Por meio dessa observação, os autores definiram uma relação para se definir o potencial de colapso a partir de valores de pressão de água no solo, pressão de ar, fração de finos, sucção matricial e dos valores de densidade seca do solo.

### **3.4.1 Alternativas para melhoria do solo quanto à colapso**

Diversas medidas para melhoria do solo quanto ao fenômeno de colapso foram sugeridas por autores como: Houston e Houston (1989), Rollins e Roger (1994), Evstatiev (1995), Clemence e Finbarr (1981).

As medidas poderiam ser aplicadas sozinhas ou em conjunto, de modo a potencializar seu efeito (HOUSTON, 1996). São algumas delas:

- Remoção da camada de solo sensível à variação da umidade, sugerido por Anayev and Volyanick, 1986;
- Remoção da camada e posterior compactação do mesmo material, sugerido por Souza et. al., 1995 e Abelev, 1975;
- Estabilização química ou utilização de agentes cimentantes no solo, sugerido por Sokolovich and Semkin, 1984;
- Controle da variação da umidade no solo, sugerido por Bally and Oltulescu, 1980;
- Compactação dinâmica do solo, sugerido por Lutenegger, 1986;

A utilização do método depende de diversos fatores, que podem incluir a época do ano em que a amostra fora coletada e, portanto, em qual estação do ano o fenômeno de colapso ocorre, o tipo de carregamento e de tensões aplicadas no solo e a fonte da umidade que influenciará diretamente na ocorrência do colapso (HOUSTON, 1996).

Um aspecto importante a ser considerado em solos colapsíveis é que as suas camadas são mais superficiais, visto ser nessa região que se encontra o solo não saturado. Em solos

saturados não existe a conceituação de colapso, pois o recalque sofrido é devido à sobrecarga e não ao incremento de umidade.

Houston (1996) afirma que o problema em solos colapsíveis, quando identificado antes de qualquer construção, pode ser solucionado com a remoção e posterior compactação desse solo, o que nos remete às medidas já sugeridas anteriormente, justificando, portanto, a importância da compactação em solos caracterizados como colapsíveis.

A utilização de fundação profunda é uma das alternativas possíveis, porém é uma das mais onerosas. Em contrapartida, a imposição de aumento de umidade no solo, antes da construção, é uma medida que pode ser utilizada, principalmente em camadas espessas de solo colapsível, em que a remoção é de difícil execução. Dessa forma, a deformação sofrida por colapso ocorreria previamente à execução do projeto e reduziria as deformações sofridas após a obra.

Quanto às medidas após a construção, o controle da umidade no solo e a estabilização química por meio de agente cimentante é uma alternativa a ser considerada. Novamente, em camadas de grande espessura, a estabilização química não se torna viável devido ao alto custo para sua execução.

Beckwith (1995) afirma que a anulação ou minimização do efeito da umidade no solo deve ser prática comum na engenharia. A compactação por si só já minimiza o efeito que a variação da umidade provoca no solo e auxilia quanto às deformações sofridas por colapso.

### **3.5 Ensaios edométricos**

Os ensaios edométricos convencionais, comumente utilizados para determinação de recalques, podem ser divididos em duas categorias, ensaio simples e ensaio duplo.

Para solos não saturados, a previsão do recalque, associada à variação de sucção gerou um novo método de ensaio que é o ensaio edométrico com controle de sucção.

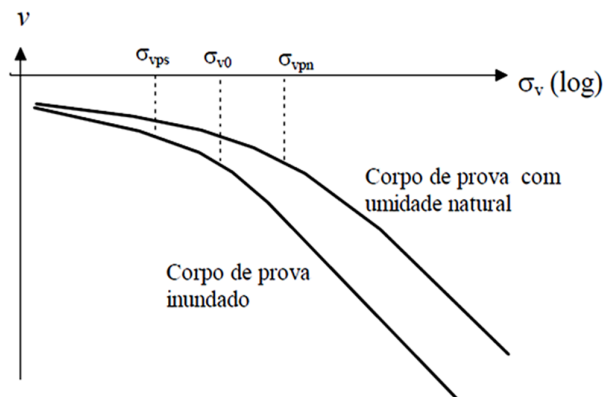
#### **3.5.1 Ensaios edométricos simples e duplo**

A metodologia do ensaio duplo foi proposta por Jennings e Knight (1957) e Reginatto e Ferrero (1973). O ensaio consiste em se tomar dois corpos de prova de características e dimensões iguais, partindo-se das mesmas condições iniciais. Um dele é

inundado (sucção igual a zero) e realizado o carregamento. O outro corpo de prova é ensaiado na condição natural em que fora coletado em campo (sucção apresenta valor diferente de zero), de forma a caracterizar o solo do local de interesse, e da mesma forma que o primeiro, segue o acréscimo de carregamento.

O gráfico característico desse ensaio é apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Curva deformação volumétrica específica *versus* tensão vertical de ensaios edométricos duplos.



Fonte: FUTAI, 1997.

O coeficiente de colapsibilidade é dado por Reginatto e Ferrero (1973) como sendo:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (1)$$

Em que,  $\sigma_{vps}$  é a tensão de pré-adensamento do solo inundado;  $\sigma_{vpn}$  é a tensão de pré-adensamento do solo na umidade natural e  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

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

- Solo verdadeiramente colapsível ( $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ ): sofre colapso sem que já haja acréscimo de sobrecarga.
- Solo condicionado ao colapso ( $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$ ): colapso depende do nível de tensão, podendo ser subdividido em:
  - $\sigma_v < \sigma_{vps}$ : não ocorre colapso com a inundação do solo, o máximo de acréscimo de sobrecarga que o solo suporta é  $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$ ;
  - Ocorre colapso quando houver inundação após o carregamento:  $\sigma_{vps} < \sigma_v < \sigma_{vpn}$ ;

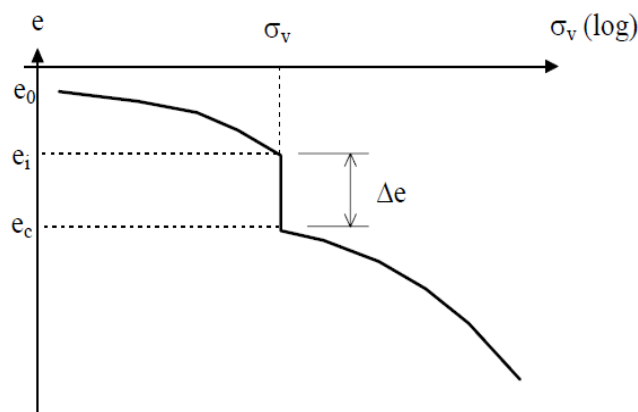
- Pode ocorrer colapso mesmo sem que haja inundação:  $\sigma_v > \sigma_{vpn}$ ;
- Não há previsão para ocorrência de colapso:  $\sigma_{vps} = \sigma_{vpn}$  e  $C = 1$ .

Os ensaios edométricos simples diferem dos duplos por somente haver um corpo de prova no ensaio. A metodologia foi proposta por Jennings e Knight (1975), Vargas (1978) e Luteneegger e Saber (1988).

O corpo de prova encontra-se em sua condição natural, assim como fora coletado em campo, e faz-se o carregamento até a tensão vertical pré-estabelecida. A partir desse ponto, o corpo de prova é inundado, monitorando-se a ocorrência de colapso. Depois da verificação do fenômeno, se prossegue o acréscimo de carregamento com posterior descarregamento.

A curva típica do ensaio é apresentada na Figura 5.

Figura 5 – Curva índice de vazios “versus” tensão vertical de ensaios edométricos simples.



Fonte: FUTAI, 1997.

Nesse ensaio, determina-se o potencial de colapso dado por:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (2)$$

Em que  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios devido ao colapso e  $e_i$  o índice de vazios correspondente à tensão em que se realizou a inundação.

Segundo Vargas (1978), solos colapsíveis são aqueles que apresentam potencial de colapso igual ou superior a 2% e independe da tensão vertical aplicada durante a inundação.

Jennings e Knight (1975) definiram a classificação de colapsibilidade como apresentado na Tabela 1, e Luteneegger e Saber (1988), como apresentado na Tabela 2.

Tabela 1 – Classificação de colapsibilidade por Jennings e Knight (1975)

PC (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
20	Problema muito grave

Fonte: JENNINGS e KNIGHT, 1975.

Tabela 2 – Classificação de colapsibilidade por Lutenegger e Saber (1988)

PC (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Fonte: LUTENEGER e SABER, 1988.

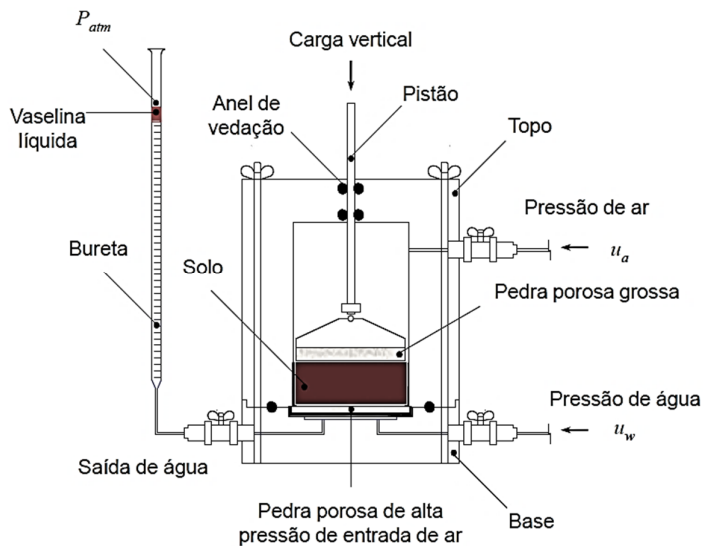
A adoção do Potencial de Colapso (*PC*) nessa pesquisa ao invés do Coeficiente de Colapsibilidade (*C*) visou quantificar o valor de colapso ocorrido. Dessa forma, se avalia a gravidade do problema mediante a real ocorrência do fenômeno. Na utilização do Coeficiente de Colapsibilidade, o valor obtido forneceria uma tendência do solo em ser ou não colapsível, e, caso sendo colapsível, qual seu grau de influência nas deformações sofridas. Ambos os índices poderiam ser utilizados, inclusive de modo que fossem complementares, entretanto, optou-se pelo uso do Potencial de Colapso de modo que fosse quantificado esse valor de colapso.

### 3.5.2 Ensaio edométrico com controle de sucção

Escario e Saez (1973) propuseram uma câmara edométrica cuja parte superior é composta por uma pedra porosa comum e na parte inferior por uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar. Na parte superior do edômetro ainda, há uma válvula que permite a entrada de ar pressurizado, possibilitando, portanto, o controle da sucção do interior da câmara, por meio da técnica de translação de eixo. Na parte inferior há outra válvula que permite a expulsão da água excedente.

O esquema do edômetro com controle de sucção é apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Câmara edométrica adaptada para ensaio com controle de sucção.



Fonte: RODRIGUES, 2007.

As adaptações nos ensaios permitem o estudo do comportamento de solos não saturados por meio do controle da sucção que ocorre no meio e foram estudadas por vários autores como cita Rodrigues (2007): Machado (1995), Chiu et al. (1998), Suriol et al. (1998), Futai et al. (1999), Davies (2000) e Soto (2004).

### 3.6 Trajetória de tensão em simulação de solos colapsíveis

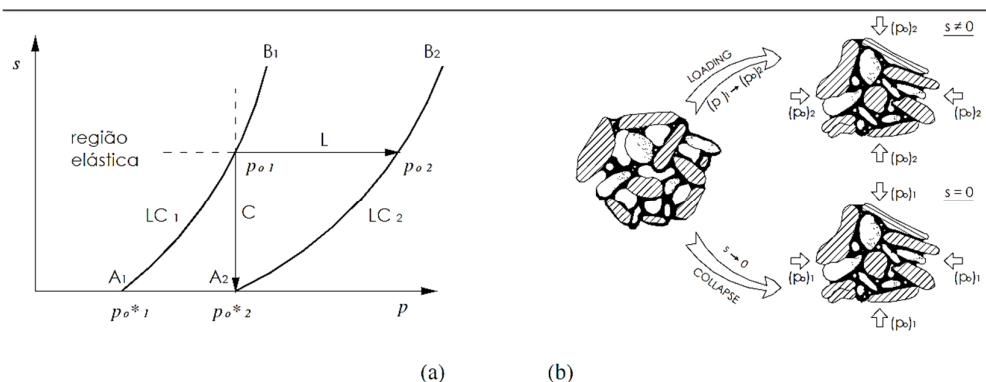
Alonso et al. (1987 e 1990) apresentam trajetórias de tensões com simulações alternativas de carregamento e de colapso em um espaço tridimensional, considerando as variáveis tensão média, sucção e volume específico ( $p$ ,  $s$ ,  $v$ ).

As curvas variam de acordo com o grau de umedecimento da amostra, portanto diversas trajetórias são utilizadas para se descrever o comportamento de um solo não saturado.

Segundo Rodrigues (2007), os valores das tensões de pré-adensamento quando no plano  $p$  x  $s$ , resultam em pontos que geram uma curva quando interpolados, semelhante à apresentada na Figura 7.



Figura 7 – (a) Trajetórias de tensões de carregamento e umedecimento (*loading e collapse*) no plano ( $p,s$ ) e (b) Variação volumétrica irreversível de um arranjo estrutural colapsível como resposta ao carregamento e ao umedecimento do solo.



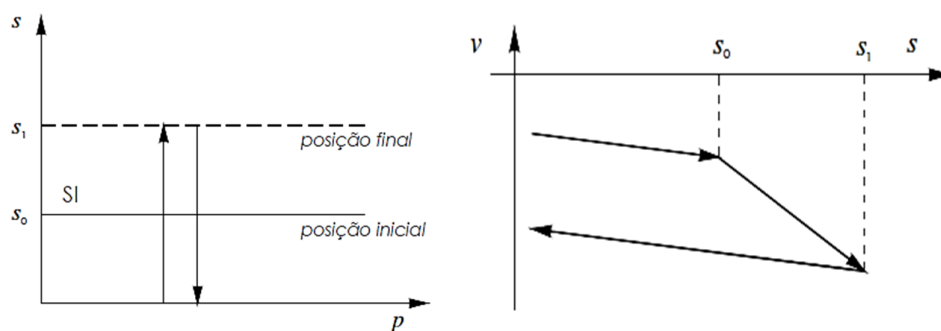
Fonte: ALONSO et al., 1987; GENS, 1996.

As curvas  $A_1B_1$  e  $A_2B_2$  são conhecidas como curvas *LC* (*loading-collapse*).

A translação da curva, segundo Rodrigues (2007), implica o aumento da região elástica, visto haver acúmulo de deformações plásticas ao longo do trecho  $L$  ou  $C$ . Portanto, alterações no grau de umidade ou no acréscimo de carga ocasionará deslocamento da curva *LC*.

Há resultados que comprovam que um solo não saturado pode se deformar irreversivelmente quando aplicado um valor de sucção acima do máximo valor já imposto anteriormente. Nesse caso a curva é conhecida como *SI* (*suction increase*), representada paralelamente ao eixo  $p$ , como é apresentado na Figura 8.

Figura 8 – Ciclos de umedecimento e secagem no plano ( $p,s$ ) e mudança de volume do solo (contração/expansão) por variação da sucção.



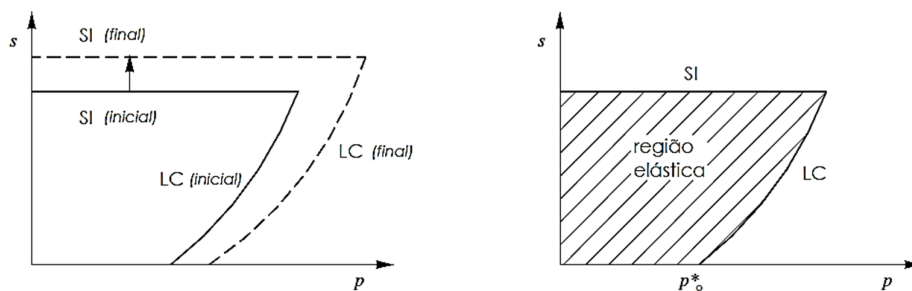
Fonte: ALONSO et al., 1987.

Os limites das curvas  $LC$  e  $SI$  estão vinculados, de modo que ao se induzir o deslocamento de uma das curvas devido a variação da sucção no solo, a outra curva também se deslocará. Excedendo o limite elástico de deformação, o solo apresentará deformações plásticas e as curvas serão transladadas até outro ponto do espaço  $p \times s$ .

Josa et al. (1987) concluem que o espaço tridimensional de uma superfície de estado pode descrever a transição entre o comportamento expansivo e colapsível de um solo, mas é incapaz de definir uma relação entre esses comportamentos, visto que diferentes trajetórias de tensões não resultam na mesma deformação final.

Na Figura 9 de Alonso et al. (1987), considerou-se a seguinte simplificação sob as diversas trajetórias de tensão:

Figura 9 – Acoplamento entre as curvas  $LC$  e  $SI$  e definição da região elástica do solo.



Fonte: ALONSO et al., 1987.

Na Figura 9, onde a variação volumétrica sob a tensão isotrópica e confinada é limitada pelas curvas  $LC$  e  $SI$ , representam-se as situações de carregamento e sucção que o solo já experimentou. Rodrigues (2007) afirma que a curvatura da curva  $LC$  refere-se ao grau de colapsibilidade de um solo e que com incremento da sucção há incremento da rigidez do solo e, portanto, da tensão de pré-adensamento. Logo, quando não há variação da tensão de pré-adensamento com a sucção, o solo é caracterizado como não colapsível (curva  $LC$  paralela ao eixo  $s$ ).

No estudo dos solos não saturados, mais especificamente dos solos colapsíveis, a definição da região elástica do solo permite que o carregamento imposto ao solo em campo possa ser superior quanto maior for o valor de sucção em campo. Isso implica que para solos não saturados, o carregamento sem deformações irreversíveis pode ser superior à um carregamento em solos saturados ou de grau de saturação próximo à 100%.

### 3.7 Solo Compactado

A compactação é o procedimento mais comum de melhoria do solo. É realizada baseando-se em ensaios laboratoriais que definem umidade desviatória e grau de compactação. Entretanto, quando se trata de um solo localizado na zona tropical, cujas estações seca e chuvosa podem atingir extremos de seca e de pluviosidade, a melhor opção para execução de compactação localiza-se no ramo úmido da curva de compactação obtida por meio do ensaio Proctor Normal (CARNERO e MARINHO, 2014). Nessa situação, o solo apresenta-se quase saturado, como definem os autores. Portanto, dessa forma, pode-se assumir que a tensão efetiva principal é válida.

O efeito da execução correta da compactação, quer seja em campo ou em laboratório, é fator decisivo para a compreensão do comportamento do maciço ou do corpo de prova como um todo. Solos compactados abaixo da umidade ótima tendem a apresentar um comportamento bimodal quanto à distribuição do tamanho dos poros, enquanto que solos compactados na umidade ótima apresentam maior homogeneidade (GENS et al., 1995).

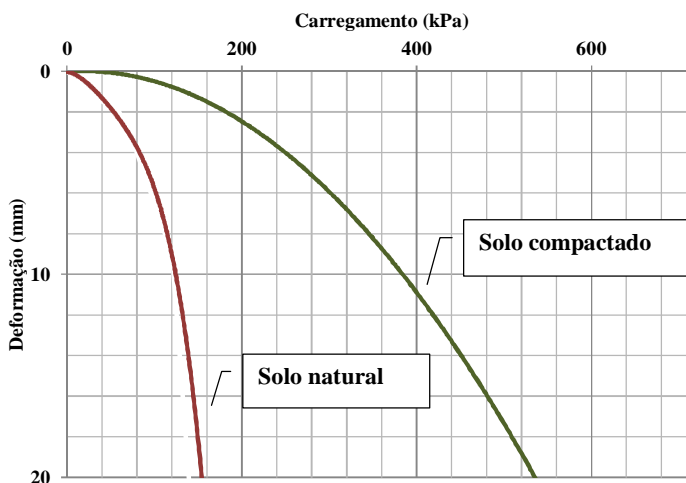
Esse efeito causado por diferença de umidade no momento da compactação influencia diretamente na ocorrência do fenômeno de colapso, ou seja, quando o solo é compactado fora da umidade ótima, a tendência para ocorrência do colapso é maior. Além disso, a influência da sucção no momento da compactação é outro fator importantíssimo para que se defina a tendência que um solo tem para sofrer com deformações volumétricas significativas. Gens et al. (1995) afirmam que na compactação abaixo da umidade ótima tem-se valores de sucção maiores e, conseqüentemente, mais tendência ao colapso.

Portanto, as condições iniciais no momento da compactação, como definição da umidade ótima e da sucção em campo, são os fatores que mais influenciam no comportamento mecânico do solo e, conseqüentemente, nas deformações sofridas ao longo da vida útil de uma obra.

Melhorias no solo de fundação reduzem significativamente danos causados pelo colapso (SOUZA et al., 1995). Uma das melhorias é a remoção da camada de fundação e sua compactação nos valores de grau de compactação e umidade ótima que são estabelecidos por meio do ensaio Proctor Normal. Essa alternativa, entretanto, só é válida para fundações rasas ou de baixa profundidade. Em fundações mais profundas, a escolha da melhor camada de suporte é a alternativa mais viável.

Souza et al. (1995) cita exemplo de melhoria de solo utilizada na Escola de Engenharia de São Carlos (USP), onde removeu-se uma camada de solo de certa profundidade e, então, a compactou novamente. Outro exemplo citado fora realizado por Vargas (1951), comparando-se valores de deformação associada à carregamento para os dois tipos estruturais de solo, compactado e natural. A Figura 10 apresenta o resultado obtido por Vargas (1951).

Figura 10 - Ensaio com amostras indeformada e compactadas.



Fonte: adaptado de VARGAS, 1951.

Na análise de Vargas (1951), o solo compactado apresentou melhoria na deformabilidade quando comparado ao solo natural. Para um mesmo valor de carregamento a deformação do solo natural é muito superior. Além disso, infere-se que o solo compactado é capaz de suportar cargas muito maiores do que o solo natural.

A compactação bem executada, portanto, é o método mais eficiente e viável para o aumento da capacidade de suporte do solo, de modo a se evitar o uso de fundações profundas, que são mais onerosas.

Souza et al. (1995) cita que o estudo da compactação do solo na redução do colapso já foi realizado por Cintra et al. (1986) por meio de ensaio de carga em placas. Observou-se, nesse caso, a redução da deformação com a compactação, comparando-se amostras indeformadas, com grau de compactação de 80% e 90%. A deformação por colapso reduziu de 2,52 mm para 0,87 mm e 0,36 mm, respectivamente para os *GC* de 80% e 90%, em uma tensão de inundação de 80 kPa.

Gens (1996) afirma que as condições iniciais do momento da compactação são capazes de gerar tipos diferentes de solo. Essa afirmação também foi realizada por Booth (1975 e 1977).

Sun et al. (2002) utilizaram o ensaio triaxial para definir o comportamento do solo frente ao colapso. Dessa forma, investigou-se e impôs-se diversas condições durante o ensaio, como diferentes valores de tensão aplicadas, compressão triaxial e, portanto, a deformação nas trajetórias de aplicação de carga, diferentes índices de vazios para o mesmo valor de umidade da amostra, diferentes valores de umidade para métodos de compactação semelhantes. Por meio desse ensaio, foi possível controlar a tensão lateral no corpo de prova, o que não é possível no ensaio edométrico convencional. Como resultado, obteve-se que a variação de volume depende do índice de vazios e da tensão aplicada no momento do colapso, o valor de colapso é pequeno para baixas e altas tensões de confinamento e que amostras compactadas abaixo da umidade ótima tiveram maiores deformações por colapso. Logo, os resultados obtidos no ensaio triaxial podem complementar os resultados obtidos no ensaio edométrico convencional saturado, de modo a se compreender todos os componentes da deformação volumétrica causada pelo colapso.

Autores como Gerscovich e Sayão (2002) e Catana et al. (2006) realizaram ensaios para obtenção da curva de retenção para solos finos e compactados e observaram que o grau de compactação do solo influencia na curva SWRC.

Leme e Miguel (2014) definiram curvas de retenção para solos compactados utilizados em aterros sanitários, mais especificamente solos siltosos e argilosos, de modo que a partir da curva SWRC pudessem obter as curvas de permeabilidade desse solo. Ademais, as curvas de umedecimento e secagem do solo foram realizadas na definição da curva de retenção. Testes químicos e mineralógicos também foram realizados. Por meio dos ensaios, pode-se afirmar que a permeabilidade do solo é inversamente proporcional à sucção matricial e diretamente proporcional à umidade presente no solo.

Carnero e Marinho (2014), apresentam resultados de ensaios triaxiais do tipo CIU (adensados e não drenados) para um solo residual compactado por meio de dois tipos diferentes de incremento de saturação. A forma usual, descrita pelos autores, para atingir a saturação do corpo de prova é a partir do uso do parâmetro de pressão de água no solo  $B$  ( $\Delta u / \Delta \sigma_3$ ) que aumenta com o incremento do grau de saturação até a total saturação e é medido a cada estágio de carregamento. Os autores citam Casagrande e Poulos (1964) e Shahu et al.

(1999) na definição de um valor de  $B$  para a quase saturação da amostra, que deve ser maior que 0,3 ou 0,4, atingindo um grau de saturação de 93% a 95%. Entretanto, para solos muito rígidos, esse valor pode ser próximo de zero (BLACK e LEE, 1973). A outra forma de saturação descrita pelos autores utiliza o parâmetro  $B$  medido no início do ensaio, e não a cada estágio de carregamento.

Há, ainda, uma classificação quanto ao grau de saturação da amostra, que fora definida por White et al. (1970) e Vanapalli et al. (1996), na qual existem quatro regiões: zona efetiva de fronteira, na qual o grau de saturação encontra-se próximo de 100% e há água nos vazios com ar ocluso; zona de transição primária, na qual o ar encontra-se nos poros maiores do solo; zona de transição secundária, na qual há bastante ar nos vazios e uma redução de água nos poros, e que pouca diferença na sucção ocasiona grandes variações na umidade do solo; e a zona residual, na qual necessita-se de um grande acréscimo de sucção para que haja uma pequena mudança na umidade do solo. Essas quatro zonas podem ser facilmente interpretados por meio da curva de retenção de água no solo (CARNERO e MARINHO, 2014).

Como resultados obtidos nos ensaios realizados por Carnero e Marinho (2014) pode-se inferir que para ambos os procedimentos o grau de saturação ficou acima de 90% e que ocorreram divergências quanto à presença de ar ocluso, de variação volumétrica, de tensão desviatória e do processo de absorção de água. Portanto, por meio dos ensaios realizados pelos dois pesquisadores, pode-se avaliar que o modo como a água preenche os poros do solo, ou seja, o modo como ocorre a saturação do solo, quer seja em laboratório ou em campo, afeta o comportamento do mesmo frente a tensões efetivas e a deformações relativas.

Kizza et al. (2014), como forma de compreensão do comportamento do solo compactado em relação à sucção matricial e tensão de cisalhamento, realizaram ensaios para determinação da curva de retenção e ensaios de compressão não confinada com um solo residual da Formação Jurong de Singapura. Obtiveram, como resultado, que há disparidade entre valores de sucção em solos compactados abaixo da umidade ótima em relação a solos compactados acima. Ainda, a tensão de cisalhamento do solo compactado abaixo da umidade ótima é menor do que aquele compactado acima da umidade ótima, o que demonstra que a tensão de cisalhamento é controlada tanto pela sucção em si quanto pelo modo de compactação. Essa diferença da tensão de cisalhamento ocorre porque se compactando uma amostra abaixo da umidade ótima, tem-se a tendência a fissuração do solo, o que diminui a tensão cisalhante. Acima da ótima, o solo encontra-se mais homogêneo, dificultando a

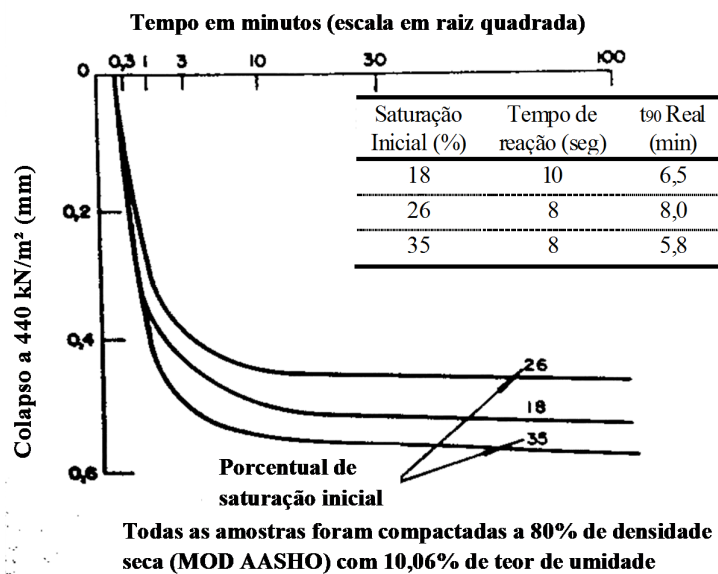
ocorrência de fissuras. Portanto, pode-se inferir que solos compactados no ramo seco da curva de compactação Proctor Normal possuem maiores valores de sucção do que aqueles compactados no ramo úmido.

Outra conclusão obtida, de grande validade para esse trabalho, é que quando o solo compactado acima da umidade ótima é seco até uma umidade abaixo da ótima, sua resistência ao cisalhamento aumenta em grande escala quando comparado com um solo compactado nessa mesma umidade abaixo da ótima. Portanto, é evidente que o processo de compactação é um dos fatores mais importantes para definição do comportamento do solo, mesmo quando comparado à influência da sucção matricial (KIZZA et al., 2014).

Booth (1975) cita a compactação como forma de minimização dos efeitos do colapso, visto que outras medidas como sistemas de drenagem podem ser muito onerosas. Realizou investigação em três amostras de solo da África do Sul, utilizando ensaios edométricos. Determinou-se, por meio da imposição da saturação durante o ensaio, o potencial de colapso. Portanto, a pesquisa realizada se assemelha à feita nesse trabalho.

Foram estudados três solos residuais, cada qual com suas características e origem geológica, cuja granulometria remete a solos arenosos. No momento do umedecimento do solo no ensaio, Booth (1975) afirma que 90% do colapso total da amostra ocorre antes dos 10 minutos, conforme mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Porcentagem de colapso em relação ao tempo de ensaio.

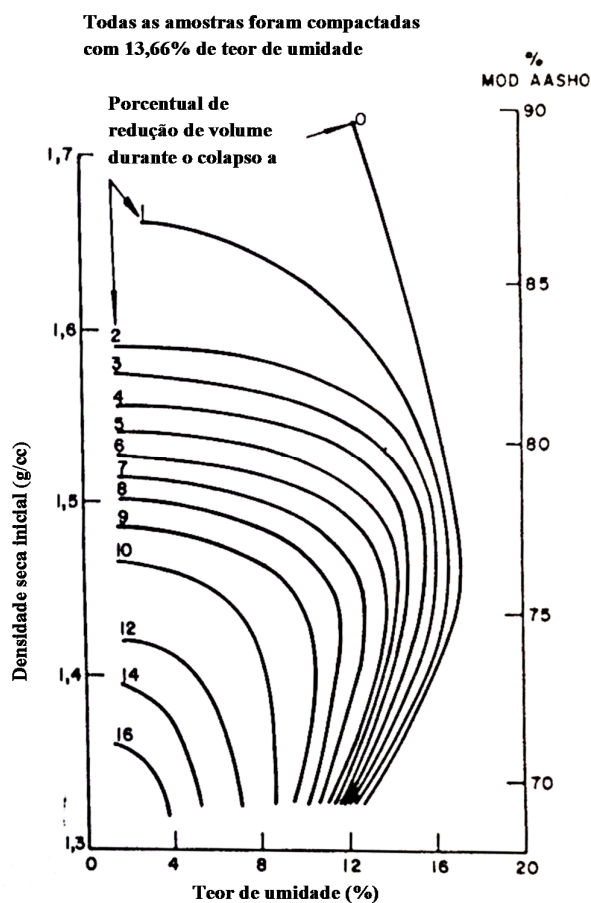


Fonte: BOOTH, 1975.

Booth (1975) ainda conclui que para todas as amostras estudadas, o colapso reduz com o mínimo de compactação, no caso 80% de grau de compactação, e que para um solo muito fofo, cuja compactação é baixa, haverá colapso mesmo se o solo for ensaiado totalmente seco. Portanto, o colapso é influenciado pelo grau de compactação e umidade no momento da compactação.

Na Figura 12, é apresentado outro gráfico obtido por Booth (1975) representado o potencial de colapso do solo estudado relacionado com a variação da umidade e do grau de compactação.

Figura 12 – Porcentagem de colapso para diferentes valores de densidade seca inicial e umidades.



Fonte: BOOTH, 1975.

Observa-se que quanto maior a umidade de compactação, menor é o potencial de colapso, até se atingir um limite de umidade tão alto que o corpo de prova não sofrerá



colapso, mas sim deformações volumétricas expressivas devido ao rearranjo de partículas com pouco atrito devido à presença de água no solo.

Booth (1975) apresentou o gráfico com pontos acima e abaixo da umidade ótima, assim como a variação de graus de compactação, o que lhe permitiu a confecção de uma curva com uma tendência mais específica. A criação das isolinhas permite definir regiões de compactação cujas deformações por colapso já são conhecidas, e, portanto, elementos podem ser dimensionados de maneira mais precisa, reduzindo ou anulando por completo as deformações sofridas pelo solo.

A mudança na umidade, portanto, é responsável por sérios danos em obras devido à diminuição da rigidez e ao movimento induzido por expansão ou colapso do solo.

Alshihabi et al. (2002) relata que há diversos estudos experimentais voltados para a ciclagem do solo. Um exemplo é realizado com argila que, após o período de secagem e umedecimento da amostra, apresentou sinais de fadiga e redução do potencial de expansão (CHEN et al., 1985; CHEN e MA, 1987; SUBBA RAO e SATYADAS, 1987; DIF e BLUEMEL, 1991).

A redução do potencial de expansão e colapso ocorre gradativamente e se estabiliza após alguns ciclos, o que remete à condição de campo, onde o solo passou por diversos eventos climatológicos (ciclagem natural) até apresentar a condição atual, nas qual os ensaios são realizando quando utilizada a amostra indeformada. Essa perspectiva indica a premissa de que um solo indeformado apresenta menor potencial de colapso e expansão do que um solo recentemente compactado e explica grande parte dos problemas de recalque que ocorre em solos recém-compactados.

Oliveira (1992) e Oliveira (1994) avaliaram a estabilidade de agregados submetidos a ciclos de umedecimento e secagem, relatando a fragmentação dos agregados após a ciclagem. Mudanças microestruturais foram observadas por Tessier et al. (1990), que comparou as velocidades de hidratação de argilas de mineralogia 1:1 e 2:1, na qual a exposição de material caulínico a uma rápida hidratação provocou o surgimento de agregados de partículas de tamanho entre 0,5 e 10  $\mu\text{m}$ , enquanto o umedecimento lento provocou arranjo grosseiro, sem discontinuidades além das originadas de rearranjo.

Portanto, pode-se concluir que a ocorrência de ciclos de umedecimento e secagem garante mudanças estruturais no solo.

## 4 ÁREA DE ESTUDO

### 4.1 Localização e Climatologia

O município de Bauru localiza-se na Região Centro-oeste do Estado de São Paulo, distante 326 km da Capital Paulista (Figura 13).

Ocupando uma área de 673 km<sup>2</sup>, e possuindo mais de 360 mil habitantes, Bauru encontra-se a 526 m acima do nível do mar.

Figura 13 - Localização da cidade de Bauru.



Fonte: Mapa rodoviário do estado de São Paulo<sup>1</sup>.

A cidade de Bauru encontra-se sobre o Aquífero Bauru (que por sua vez encontra-se sobre o Aquífero Guarani), o qual apresenta profundidade de aproximadamente 250 m. É a principal fonte de abastecimento para a região, com bons reservatórios de água subterrânea, e com sedimentos granulares que proporcionam boa permeabilidade do solo. A espessura saturada do aquífero é de aproximadamente 75 m, fazendo com que, em certas áreas, a

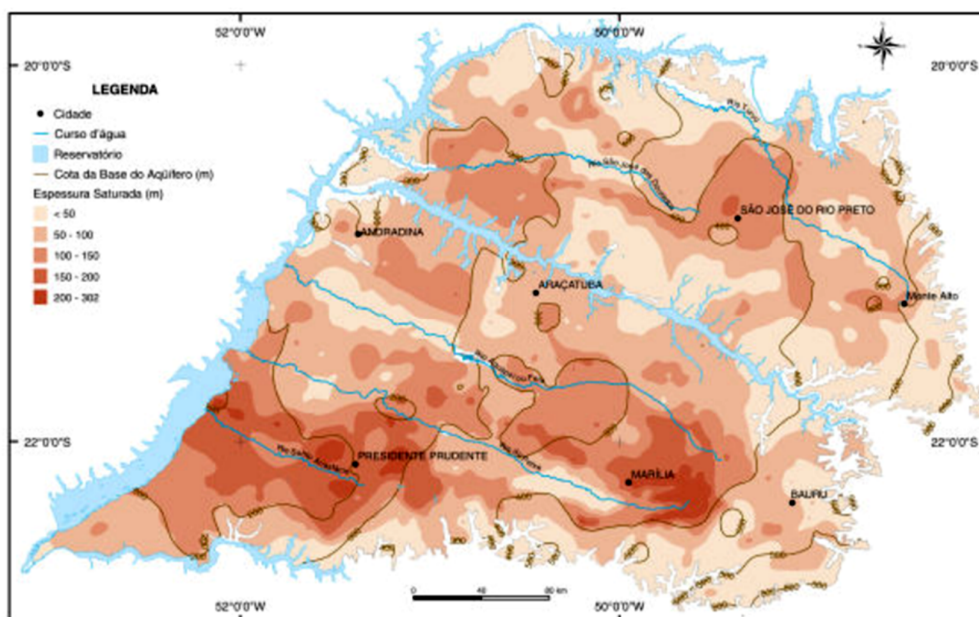
<sup>1</sup>Disponível em: [www.guianet.com.br/sp/mapasp.htm](http://www.guianet.com.br/sp/mapasp.htm) (acesso realizado em 22/07/2016).

profundidade do nível de água seja bastante profunda, como é o caso da área de estudo. A delimitação do Aquífero Bauru segue na Figura 14.

Pesquisas já realizadas no campo experimental dessa pesquisa, como ensaios CPT, SPT e sísmicos, constataram que a profundidade do nível de água do local de coleta das amostras ultrapassa os 18,0 m, medida esta que fora definida para os ensaios previamente realizados. Ensaios com maior profundidade ainda não foram executados, portanto, a profundidade exata do nível de água nessa área de pesquisa ainda não foi definida.

Essa situação garante que o solo estudado, coletado a 1,5 m de profundidade, encontra-se não saturado.

Figura 14 – Base e espessura do Aquífero Bauru.



Fonte: Mapa de águas subterrâneas do estado de São Paulo<sup>2</sup>.

Segundo a classificação climática de Koeppen (CEPAGRI, 2010), há sete tipos climáticos no estado de São Paulo (Figura 15), que são:

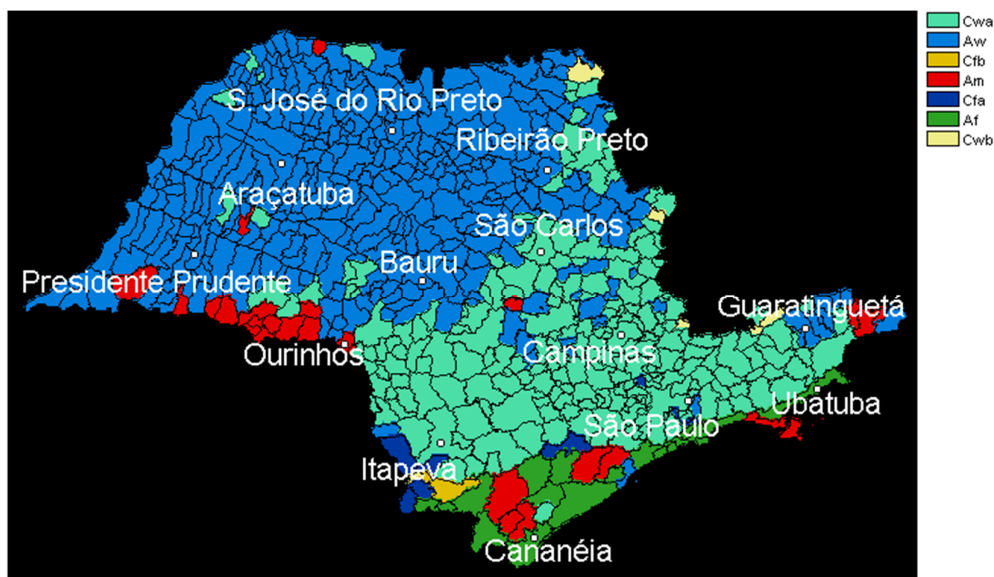
- *Cwa*: tipo dominante, abrangendo a área central do estado e que é caracterizado como tropical de altitude, com chuvas no verão e seca no inverno, com temperatura média superior a 22°C;
- *Cwb*: áreas serranas com verão ameno onde as temperaturas não ultrapassam 22°C;

<sup>2</sup> Disponível em: [http://www.dae.sp.gov.br/images/documentos/MAPA\\_AS.pdf](http://www.dae.sp.gov.br/images/documentos/MAPA_AS.pdf) (acesso realizado em 22/07/2016).

- *Aw*: regiões mais quentes, a noroeste, tropical chuvoso com inverno seco e temperatura superior a 18°C;
- *Am*: clima tropical chuvoso, com inverno seco e temperatura acima de 18°C;
- *Cfa*: sul do estado, com faixas de clima tropical, verão quente, sem estação seca no inverno, onde a temperatura do mês mais frio varia de -3°C e 18°C;
- *Cfb*: áreas serranas, mais altas (Serra do Mar e da Mantiqueira), com verão ameno e chuvoso o ano todo com temperatura inferior a 22°C;
- *Af*: faixa litorânea, com clima tropical chuvoso e sem estação seca.

Em Bauru, o clima é tropical de altitude ou subtropical de inverno seco (*Aw*). Nesse clima, o inverno é seco (com temperaturas abaixo de 18°C) e verão seco (com temperaturas superiores a 22°C). As chuvas da região de estudo são caracterizadas por temporais intensos e de curta duração. Tem-se que o mês mais chuvoso é em janeiro e o mais seco, o de julho, demonstrando que o período de chuvas se concentra entre outubro e março.

Figura 15 – Classificação climática de Koeppen do Estado de São Paulo.



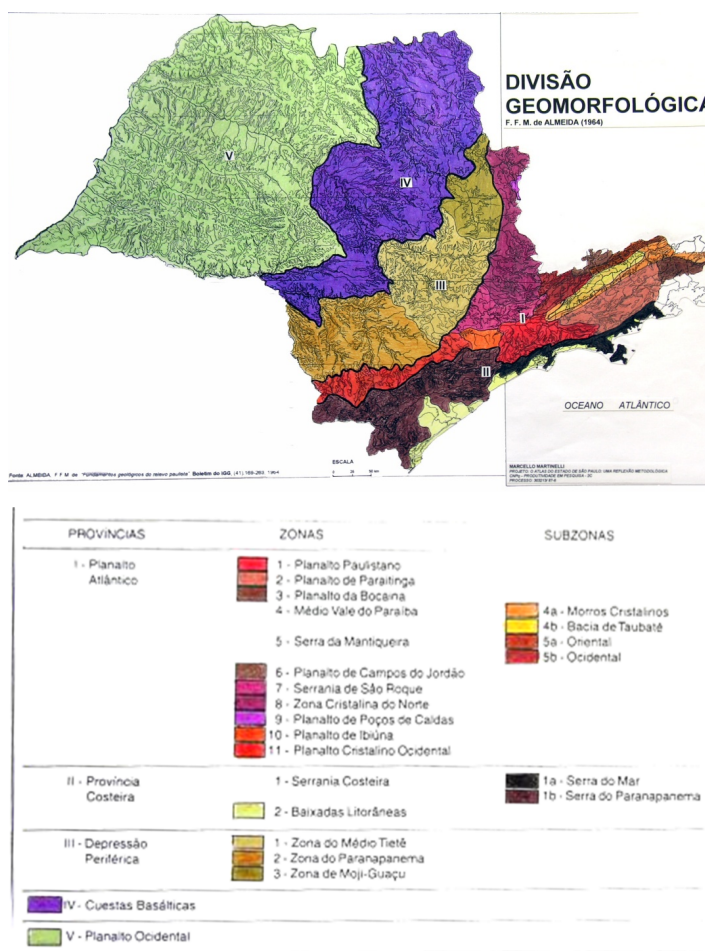
Fonte: Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas à Agricultura<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> Disponível em: <http://www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima-dos-municipios-paulistas.html> (acesso realizado em 22/07/2016).

## 4.2 Aspectos Geológico-Geotécnicos

Em Bauru há predomínio de solos arenosos provindos da formação do Planalto Ocidental Paulista, Planalto Arenítico-Basáltico do Estado de São Paulo, formação essa que ocupa metade do território do estado e que pertence à Bacia Sedimentar do Paraná, cujo embasamento é constituído por rochas cristalinas pré-cambrianas e por rochas copaleozóicas afossilíferas (ROSS e MOROZ, 1997). A Figura 16 apresenta a divisão geomorfológica do estado de São Paulo, apresentado por Almeida em 1964.

Figura 16 – Divisão Geomorfológica do estado de São Paulo.



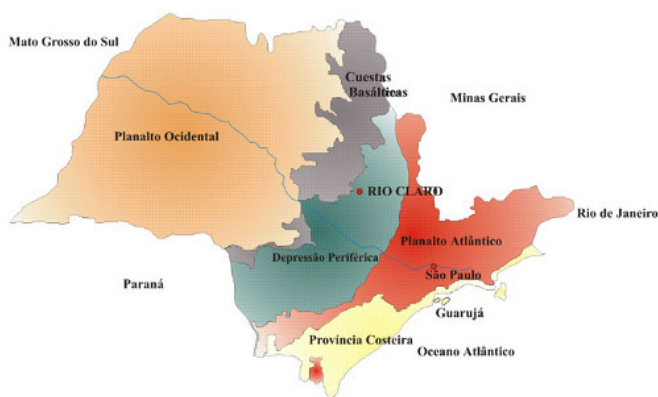
Fonte: ALMEIDA, 1964.

O Planalto Ocidental Paulista situa-se sobre rochas do Grupo Bauru, constituído por formações predominantemente areníticas, em algumas regiões cimentadas por carbonato de cálcio. Nos vales dos principais rios há predomínio de basaltos (IPT, 1981).

Os solos são caracterizados como de grande espessura de camadas, porosos, bem drenados e homogêneos.

O relevo dessa estrutura é levemente ondulado, com colinas amplas e baixas com topos planos. A Figura 17 ilustra a divisão do relevo encontrado no Estado de São Paulo.

Figura 17 – Relevo do Estado de São Paulo.



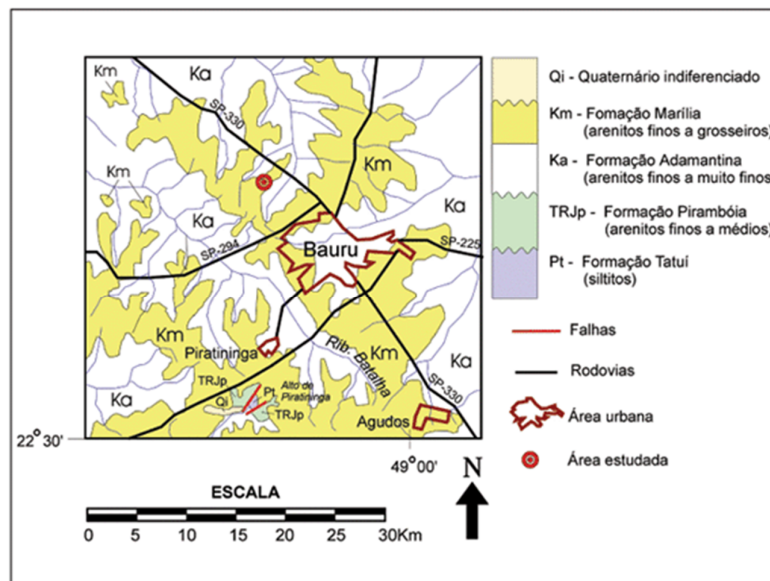
Fonte: Divisão do Relevo do estado de São Paulo<sup>4</sup>.

O Grupo Bauru, pertencente à Bacia Sedimentar do Paraná, é de idade mesozoica, engloba quatro formações geológicas (Caiuá, Santo Anastácio, Adamantina e Marília) e aflora em grande parte da região centro-oeste do Estado de São Paulo, abrangendo 40% da área total do Estado (MENDONÇA e GUTIERREL, 2000).

A Figura 18 apresenta a geologia da região da cidade de Bauru e suas formações.

<sup>4</sup>Disponível em: [www.bibliotecavirtual.sp.gov.br](http://www.bibliotecavirtual.sp.gov.br) (acesso realizado em 22/07/2016).

Figura 18 – Mapa geológico da região de Bauru.



Fonte: LAGO et al., 2006.

Na região de Bauru predominam duas formações: Marília e Adamantina.

A Formação Adamantina apresenta como principal característica a presença de bancos de arenitos de granulação fina a muito fina, cor de róseo a castanho, com estratificação cruzada, espessuras variando entre 2 a 20 metros, alternados com bancos de lamitos, siltitos e arenitos lamíticos, de cor castanho-avermelhado a cinza castanho, maciços ou com acamamento plano-paralelo grosseiro, frequentemente com marcas de onda a micro-estratificação cruzada (SOARES et al., 1980). Ocorre por vasta extensão do oeste do Estado de São Paulo, constituindo os terrenos da maior parte do Planalto Ocidental. A espessura desta formação chega a atingir 190 m.

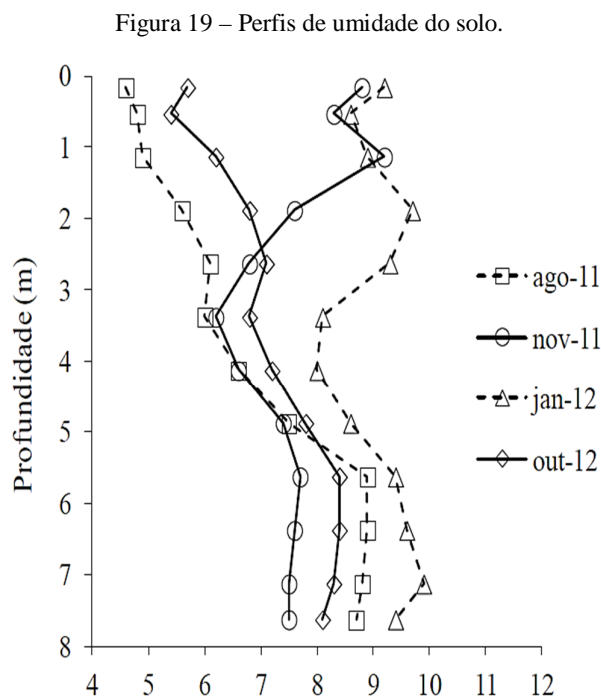
A Formação Marília é constituída por arenitos grosseiros a conglomeráticos, com grãos angulosos, ricos em feldspatos, minerais pesados e minerais instáveis; ocorre em bancos com espessura média entre 1 e 2 metros, maciços ou com acabamento incipiente, subparalelo e descontínuo, raramente apresentando estratificação cruzada de médio porte, com seixos concentrados nos estratos cruzados, raras camadas descontínuas de lamitos vermelhos e calcários são encontrados (SOARES et al., 1980). São ainda características da unidade os nódulos carbonáticos, que aparecem dispersos nos sedimentos, ou concentrados em níveis ou zonas. Cimento carbonático também é muito frequente. A Formação Marília ocorre na porção centro sul do Estado, entre os médios vales dos rios Tietê e Paranapanema e sua espessura

máxima atinge 180 m. Em grande parte da sua área de ocorrência, principalmente na região oeste do Estado de São Paulo, o contato basal do Grupo Bauru é com as rochas da Formação Serra Geral (Grupo São Bento). Em alguns locais, na região central do Estado, o contato se dá diretamente com as Formações Botucatu ou Pirambóia (Grupo São Bento), ambas predominantemente arenosas.

### 4.3 Aspectos do Solo Estudado

Diversos ensaios já foram realizados no Campo Experimental da UNESP Bauru e adotou-se resultados recentes coletados por Fagundes (2014) e Rodrigues et al. (2015). Ensaios SPT, CPT, Sísmico e de Caracterização são realizados constantemente na área compreendida pelo Campus. Alguns trabalhos de mestrado podem ser citados: de Campos (2014), Campos (2015), Yamasaki (2012), de Jesus (2012), Pedrini (2012).

Na Figura 19 é apresentado o perfil de umidade do solo variando de acordo com a estação do ano, realizado em dois períodos do ano: novembro-janeiro (meses chuvosos) e agosto-outubro (meses de estiagem), entre os anos de 2011 e 2012.



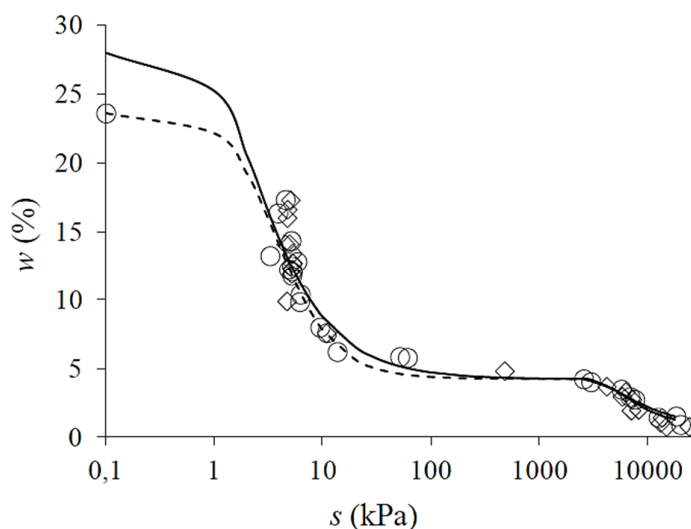
Fonte: RODRIGUES et al., 2015.



Observa-se alteração na curva de umidade somente nos primeiros metros (até 3,0 m de profundidade), visto que essa é a região do solo que mais sofre com os efeitos da precipitação e da evaporação. Essa variação da umidade com consequente variação da sucção em campo é responsável por diferenças na rigidez do solo e, conseqüentemente, diferenças do dimensionamento de elementos estruturais assentes sobre o solo.

Na Figura 20 é apresentada a curva de retenção de água no solo referente ao solo da área de estudo.

Figura 20 - Curva de retenção de água no solo obtida sob trajetória de secagem (linha contínua) e sob trajetória de umedecimento (linha pontilhada) a 1 m de profundidade.

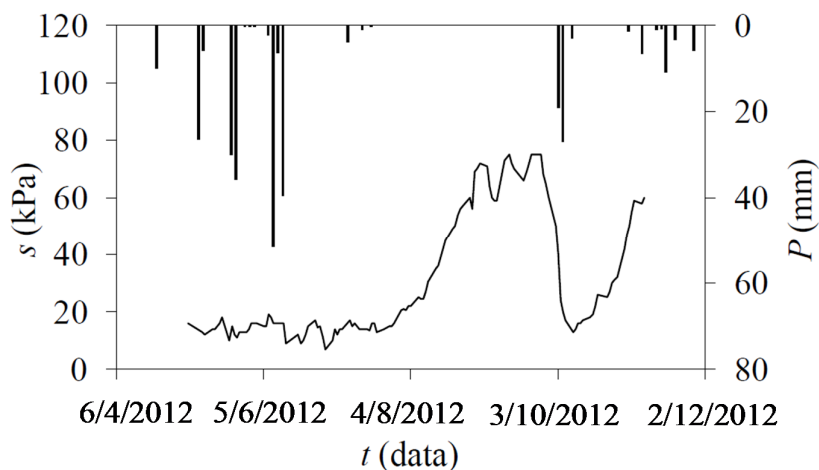


Fonte: RODRIGUES et al., 2015.

A determinação da curva de retenção de água no solo é indispensável para a definição do comportamento de uma amostra com a variação da umidade. A partir da Figura 19, por meio da variação da umidade nos primeiros metros, observa-se que a variação da sucção de acordo com a umidade define o comportamento mecânico do solo, isto é, uma pequena variação de umidade pode gerar uma grande variação da sucção em campo e, conseqüentemente, uma grande variação da resistência do solo, ressaltando, portanto, a importância da definição da curva de retenção.

Outro dado já coletado no Campo Experimental é a variação da sucção em campo com a precipitação, apresentado na Figura 21.

Figura 21 - Monitoramento da sucção no campo a 1,0 m de profundidade com medidas de precipitação.



Fonte: RODRIGUES et al., 2015.

Esse último gráfico enfatiza a influência da chuva na determinação da sucção em campo, ou seja, após um período sem chuva, houve incremento de sucção até certo valor, diminuindo após um novo período chuvoso. Esse estudo da variação da sucção de acordo com a estação do ano é fator decisivo na escolha do melhor elemento estrutural, podendo sofrer alteração de dimensionamento de acordo com a estação do ano em que coletam os dados.

Por meio da caracterização do solo da região e de ensaios *in situ* previamente realizados, os métodos de ensaios para obtenção dos resultados nessa pesquisa podem ser definidos de modo que o comportamento do solo possa ser mais bem interpretado, associando-se a essas pesquisas anteriores.

## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os métodos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa, bem as principais características dos ensaios de laboratório realizados para a obtenção dos resultados.

### 5.1 Amostragem do Solo

Para esta pesquisa foram utilizadas amostras indeformadas e deformadas coletadas no Campus Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru, da Universidade Estadual Paulista – UNESP a 1,5 m de profundidade.

O solo presente no Campus Experimental pode ser considerado representativo do solo da região, visto que apresenta características similares de solos de outras áreas da cidade de Bauru.

Vale ressaltar que tais amostras já haviam sido coletadas seguindo as recomendações da NBR 9604/86 e foram armazenadas em câmara úmida de modo a preservar as características da amostra no momento da coleta.

Na Figura 22 é apresentada a coleta da amostra e as etapas seguidas até armazenamento.

Figura 22 - Coleta de amostras de solo do Campo Experimental da UNESP em Bauru.



Fonte: FAGUNDES, 2014.

### 5.2 Caracterização e Compactação do Solo

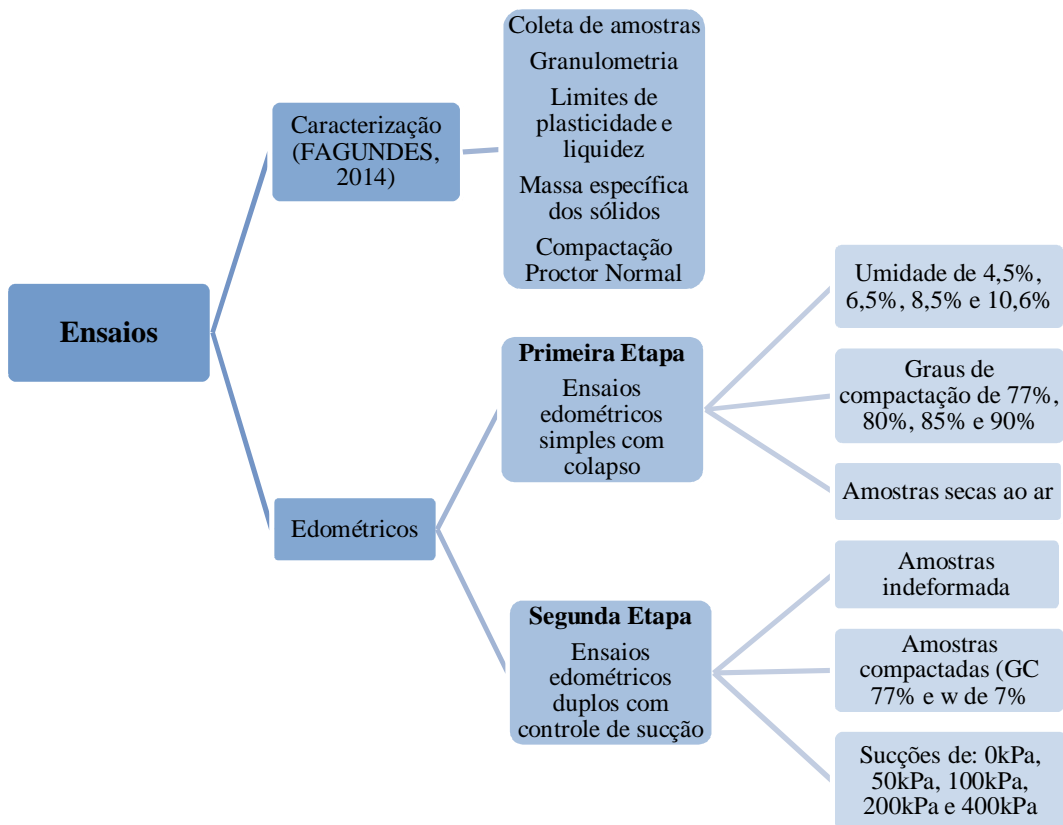
Ensaio para caracterização e compactação do solo estudado já haviam sido realizados anteriormente e, portanto, não foram repetidos neste trabalho. Valores foram utilizados baseando-se nos ensaios realizados por Fagundes (2014) para o solo coletado a uma

profundidade de 1,5 m. A caracterização consistiu em ensaios de Granulometria Conjunta (NBR 7181/88), Massa Específica dos Sólidos (NBR 6508/08) e Limites de Liquidez e Plasticidade (NBR 6459/84 e NBR 7180/88). Para a compactação, foi utilizado o ensaio de Proctor Normal (NBR 7182/88).

### 5.3 Ensaios Edométricos

Foram realizados ensaios em duas etapas. A primeira etapa consistiu em ensaios edométricos convencionais simples com corpo de prova não saturado com indução de colapso por inundação. A segunda etapa consistiu em ensaios edométricos duplos com controle de sucção realizados em dois equipamentos: câmara edométrica convencional para ensaios com sucção igual a 0 kPa e câmara edométrica com controle de sucção para ensaios com valores de sucção diferentes de 0 kPa. A Figura 23 ilustra o esquema de ensaios.

Figura 23 - Esquema da realização dos ensaios desse trabalho.



Fonte: própria autora.

### 5.3.1 Primeira Etapa: Ensaio Edométrico Convencional Simples com Colapso

Os ensaios edométricos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP de Bauru com uma prensa de compressão edométrica.

O ensaio edométrico com inundação para medida do colapso não possui norma específica para sua realização, logo se adotam métodos já utilizados em outras pesquisas, os quais são possíveis de serem reproduzidos e cujos resultados são confiáveis.

Esse ensaio foi realizado com amostras compactadas, de forma a se avaliar a influência do grau de compactação e da umidade de moldagem no valor de potencial de colapso obtido. Portanto, para se definir os pares ( $GC$ ,  $w$ ), utilizaram-se valores da curva de compactação do ensaio Proctor Normal, tendo-se como referência a massa específica seca máxima e umidade ótima, sendo definidos dezesseis pares (ensaios):

- Umidade de 4,5%: graus de compactação de 77% (grau de compactação de campo), 80%, 85% e 90%;
- Umidade de 6,5%: graus de compactação de 77% (grau de compactação de campo), 80%, 85% e 90%;
- Umidade de 8,5%: graus de compactação de 77% (grau de compactação de campo), 80%, 85% e 90%;
- Umidade de 10,6% (umidade ótima): graus de compactação de 77% (grau de compactação de campo), 80%, 85% e 90%.

A escolha desses pontos no ramo seco da curva de compactação visa estudar o comportamento do solo na situação em que ocorrem as maiores deformações por colapso, como já descrito por alguns autores (GENS et al., 1995; CARNERO e MARINHO, 2014).

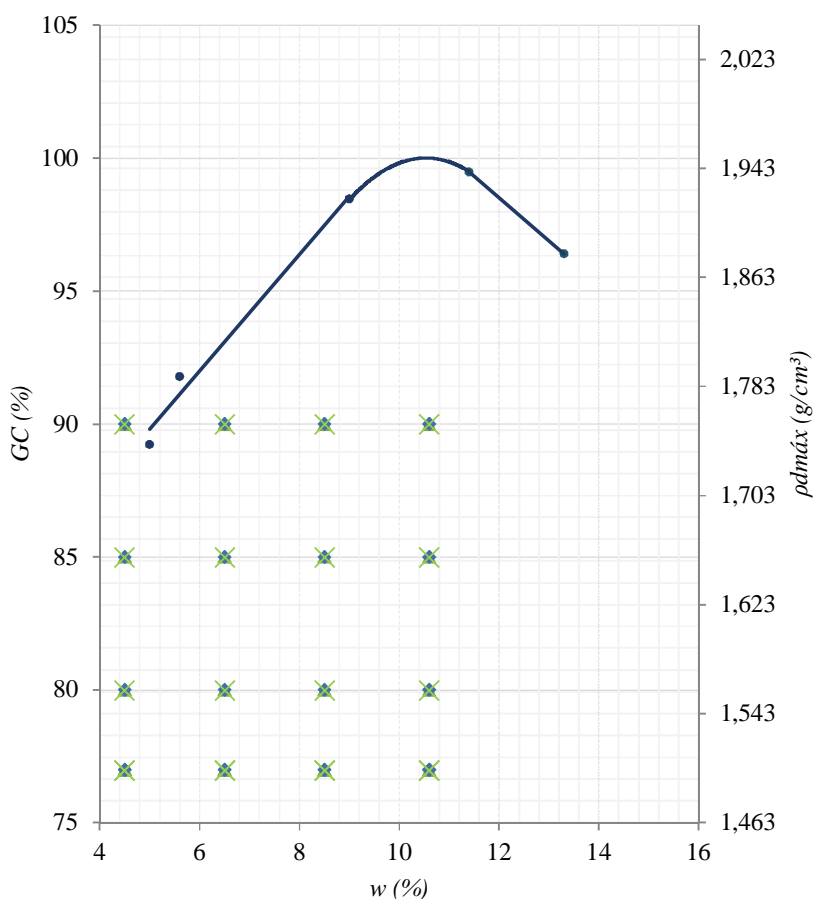
Como complementação desses dezesseis pontos, foram realizados mais quatro ensaios cujos corpos de prova foram compactados com grau de compactação de 77% nas quatro umidades definidas (4,5%; 6,5%; 8,5% e 10,6%) e secos ao ar até não haver mais variação de massa, restando apenas um pequeno valor de umidade higroscópica (aproximadamente 0,7% de umidade).

Com estes quatro novos ensaios o objetivo foi analisar a influência da umidade de moldagem no colapso do solo. Neste caso, todos os corpos de prova foram ensaiados aproximadamente com a mesma umidade inicial (que será a umidade residual), o que permite avaliar o colapso máximo do solo.

Cabe destacar que a umidade inicial influencia a magnitude do colapso dos solos, uma vez que quanto menos úmido, maior a sucção, e por consequência maior a rigidez e menor a deformabilidade do solo. Como a sucção é elevada neste caso, a aplicação das cargas até a tensão de 100 kPa implicará em pequenas deformações no solo. Após a inundação a deformação por colapso será máxima, uma vez que as deformações por umedecimento causarão uma variação de volume do corpo de prova que o levará até à linha de compressão virgem do solo saturado.

A Figura 24 apresenta os pontos da curva de compactação escolhidos para moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios.

Figura 24 – Curva de compactação com os pontos de ensaio definidos.

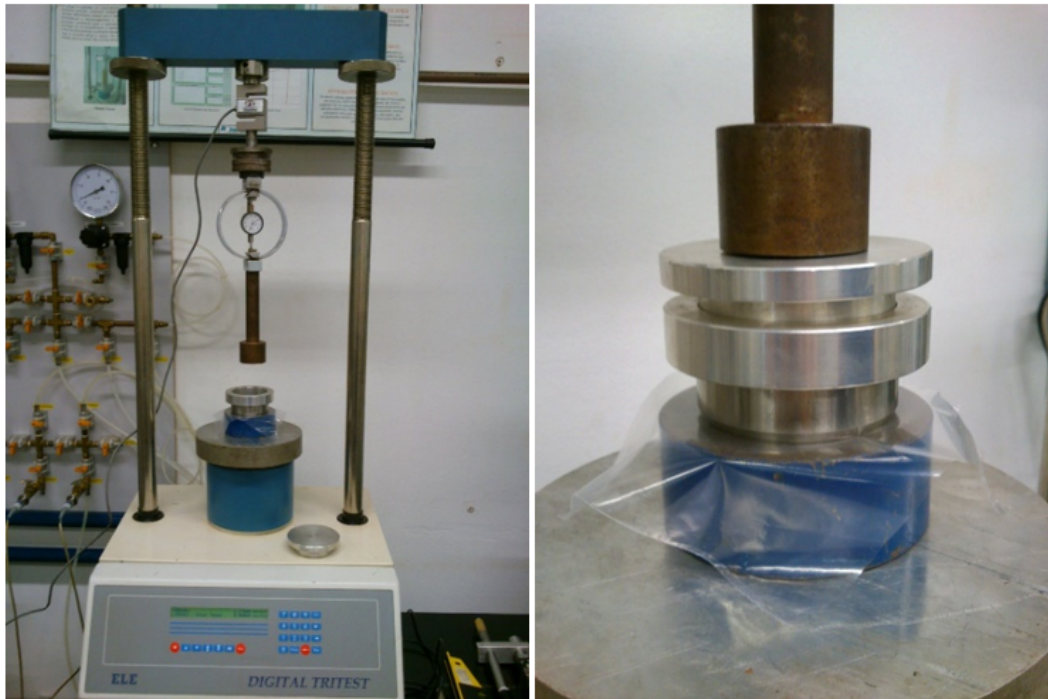


Fonte: própria autora.

Utilizou-se como molde para a compactação o próprio anel do ensaio edométrico. A compactação realizada foi estática e o equipamento utilizado foi uma prensa da marca ELE – Digital Tritest, utilizada também para ensaios Triaxiais.

Na Figura 25 ilustra-se o equipamento utilizado para moldagem dos corpos de prova.

Figura 25 – Aspecto da prensa utilizada na moldagem dos corpos de prova e início de ensaio.

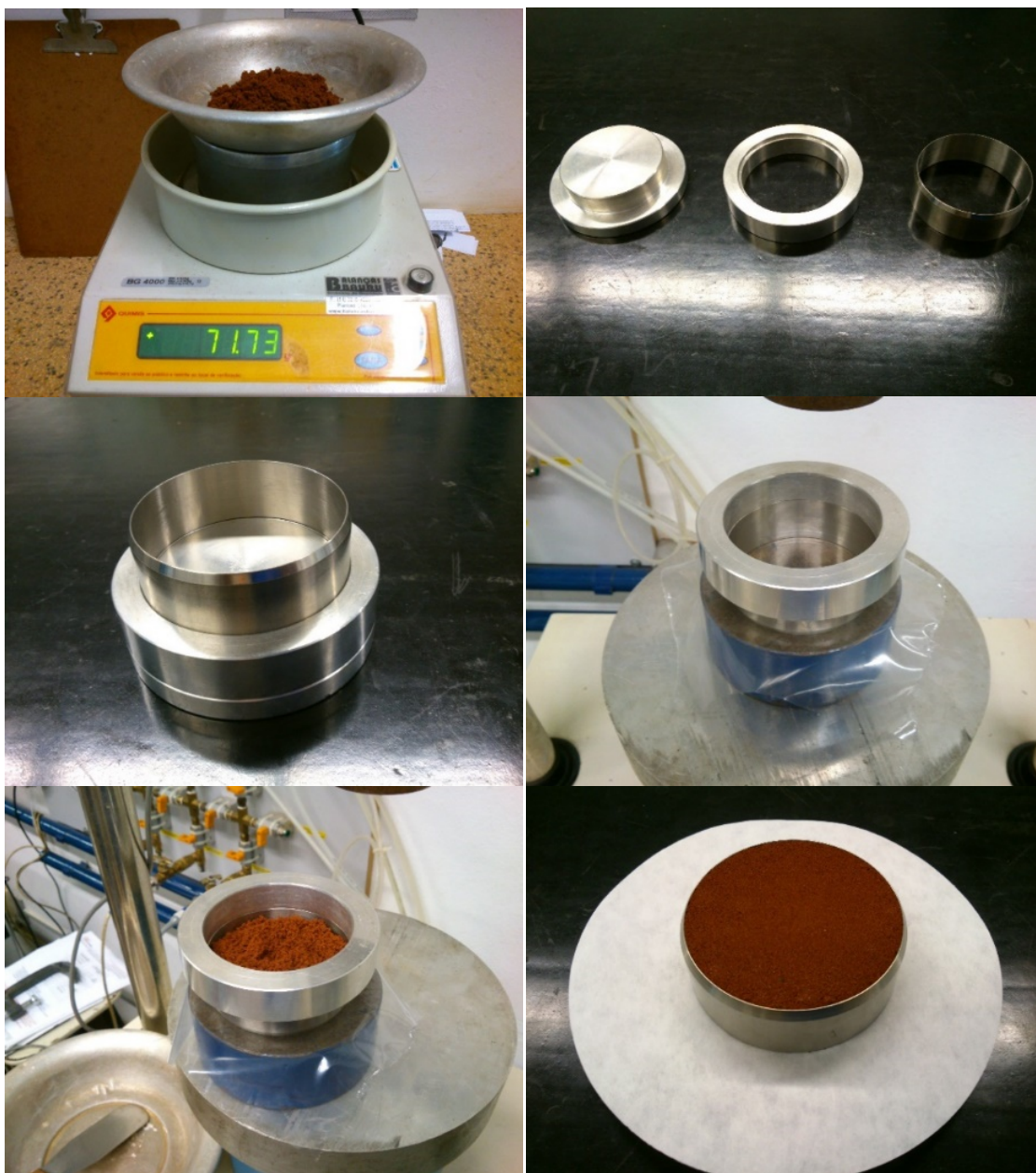


Fonte: própria autora.

A velocidade de compactação adotada foi de 1,27 mm/min. O método estático de compactação foi adotado de forma que possibilitasse o controle do grau de compactação da amostra.

Na Figura 26 ilustra-se o processo de compactação em geral.

Figura 26 – Moldagem dos corpos de prova compactados.



Fonte: própria autora.

Neste ensaio o corpo de prova é posicionado entre duas placas porosas comuns e então, acima, é colocada a célula de aplicação de carga. Feito isso, de modo a manter a umidade do corpo de prova, optou-se por espalhar algodão levemente umedecido por cima do edômetro. O edômetro é posicionado sobre a prensa e a mesma deve se encontrar equilibrada, de modo a não exercer nenhuma carga no corpo de prova antes do início do ensaio. Com a



prensa equilibrada, posiciona-se o relógio comparador e trava-se todo o sistema, evitando qualquer possível desestabilização.

Libera-se o sistema e o ensaio é iniciado com os carregamentos até atingir a tensão de interesse para a imposição da inundação, que é feita inserindo-se água destilada no edômetro até que se observe a manutenção do nível de água dentro da câmara. Como o ensaio é feito numa câmara aberta, a perda de umidade deve ser controlada de modo a não interferir no resultado. Segundo Booth (1975), o tempo de 10 minutos de espera após o carregamento é suficiente para que mais de 90% das deformações ocorram, portanto, adotou-se esse tempo de espera para a aplicação de um novo carregamento.

A tensão de interesse para a imposição da inundação foi de 100 kPa, visto que esse valor se aproxima dos carregamentos médios aplicados nos solos de Bauru-SP até a profundidade de fundações de 6 a 8 m (profundidade aproximada das camadas de solos colapsíveis em que se apoiam fundações), levando-se em consideração as tensões geostáticas e os acréscimos de tensões para edificações padrões de um pavimento (mais comuns).

Após a inundação do corpo de prova, prossegue-se até o carregamento máximo e então ao descarregamento. Optou-se nesse caso por apenas um estágio de descarregamento, visto que a curva de interesse já foi obtida no momento do colapso. Os valores dos carregamentos são apresentados ao final do tópico seguinte e se assemelha ao ensaio com corpo de prova saturado ou com baixo valor de sucção, isso devido aos valores de umidade adotados que, quando analisada a curva de retenção do solo (Figura 20), estão associados a valores de sucção mais baixos.

### **5.3.2 Segunda Etapa: Ensaio Edométrico Duplo com Controle de Sucção**

Nessa etapa de ensaios, dois tipos de amostras foram utilizados: amostras indeformadas e compactadas estaticamente. O método de ensaio é apresentado nesse tópico.

#### *5.3.2.1 Moldagem dos Corpos de Prova*

Como há dois tipos de amostras utilizadas no ensaio, dois métodos de moldagem foram empregados.

### *Amostras Deformadas – Compactadas*

Para a moldagem das amostras compactadas optou-se pelo Grau de Compactação e Umidade de campo, valores esses já determinados em outras pesquisas (Fagundes, 2014; Rodrigues et al., 2015), que são:

$$GC = 77,0\%$$

$$w = 7,0\%$$

A adoção de valores próximos aos de campo foi feita de modo a se avaliar quais são as alterações de deformação, devido à variação da sucção, que ocorrem quando a estrutura do solo é modificada mediante a compactação.

O valor de grau de compactação de campo foi definido por meio dos índices físicos obtidos em ensaios realizados por Fagundes (2014).

A umidade do corpo de prova foi controlada por meio de retirada de amostras de solo e pelo processo de secagem na estufa.

Utilizou-se como molde o anel do próprio ensaio edométrico e a compactação foi realizada da mesma forma que no ensaio edométrico convencional simples com colapso.

### *Amostras Indeformadas*

Os corpos de prova indeformados foram talhados das amostras indeformadas coletas a 1,5 m de profundidade da área de estudo. Para sua moldagem, foram utilizados os próprios anéis utilizados no ensaio edométrico, de modo a ajustar o melhor possível a amostra em um corpo de prova padrão, com área e volume conhecidos.

Para cada corpo de prova moldado, retiraram-se três amostras para determinação da umidade gravimétrica, a qual foi medida através do método da estufa. Para amostras arenosas, o período recomendado de secagem para determinação da umidade deve ser superior à 12h.

#### *5.3.2.2 Saturação dos Corpos de Prova*

Após a moldagem dos corpos de prova, e a medição de suas massas já com os anéis, prossegue-se o ensaio com a saturação dos corpos de prova. Essa etapa consiste em posicionar os corpos de prova em cima de um papel filtro e de uma placa porosa e então inseri-los em

uma bandeja contendo água destilada e deaerada. A altura de lâmina de água deve ser inferior à altura da placa porosa abaixo do corpo de prova, de modo que a saturação se dê somente por capilaridade através dessa placa e do papel filtro. O tempo de espera para saturação ocorre entre 12h e 24h para solos arenosos, como é o caso do solo estudado. Ademais, adotou-se o tempo mínimo para saturação de 12h. Na Figura 27 ilustra-se o processo.

Figura 27 – Aspecto do corpo de prova no processo de saturação.



Fonte: própria autora.

### 5.3.2.3 Ensaio Edométrico Convencional Saturado

Neste ensaio o corpo de prova é posicionado entre duas placas porosas comuns e então, acima, é colocada a célula de aplicação de carga. Feito isso, o edômetro é inundado com água destilada e deaerada e posicionado sobre a prensa, que deve se encontrar equilibrada, sem exercer qualquer tipo de pressão sobre o corpo de prova. Com a prensa equilibrada, posiciona-se o relógio comparador e trava-se todo o sistema, evitando qualquer possível desestabilização.

Feito isso, libera-se o sistema e o ensaio é iniciado. Caso o corpo de prova não seja previamente saturado, deve-se aguardar o período para a saturação dentro do edômetro (de 12h a 24h).

Na Figura 28 e na Figura 29 ilustram-se a montagem do equipamento.

Figura 28 – Montagem do edômetro convencional.



Fonte: própria autora.

Figura 29 – Edômetro convencional instalado sobre a prensa



Fonte: própria autora.

#### 5.3.2.4 *Ensaio Edométrico com Controle de Sucção*

Estes ensaios foram realizados com edômetros baseados na técnica de translação de eixos (HILF, 1956). A técnica consiste na mudança do referencial de pressão com o aumento da pressão de ar que existe nos espaços intergranulares do solo. Esse aumento produz um aumento igual na pressão de água mantendo a diferença entre pressão de ar e pressão de água, isto é, mantendo o valor de sucção enquanto que a pressão de água é incrementada (VILAR, 1997).

#### *Saturação da Placa Porosa*

Para os ensaios com controle de sucção, a definição da condutividade hidráulica saturada da pedra porosa de alto valor de entrada de ar é fundamental para a correta aquisição de resultados.

Testes para determinação da permeabilidade já haviam sido realizados anteriormente, utilizando-se tanto a prensa edométrica quanto o equipamento utilizado para ensaio triaxial, de modo a comparar os resultados e definir o valor de permeabilidade das duas placas porosas utilizadas para a realização do ensaio com controle de sucção. Da mesma forma, antes da realização dos ensaios, mais testes foram realizados para confirmar os resultados obtidos anteriormente. O valor da condutividade hidráulica saturada média da placa é  $1,21 \cdot 10^{-9}$  m/s.

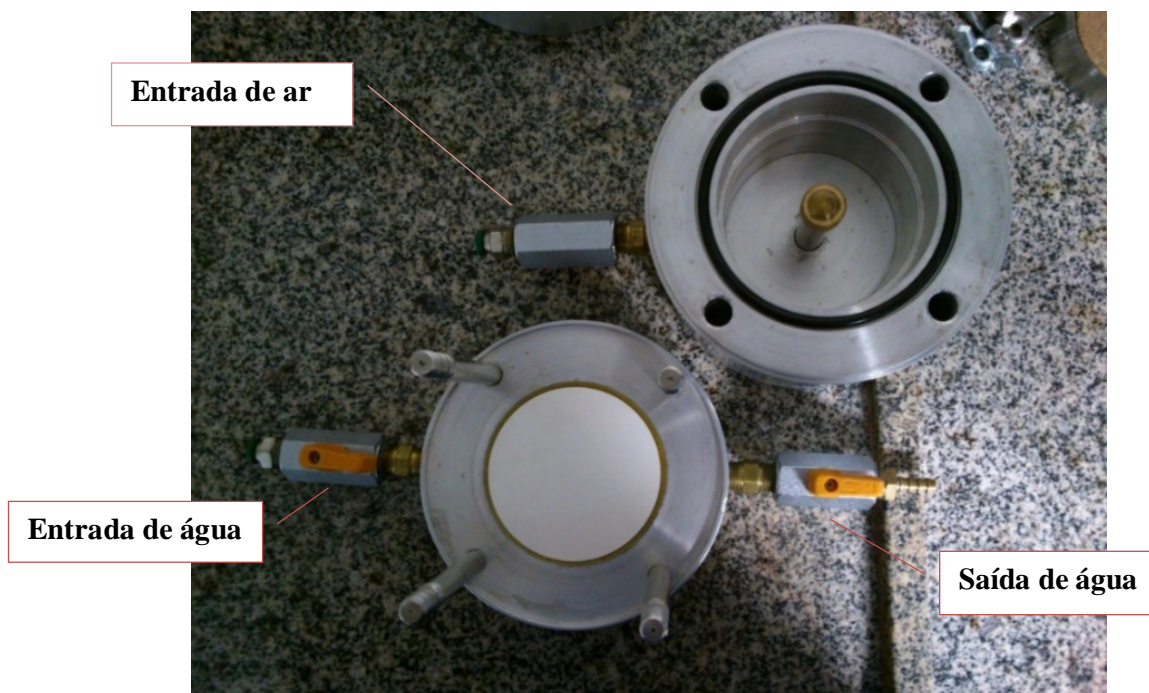
Vale ressaltar que a medida da permeabilidade da placa é indispensável para a verificação da ocorrência de vazamentos no edômetro. Caso ocorram esses vazamentos, a técnica de translação de eixos não pode ser aplicada.

Em concordância com a definição da condutividade hidráulica saturada da placa porosa, a saturação do edômetro, mais especificamente da placa porosa, garante que o ar presente na mesma seja expulso durante o processo, impedindo incorreções durante as medidas coletas no ensaio.

Para a saturação, inicialmente abrem-se as passagens de água do edômetro e permite-se o fluxo constante de água por certo período de tempo (de 3 a 5 minutos), permitindo, assim, a expulsão de parte do ar presente na placa e nos dutos. Em seguida, insere-se no interior da câmara edométrica água destilada e deaerada, fecha-se o equipamento e o instala

na prensa edométrica. A entrada de ar é ligada na placa de controle de entrada de ar e a saída de água em um bureta graduada. A Figura 30 mostra o equipamento utilizado.

Figura 30 – Edômetro desmontado com designação de seus dutos.



Fonte: própria autora.

Montado o equipamento e todas suas conexões, abrem-se as válvulas e aplica-se certo valor de sucção (inicialmente, 50 kPa), e permite-se o fluxo de água da câmara edométrica para a bureta. Essa saturação é feita por certo período de tempo de modo que a maior parte da água do edômetro seja expulsa (aproximadamente 150 cm<sup>3</sup>).

Após a retirada dessa quantidade de água, retira-se o edômetro e prossegue-se ao ensaio em si. Vale ressaltar que durante esse processo, pode-se averiguar se a permeabilidade da placa porosa corresponde à determinada previamente, garantindo segurança na coleta dos dados e dos cálculos.

A água inserida no edômetro é destilada e sem presença de bolhas de ar (deaerada). Adota-se seu uso para que as bolhas de ar presente na água não interfiram no valor de sucção medida. No laboratório obtém-se a água destilada por meio de um destilador, e para a retirada do ar dessa água, utiliza-se uma bomba de sucção.

### *Montagem do Ensaio*

Para a montagem do ensaio, posiciona-se o corpo de prova centralizado sobre a placa porosa de alta pressão de entrada de ar, atentando-se aos cuidados necessários para que o corpo de prova não sofra nenhuma deformação prévia. Acima do anel com o solo, posiciona-se outra placa porosa (simples), já saturada, e acima desta uma célula para aplicação de carga e, por fim, fecha-se o edômetro.

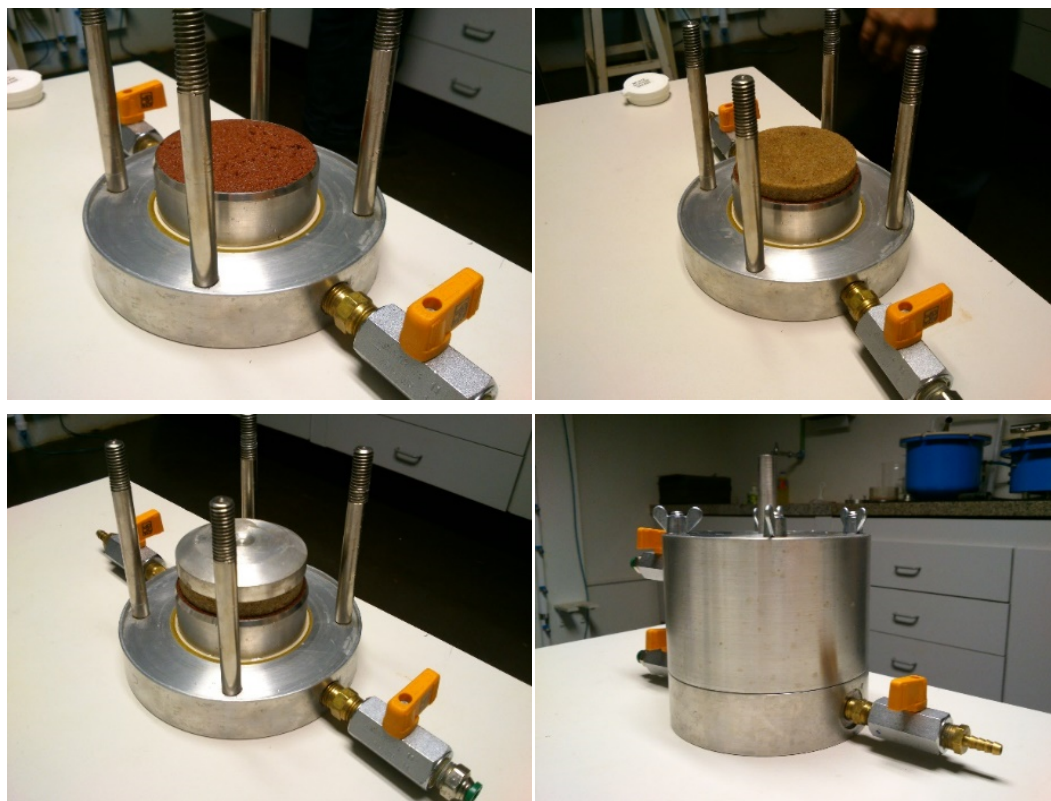
Por ser hermeticamente fechado, não há perda de umidade entre o processo de montagem e início do ensaio em si, desde que se mantenham todas as válvulas fechadas.

Após o fechamento do edômetro, o mesmo é posicionado na prensa e são conectados os dutos para entrada de ar e saída de água. O duto de entrada de ar é conectado a uma placa de controle de entrada de ar posicionada na parede, a qual possibilita a realização de três ensaios consecutivos e possui como limitante a pressão de 1000 kPa. O duto para saída de água é conectado a uma bureta, a qual já se encontra com água destilada e deaerada (inclusive no duto que liga o edômetro à bureta), e sobre essa água é adicionada uma fina camada de vaselina líquida de modo a evitar a evaporação da água durante o ensaio.

Após a conexão dos dutos, posiciona-se a prensa de modo que a mesma se encontre equilibrada, sem exercer qualquer tipo de pressão sobre o corpo de prova. Com a prensa equilibrada, posiciona-se o relógio comparador e trava-se todo o sistema, evitando qualquer possível desestabilização. Feito isso, libera-se o sistema e, com ele equilibrado sem acréscimo de carga, abrem-se as válvulas de entrada de ar e saída de água, e aplica-se a pressão (sucção) adotada para o respectivo ensaio. Após, espera-se o equilíbrio do sistema com a expulsão de toda a água e a manutenção do valor de sucção. Somente após esse equilíbrio é que o ensaio pode ser realmente iniciado.

Na Figura 31 e na Figura 32 ilustram-se a preparação do ensaio.

Figura 31 – Montagem do edômetro com controle de sucção.



Fonte: própria autora.

Figura 32 – Edômetro com controle de sucção instalado em prensa.



Fonte: própria autora.



### 5.3.2.5 Aplicação das Cargas

A partir do equilíbrio do sistema, com o equilíbrio do corpo de prova no ensaio convencional com colapso, com expulsão de toda a água no ensaio com controle de sucção e com a saturação do corpo de prova no ensaio convencional, prossegue-se aos carregamentos.

O carregamento inicial para cada sistema deve ser aquele superior ao que mantém o sistema em equilíbrio. Isso significa que, quanto maior o valor de sucção, maior o valor do carregamento inicial. Logo, parte-se de pontos diferente da curva do ensaio edométrico.

Para a segunda etapa dos ensaios foram adotados os valores de sucção de: 0 kPa (ensaio convencional com corpo de prova saturado), 50 kPa (valor muito próximo à média medida em campo), 100 kPa (valores já medidos em campo em períodos mais secos), 200 kPa e 400 kPa (valores extremos, característicos de períodos extremamente secos).

No ensaio edométrico, comumente realizado, os carregamentos dobram a cada etapa, logo temos que:

- Para 0 kPa de sucção: os carregamentos foram de 3,2 kPa, 6,4 kPa, 12,7 kPa, 25,3 kPa, 50,6 kPa, 101,1 kPa, 202,0 kPa, 403,6 kPa e 806,9 kPa (início do ensaio no 1º estágio de carregamento).
- Para 50 kPa de sucção: os carregamentos foram de 5,7 kPa, 13,2 kPa, 28,3 kPa, 58,3 kPa, 118,4 kPa, 238,5 kPa, 478,7 kPa e 956,8 kPa (início do ensaio no 2º estágio de carregamento).
- Para 100 kPa de sucção: os carregamentos foram de 3,5 kPa, 11,1 kPa, 26,1 kPa, 56,2 kPa, 116,2 kPa, 236,4 kPa, 476,8 kPa e 956,9 kPa (início do ensaio no 2º estágio de carregamento).
- Para 200 kPa de sucção: os carregamentos foram de 4,7 kPa, 19,8 kPa, 49,8 kPa, 109,9 kPa, 230,0 kPa, 470,2 kPa e 948,3 kPa (início do ensaio no 3º estágio de carregamento).
- Para 400 kPa de sucção: os carregamentos foram de 14,1 kPa, 44,2 kPa, 104,2 kPa, 224,4 kPa, 464,8 kPa e 944,9 kPa (início do ensaio no 4º estágio de carregamento).

O estágio de carregamento significa a carga real aplicada, a qual é feita com a inserção de anilhas com massas conhecidas na prensa edométrica. Portanto:

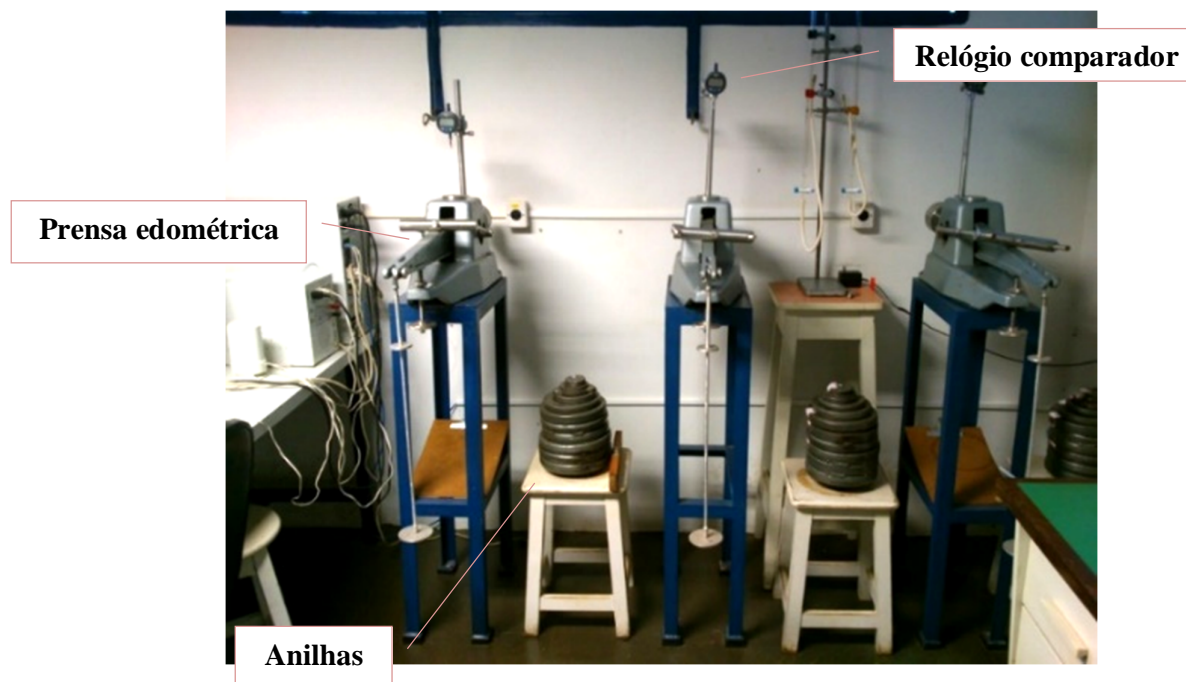
- 1º estágio: 125 g.
- 2º estágio: 250 g.

- 3º estágio: 500 g.
- 4º estágio: 1 kg.
- 5º estágio: 2 kg.
- 6º estágio: 4 kg.
- 7º estágio: 8 kg.
- 8º estágio: 16 kg.
- 9º estágio: 32 kg.

Vale acrescentar que existem pequenas variações nas massas das anilhas, ocasionando pequenas variações nos valores dos carregamentos, o que pode ser observado nos valores dos carregamentos acima descritos.

Na Figura 33 e na Figura 34 ilustram-se os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios.

Figura 33 – Prensas edométricas existentes no laboratório.



Fonte: própria autora.

Figura 34 – Prensas edométricas existentes no laboratório e painel de controle de ar comprimido.



Fonte: própria autora.

Definidos os valores de carregamentos, inicia-se o ensaio aplicando a primeira carga e mediu-se a variação do deslocamento medido no relógio comparador, com o tempo. Foram definidos os seguintes intervalos: 0 min., 1 min., 2,25 min., 4 min., 9 min., 16 min., 25 min., 36 min., 49 min., 64 min. como as primeiras medidas realizadas no ensaio. Após esses períodos, medidas esporádicas eram tomadas até que se observasse o equilíbrio do sistema, o que ocorria mais rapidamente com cargas menores e mais devagar em cargas maiores, portanto, o critério de medida final foi o de equilíbrio. Em concordância com Vilar (1979), que ensaiou solos arenosos do município de São Carlos (SP) e que verificou que, em ensaios com controle de sucção, carregamentos até 50 kPa equilibravam em aproximadamente 1 hora e os demais entre 3 e 5 horas, o mesmo ocorreu com o solo estudado no município de Bauru-SP.

Verificado o equilíbrio do sistema, ou seja, sem que houvesse variação de deslocamento do corpo de prova medida no relógio comparador, passava-se à próxima etapa, com um novo carregamento (novo estágio) e assim sucessivamente até o carregamento final de 32 kg (aproximadamente 950 kPa) e posterior descarregamento.

Realizado o descarregamento, o equipamento é desmontado cuidadosamente e a massa final do corpo de prova é medida e três amostras são retiradas de modo a se calcular a umidade gravimétrica final.

Na Figura 35 ilustra-se o corpo de prova ao final do ensaio.

Figura 35 – Edômetro desmontado após ensaio e detalhe do corpo de prova já deformado ao final do ensaio



Fonte: própria autora.

## 6 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesse capítulo são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios edométricos, bem como os resultados obtidos em outras pesquisas que auxiliaram na interpretação e análise dos resultados. Portanto, serão apresentados os resultados de índices físicos, compactação Proctor Normal, limites de Atterberg, e os resultados dos ensaios edométricos realizados na primeira etapa e na segunda etapa.

### 6.1 Caracterização Física, Limites de Atterberg e Compactação Proctor Normal

A Tabela 3 apresenta os resultados de caracterização, compactação e determinação de índices físicos, obtidos por meio dos ensaios realizados por Fagundes (2014) para um solo natural.

Tabela 3 – Caracterização, compactação e índices físicos do solo natural a 1,5 m de profundidade.

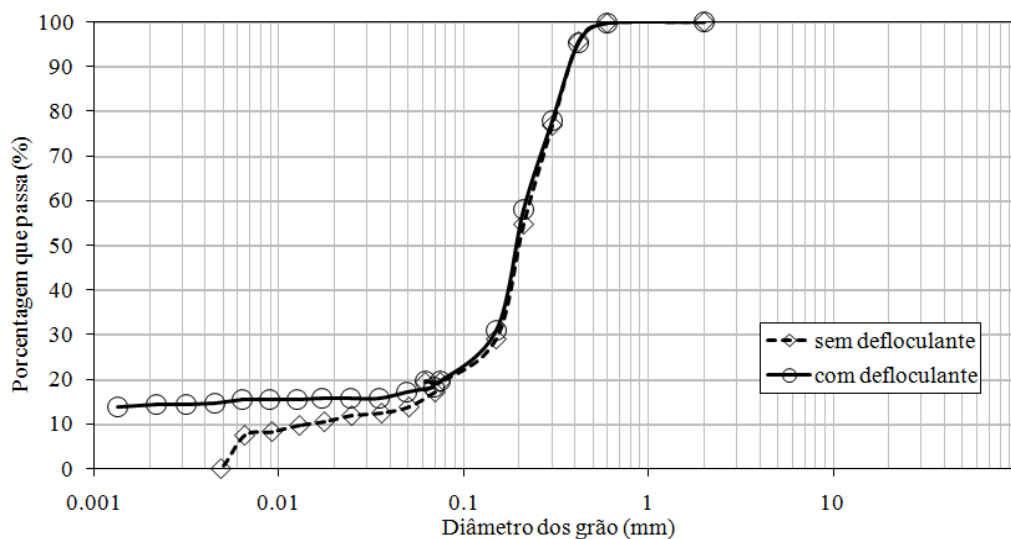
Definição	Símbolo	Unidade	Valor
Argila	-	(%)	14,0
Silte	-	(%)	5,8
Areia	-	(%)	80,2
Limite de liquidez	$w_L$	(%)	15,5
Limite de plasticidade	$w_P$	(%)	-
Massa específica seca máxima (Proctor Normal)	$\rho_{dmax}$	(g/cm <sup>3</sup> )	1,950
Umidade ótima (Proctor Normal)	$w_{opt}$	(%)	10,6
Massa específica	$\rho$	(g/cm <sup>3</sup> )	1,590
Massa específica seca	$\rho_d$	(g/cm <sup>3</sup> )	1,507
Umidade	$w$	(%)	5,5
Índice de vazios	$e$	-	0,757
Porosidade	$n$	(%)	43,1
Grau de saturação	$S_r$	(%)	19,3
Massa específica dos sólidos	$\rho_s$	(g/cm <sup>3</sup> )	2,649

Fonte: FAGUNDES, 2014.

A porosidade elevada, nesse caso de 43,1% e o grau de saturação inferior a 20% definem um solo que possui elevado índice de vazios, não saturado e que, conseqüentemente, possui maior tendência a grandes deformações quando inundado, ou seja, um solo propenso a ser colapsível. Essa análise está em concordância com a definição de Dudley (1970) para solos colapsíveis, que caracteriza um solo colapsível como aquele que possui elevado índice de vazios e baixo grau de saturação.

Mais especificamente, na Figura 36, são apresentados os resultados de Fagundes (2014) para os ensaios de granulometria conjunta, um ensaio realizado com defloculante (a base de hexametáfosfato) e um sem esse reagente.

Figura 36 – Curvas granulométricas obtidas nos ensaios de caracterização do solo.



ESCALA ABNT NBR 6502/95								
argila	silte	areia			pedregulho			
		fina	média	grossa	fino	médio	grosso	
0,002		0,06	0,200	0,600	2,0	6,0	20,0	60,0

Fonte: FAGUNDES, 2014.

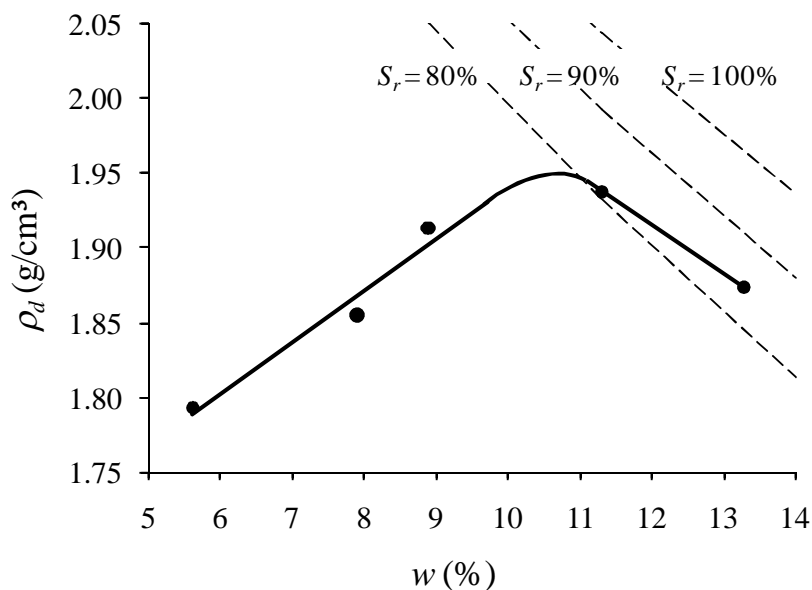
O solo estudado pode ser classificado quanto à sua textura como uma areia média a fina pouco argilosa marrom avermelhada, apresentando mais de 80% de partícula arenosa em sua composição. A partir das curvas com e sem defloculante é possível notar que a areia estudada possui finos em estado agregado. Essa porcentagem de finos de aproximadamente 20% é um dos agentes responsáveis pela manutenção da estrutura do solo, atuando como um elemento cimentante entre as partículas de areia.

A desagregação dos finos presentes no solo quando em água gera mudança na estrutura do agregado e pode afetar diretamente a sucção total medida em campo, visto atuar diretamente na composição da sucção osmótica, causando um acréscimo dessa sucção total. Entretanto, no caso do solo da área de pesquisa, visto que a parcela arenosa é muito superior à parcela argilosa, a sucção matricial decorrente das forças de adsorção e capilar é predominante.

A definição do material granular da área de estudo corresponde ao solo predominante no Planalto Ocidental Paulista (IPT, 1981), apresentando material arenoso como a grande maioria de sua composição que é, por sua vez, decorrente da desagregação de rochas areníticas presentes na região.

Em complementação ao resultado apresentado na Tabela 3, a curva de compactação é apresentada na Figura 37. São apresentadas ainda as curvas correspondentes aos graus de saturação de 80%, 90% e 100% para o solo estudado.

Figura 37 – Curva de compactação na energia Proctor Normal.



Fonte: FAGUNDES, 2014.

A curva de compactação apresenta comportamento característico de material arenoso, com baixa umidade ótima (10,6%) e elevado valor de massa específica seca máxima (1,950  $\text{g/cm}^3$ ). A obtenção da umidade ótima do solo serviu como parâmetro para a definição dos pontos de ensaios na primeira etapa dos ensaios edométricos. Dessa forma, optou-se por

serem feitos ensaios no valor da umidade ótima de 10,6% e abaixo deste valor de modo a que os resultados obtidos sejam aqueles cujas deformações tendem a serem maiores, já que o solo fora compactado na ótima e no ramo seco da curva de compactação Proctor Normal.

## 6.2 Ensaios Edométricos Realizados

Os resultados obtidos pelos ensaios edométricos foram divididos em duas etapas. Na primeira etapa são apresentados os resultados obtidos no ensaio edométrico convencional simples com colapso. O objetivo desse primeiro ensaio é a verificação do grau de compactação e umidade adotado na compactação para que o colapso deixe de ser problemático. Já, na segunda etapa, são apresentados os resultados do ensaio edométrico duplo com controle de sucção e visam verificar a influência da sucção em solos mal compactados.

### 6.2.1 Primeira Etapa: Ensaio Edométrico Convencional Simples com Colapso

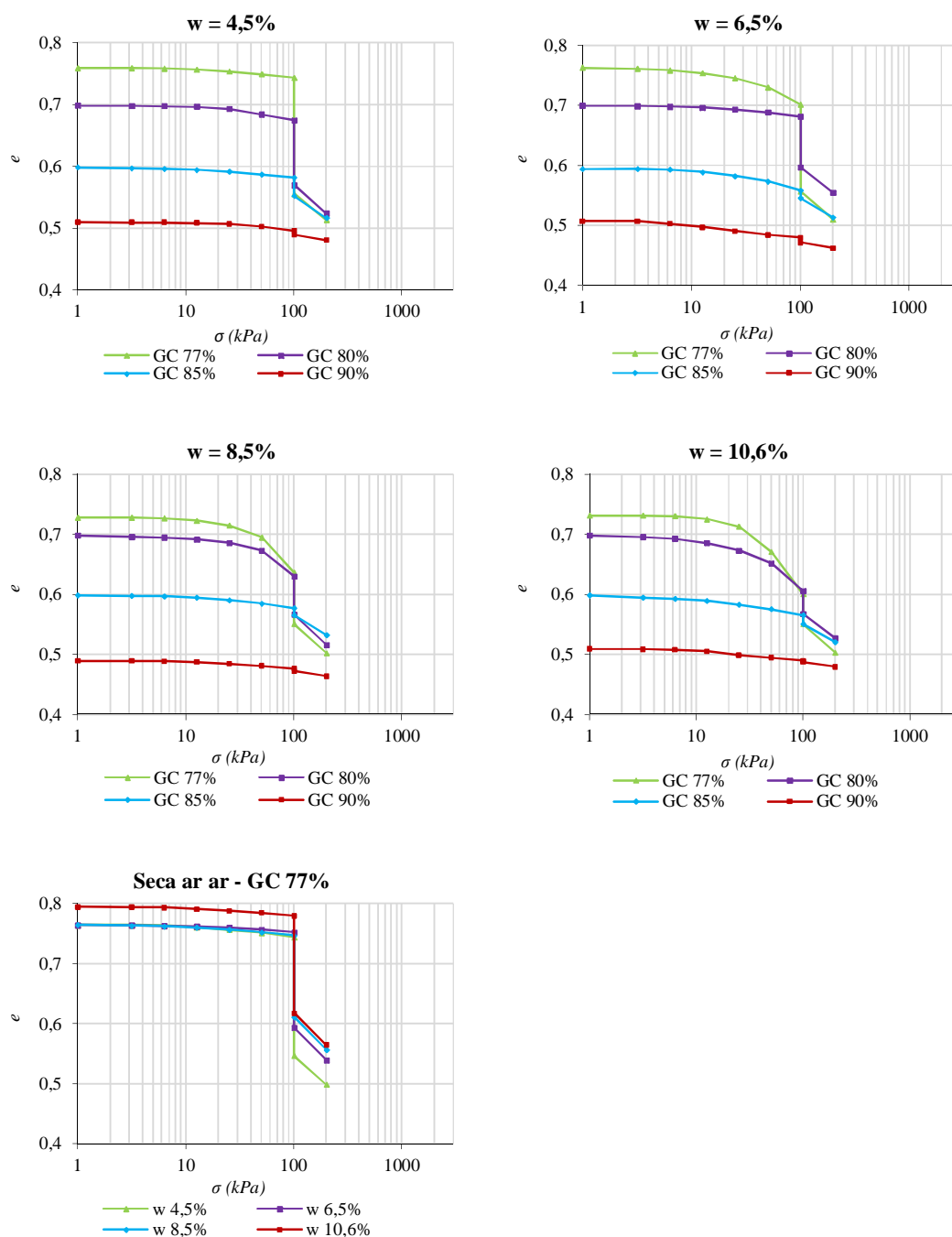
Os ensaios edométricos convencionais simples com colapso são apresentados em dois gráficos característicos:  $e$  versus  $\log \sigma$  e  $\varepsilon_v$  versus  $\log \sigma$ . A deformação volumétrica específica ( $\varepsilon_v$ ) é dada pela relação  $\Delta H/H$ .

Na Figura 24 do capítulo anterior são definidos os vinte pares de pontos para a realização do ensaio: graus de compactação de 77%, 80%, 85% e 90%, umidades de moldagem de 4,5%, 6,5%, 8,5% e 10,6% e somente para o grau de compactação de campo de 77%, foram compactadas amostras nas quatro umidades escolhidas e as mesmas foram secas ao ar até atingirem sua umidade higroscópica para que, então, fossem ensaiadas da mesma forma que as demais.

Na Figura 38 são apresentadas curvas da relação  $e$  versus  $\log \sigma$  para vinte pares ( $GC, w$ ).



Figura 38 – Curva de compressão edométrica  $e$  versus  $\log \sigma$  para umidade de 4,5%, 6,5%, 8,5%, 10,6% e para amostras secas ao ar.



Fonte: própria autora.

Observando-se o gráfico da Figura 38, infere-se que o grau de compactação em campo é decisivo para determinação da deformação sofrida pelo solo.

A curva de compressão edométrica do solo compactado com *GC* de 77%, para umidade de 4,5%, apresenta deformação superior à curva de *GC* de 90%, por exemplo.

De fato, a compactação é responsável pela diminuição da deformação sofrida quando o solo é bruscamente umedecido, fato este já observado por autores como Vargas (1951), Gens et al. (1995), Souza et al. (1995) e Booth (1975).

Para um solo com umidade de 4,5%, a rigidez impede que haja deformações significativas durante o carregamento. Entretanto, com a redução abrupta dessa rigidez devido ao umedecimento do solo, as deformações passam a apresentar valores expressivos.

Observa-se que a tendência de redução da deformação por umedecimento está associada ao aumento do grau de compactação. Para *GC* de 90% a deformação para qualquer valor de umidade inicial testada (4,5%, 6,5%, 8,5% e 10,6%) é praticamente a mesma, o que leva à consideração de que a compactação por si só já é suficiente para reduzir ou anular os efeitos do colapso do solo.

Da mesma forma, o *GC* de 85% também apresenta a mesma tendência de redução de colapso para todos os valores de umidade testados.

Para os solos mais fofos ou mal compactados, isto é, com *GC* de 77% (de campo) e de 80% observa-se que quanto maior a umidade inicial da amostra, maior será a deformação do corpo de prova antes da inundação.

Essa deformação sofrida por acréscimo de sobrecarga é devido ao rearranjo das partículas, visto que a água presente reduz o atrito e facilita essa readequação estrutural. Portanto, quanto menos compacto o solo está, maior a deformação sofrida por sobrecarga.

Observa-se, ainda, que para as quatro umidades estabelecidas para compactação, a índice de vazios inicial para *GC* de 90% é inferior ou muito semelhante ao índice de vazios final após colapso para os corpos de prova compactação abaixo de 90% de grau de compactação. Isso indica que a adoção de *GC* de 90% gera uma estrutura semelhante àquela já deformada por colapso que, portanto, não sofreria mais influência da variação de umidade em campo. Portanto, pode-se afirmar que a compactação a 90% já é suficiente para reduzir as deformações por colapso a um nível que possa ser desprezível.

O último gráfico da Figura 38 apresenta os resultados obtidos para a última condição imposta, na qual o corpo de prova é compactado a 77% para os quatro valores de umidade adotados e, então, seco ao ar até atingirem sua umidade residual (aproximadamente 0,7%). A adoção dessa etapa visa obter a maior deformação possível sofrida no solo, quando o mesmo

se encontra em estado crítico de seca, próximo à umidade residual. Portanto, procura-se entender se essa redução abrupta da umidade após a compactação influencia ou não nas deformações sofridas por colapso. A adoção do grau de compactação de 77% se deve ao excessivo número de obras cujo controle de compactação é ineficiente, gerando solos pobremente compactados.

Nesse gráfico pode-se observar que para um mesmo valor de grau de compactação, no caso o de campo (77%), a umidade propicia alteração das deformações medidas. Quanto mais seco o solo estiver no momento da compactação, mais espaços intergranulares existirão visto a dificuldade de rearranjo devido ao atrito entre as partículas e, portanto, quando inundados, maiores serão as deformações sofridas.

É por esse motivo que, quando se compacta no ramo seco da curva de compactação, as deformações sofridas são maiores. Essa observação já foi realizada por Carnero e Marinho (2014).

Portanto, observa-se que para todas as umidades adotadas, quando seca, os corpos de prova apresentam deformações expressivas, praticamente da mesma ordem de grandeza. Esse resultado é esperado quando se avalia um solo fofo, pouco compactado, visto a grande quantidade de vazios que, quando inundado, levam a grandes deformações.

Nos resultados apresentados na Tabela 4, observa-se que quanto mais seca a amostra no momento da compactação, maior o valor de potencial de colapso quando ensaiado após o período de secagem, o que remete às observações feitas anteriormente sobre a influência da compactação no ramo seco da curva Proctor Normal. Portanto, a umidade imediatamente anterior à inundação   decisiva para a defini o da ordem de grandeza das deformações.

Por meio dos gráficos apresentados, os potenciais de colapso para cada ensaio foram

determinados pela equa o  $PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} = \frac{\Delta H}{H_0}$  e são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Potenciais de colapso obtidos para cada ensaio.

$w_i = 4,5 \%$		$w_i = 6,5 \%$		$w_i = 8,5 \%$		$w_i = 10,6 \%$		$w_i = \text{seco ao ar} / GC = 77\%$	
$GC (\%)$	$PC (\%)$	$GC (\%)$	$PC (\%)$	$GC (\%)$	$PC (\%)$	$GC (\%)$	$PC (\%)$	$w_{comp} (\%)$	$PC (\%)$
77	10,79	77	8,49	77	5,22	77	3,09	4,5	11,34
80	6,28	80	5,02	80	3,90	80	2,37	6,5	9,07
85	1,88	85	0,82	85	0,72	85	0,92	8,5	7,79
90	0,46	90	0,55	90	0,28	90	0,18	10,6	9,13

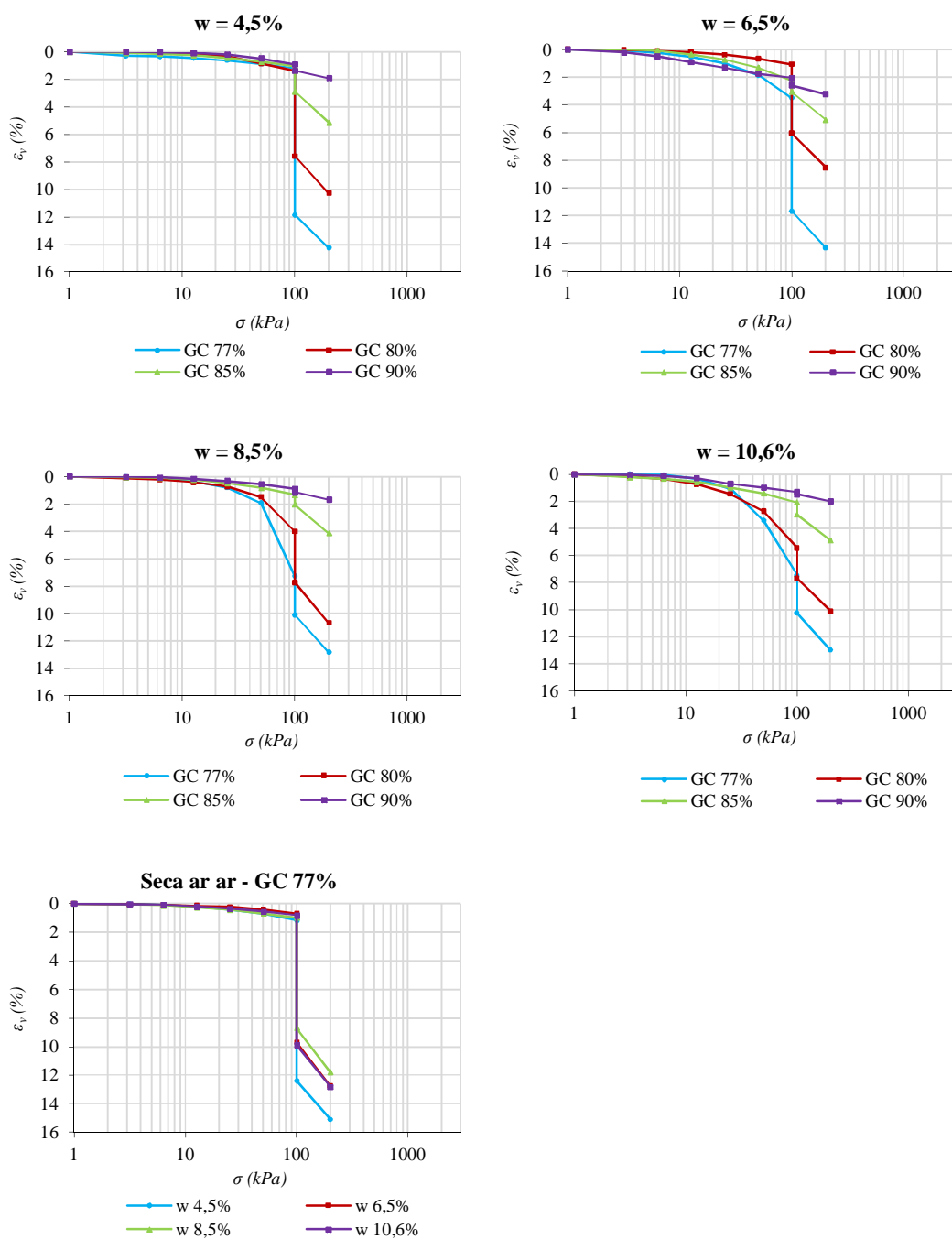
Fonte: própria autora.

Tem-se que  $w_i$  é a umidade no momento da inundação,  $w_{comp}$  é a umidade de compactação,  $GC$  é o grau de compactação adotado e  $PC$  é o potencial de colapso calculado.

Os resultados mostram que para qualquer valor de umidade de compactação, quanto maior o grau de compactação do solo menor será sua variação volumétrica. Ainda, observa-se que quanto maior a umidade de compactação, menor é a deformação por colapso após a inundação. Isto se deve ao fato de que o solo com maior umidade possibilita que as partículas possuam menos atrito e se formem uma estrutura mais homogênea, reduzindo os espaços vazios.

Na Figura 39, são representadas a relação  $\varepsilon_v$  versus  $\log \sigma$  para vinte pares ( $GC, w$ ), da mesma forma que os gráficos anteriores foram apresentados. Essa representação visa analisar os potenciais de colapso através da apresentação das deformações volumétrica específicas, facilitando a interpretação das deformações sofridas por colapso. Portanto, quanto maior à deformação volumétrica específica, maior o valor do potencial de colapso e maiores são as deformações sofridas pelo corpo de prova quando inundado.

Figura 39 - Curva de compressão edométrica  $\varepsilon_v$  versus  $\log \sigma$  para umidade de 4,5%, 6,5%, 8,5%, 10,6% e para amostras secas ao ar.



Fonte: própria autora.

Para o solo estudado, a compactação de 90% já é suficiente para minimizar os efeitos do colapso, como apresentado na Tabela 4 e verificado no penúltimo gráfico da Figura 39,

apresentada deformações volumétricas específicas totais inferiores a 4% e potencias de colapso inferiores a 2%.

Considerando a umidade de 4,5%, observa-se que as deformações devidas as aplicações de carga sofridas anteriormente à inundação do solo são pequenas, visto a rigidez que o solo possui quando em condições mais secas.

Em geral, o solo apresenta maiores deformações devido à aplicação de carga até 100kPa para corpos de prova com baixo grau de compactação. Essa deformação é maior quanto mais úmido o solo estiver antes da inundação.

Para *GC* de 90% as curvas se comportam de maneira semelhante para todos os valores de umidade inicial, com baixas deformações, tanto pela aplicação de cargas quanto pela inundação dos corpos de prova.

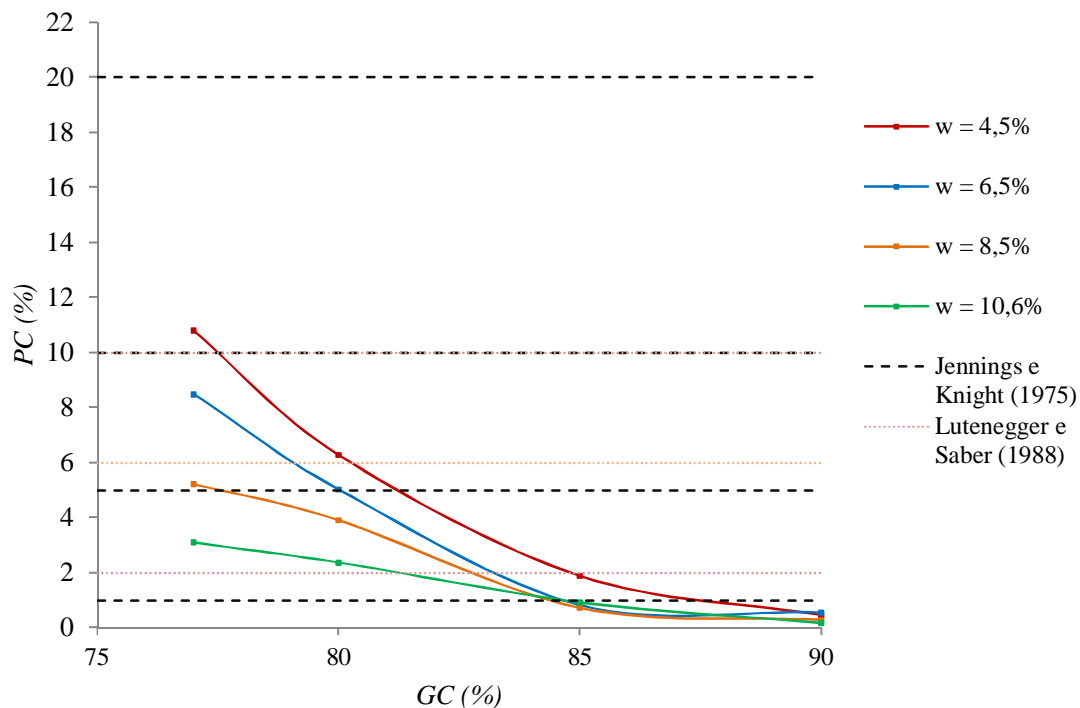
O último gráfico da Figura 39 apresenta os resultados de deformação volumétrica específica obtida para as amostras compactadas a 77% e para as quatro umidades estabelecidas e, então, secas ao ar. O gráfico visa simplificar a visualização do efeito da secagem prévia no solo, antes da inundação, em relação às deformações por colapso. Nesse caso, observa-se que no corpo de prova compactado com umidade de 4,5% as deformações por colapso são maiores.

Portanto, pode-se assumir que o solo com menor umidade no momento da compactação apresentará maiores deformações quando inundado. Essa característica está intrinsecamente ligada ao efeito da compactação realizada com umidade abaixo da ótima.

Os gráficos apresentados na Figura 40 e na Figura 41 representam as relações entre o potencial de colapso, o grau de compactação e a umidade inicial.

Nesses gráficos foram confeccionadas retas paralelas ao eixo das abcissas que indicam as classificações de Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988) para a gravidade do colapso conforme apresentados na Tabela 1 e Tabela 2.

Figura 40 – Curva  $GC$  versus  $PC$  para os quatro valores de umidade definidos e com limites de classificação.



Fonte: própria autora.

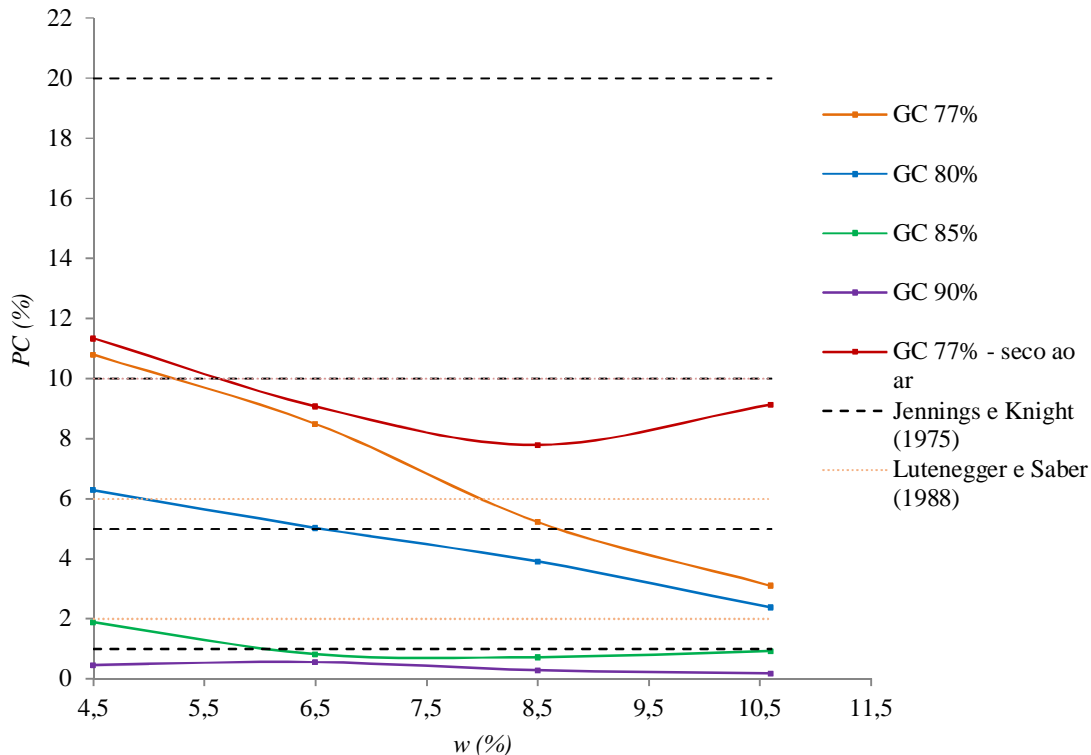
Na Figura 40, pode-se observar que, para qualquer valor de umidade apresentado o potencial de colapso reduz à medida que se aumenta o grau de compactação.

O solo compactado com 85% de grau de compactação para qualquer umidade inicial já pode ser classificado como não colapsível, de acordo com o critério de Vargas (1978) que considera o solo como colapsível quando o potencial de colapso for superior a 2%.

Entretanto, para o  $GC$  de 90% as deformações por colapso são efetivamente desprezíveis. Isto significa que, em termos práticos, a compactação em campo realizada sem um controle rigoroso (no caso do  $GC$  de 90%) já é suficiente para praticamente anular os efeitos do colapso do solo estudado.

Na Figura 41 é apresentada a relação  $PC$  versus  $w$ .

Figura 41 - Curva  $w$  versus  $PC$  para os graus de compactação definidos e com limites de classificação.



Fonte: própria autora.

A partir da curva apresentada na Figura 41, pode-se observar que existe uma tendência para redução do colapso com o incremento de umidade inicial no momento da compactação e que, para o solo seco ao ar, essa tendência é mantida.

O primeiro ponto para a umidade de 4,5% apresenta o maior valor de potencial de colapso em todos os casos visto ser uma umidade baixa para compactação. Portanto, o atrito entre as partículas de solo é alto e as mesmas encontram dificuldade em se arranjar, gerando espaços intergranulares maiores. Essa configuração, quando inundada, tende a se reestruturar, preenche esses vazios, gerando maiores deformações. Quando se passa à umidade de 6,5% e assim até a umidade de 10,6%, o solo tende a reduzir colapso com o aumento da umidade de compactação.

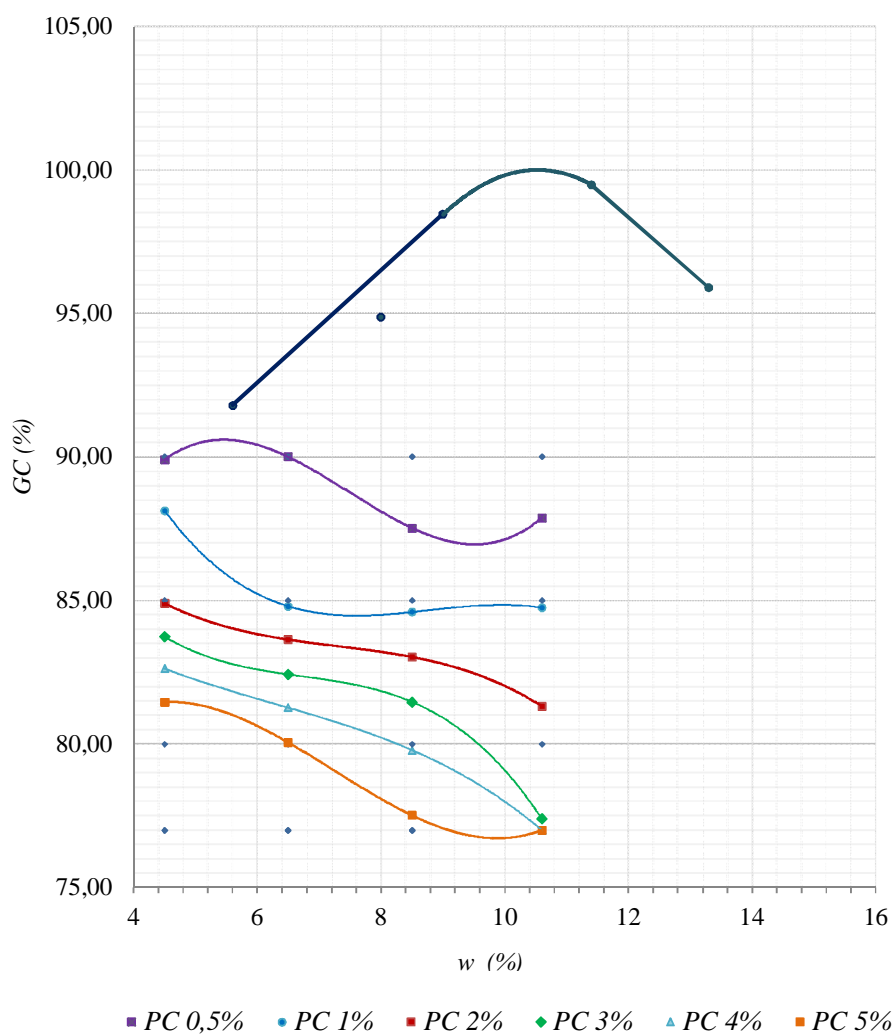
Com os resultados obtidos, como forma de facilitação da visualização para utilização em campo e emprego em projetos, formaram-se isolinhas de potencial de colapso na curva de compactação, apresentadas na Figura 42. As isolinhas de potencial de colapso foram formadas por meio de interpolação com os valores de potencial de colapso obtidos nos ensaios. Cada



ponto de ensaio (par  $GC$  e  $w$ ) presente na isolinha é o valor de potencial de colapso estabelecido (0,5%, 1%, 2%, 3%, 4% e 5%). A partir da definição desses pontos, traçou-se uma linha de tendência polinomial de terceira ordem para definir a isolinha. Os valores de potencial de colapso adotados são aqueles possíveis de se interpolar por meio dos resultados obtidos nos ensaios e são valores já citados por autores como Vargas (1978), Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988).

Os resultados foram trabalhados no intervalo de umidade entre o menor valor possível de modo que a compactação pudesse ser realizada e a umidade ótima, abrangendo o ramo seco da curva de Proctor Normal, cujas deformações por colapso são maiores.

Figura 42 – Isolinhas de potencial de colapso apresentadas na curva de compactação Proctor Normal.



Fonte: própria autora.

O gráfico apresentado por Booth (1975) na Figura 12, nas Referências Bibliográficas, também apresentam isolinhas de potencial de colapso para um solo compactado que se assemelha ao resultado obtido nesse trabalho.

Como pode ser observado na Figura 42, a compactação é um método de melhoria do solo colapsível. Acima do *GC* de 85%, para qualquer valor de umidade inicial, o potencial de colapso é inferior a 2%, o que Vargas (1978) define como um solo não colapsível.

Por meio do gráfico da Figura 42, podem ser definidas regiões entre as isolinhas de potencial de colapso que classifiquem o solo quanto à gravidade da deformação volumétrica específica sofrida. Dessa forma, uma região pode ser escolhida em projeto e define-se a compactação adequada a ser executada, estabelecendo uma deformação máxima admitida.

Acrescenta-se que a utilização de mais pontos de ensaio seria capaz de definir a curva mais específica e definir uma tendência de comportamento do solo. Seria capaz, portanto, de classificar um solo em regiões de gravidade de ocorrência de colapso e definir a melhor base ou fundação para uma obra.

De forma a compreender o que ocorre quando o solo é mal compactado, os resultados que serão apresentados a seguir possibilitarão mostrar um panorama do comportamento do solo na variação da sucção.

### **6.2.2 Segunda Etapa: Ensaio Edométrico Duplo com Controle de Sucção**

A ocorrência de solos mal compactados nas mais diversas obras de engenharia motiva o estudo do comportamento do solo em campo. A variação desse comportamento está intimamente ligada à variação da sucção, visto que a variação da umidade no solo influencia diretamente sua rigidez.

A realização dessa segunda etapa de ensaios visa compreender a influência da sucção na estrutura do solo. Para isso, optou-se por se comparar entre o que ocorre com o solo em condições naturais de compactação e umidade e um solo mal compactado. Será considerado solo mal compactado aquele que possuir grau de compactação igual ou imediatamente superior ao de campo. No caso dessa pesquisa, adotou-se o grau de compactação do solo natural (77%) para a execução da compactação. Dessa forma, pode-se avaliar nessas duas amostras as diferenças na deformabilidade com a variação da sucção, justificando, portanto, seu comportamento diferente em campo.

Os gráficos foram divididos de acordo com os tipos de amostras (compactada e indeformada), de modo que se possam comparar os benefícios da compactação quanto à diminuição das deformações sofridas por variação de sucção (Figura 43 e Figura 44).

Figura 43 - Curva de compressão edométrica  $e$  versus  $\log \sigma - u_a$  para a amostra indeformada.

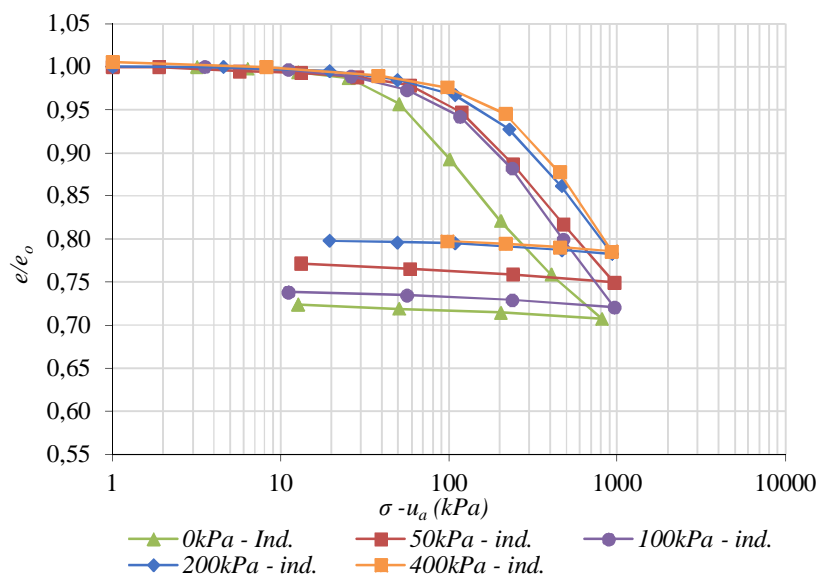
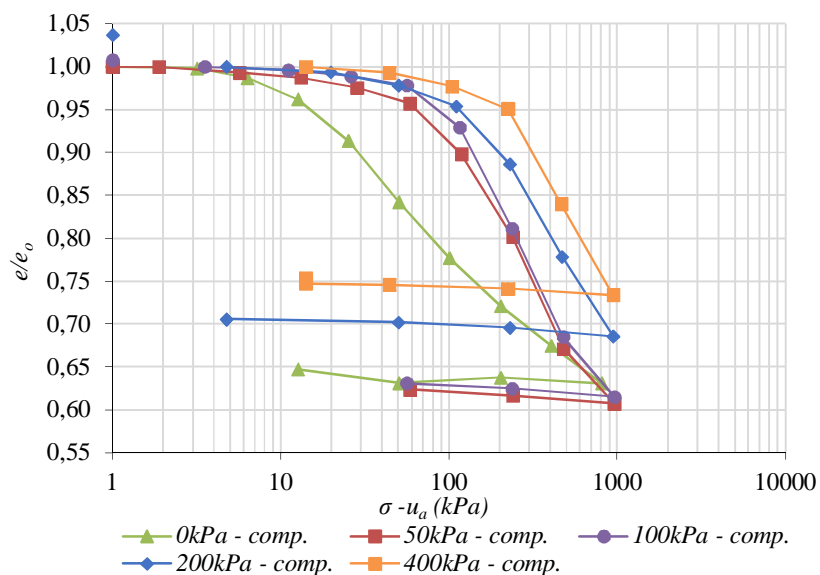


Figura 44 - Curva de compressão edométrica  $e$  versus  $\log \sigma - u_a$  para a amostra compactada.



Por meio das curvas apresentadas na Figura 43 e na Figura 44, pode-se analisar que o incremento de sucção é responsável pela diminuição da deformação no solo, isso devido ao incremento da rigidez do solo. Para a amostra de solo natural, a sucção atua na melhoria do solo, quando incrementada. Solos mais secos, com sucção alta (200 kPa, 400 kPa ou superior) apresentam menores deformações.

O ensaio foi considerado como duplo visto ser possível comparar a curva com sucção diferente de zero com a curva do corpo de prova saturado. Nesse caso, foram comparadas as curvas para quatro valores de sucção (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa) com a curva do ensaio edométrico convencional saturado (sucção igual a 0 kPa). Dessa forma, a diferença entre essas curvas pode ser definida como a deformação por colapso sofrida pelo solo sob um determinado carregamento, portanto, sob diversos carregamentos podem ser definidos os potenciais de colapso para diversos valores de sucção.

A deformação volumétrica específica sofrida pelo solo compactado tende a ser maior do que a sofrida pelo solo indeformado. O rearranjo estrutural no momento da compactação e a falta de ciclagem de umedecimento e secagem podem ser os causadores dessa variação.

Outro fato possível de ser analisado é o efeito do tempo entre a moldagem e o ensaio. Como o ensaio ocorre logo após a moldagem e saturação, a falta de tempo para acomodação e reestruturação do solo pode influenciar diretamente nas deformações sofridas, isto é, um tempo de espera entre a moldagem e o ensaio pode gerar um corpo de prova mais resistente.

Os valores dos parâmetros obtidos por meio das curvas apresentadas, ou seja,  $C_c$  (índice de compressão) e  $\sigma_{(s)}$  (tensão de pré-adensamento), para ambas as condições (indeformada e compactada), são apresentados na Tabela 5, considerando o Método Pacheco Silva para a determinação da tensão de pré-adensamento.

Tabela 5 – Parâmetros obtidos para amostras indeformadas e compactadas.

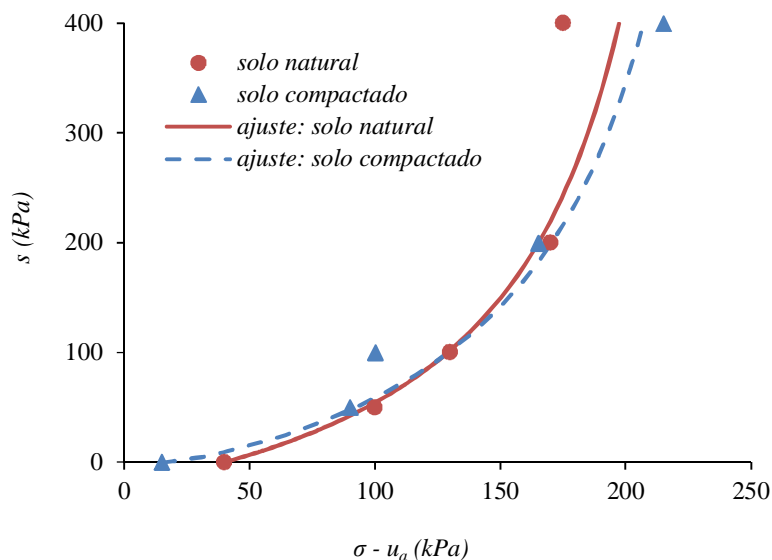
Sucção (kPa)	Indeformado		Compactado	
	$C_c$	$\sigma_{(s)}(kPa)$	$C_c$	$\sigma_{(s)}(kPa)$
0	0,160	40,0	0,160	15
50	0,182	100,0	0,285	90
100	0,202	130,0	0,302	100
200	0,175	170,0	0,255	165
400	0,172	175,0	0,260	215

Fonte: própria autora.

A partir dos valores determinados, foram elaborados gráficos que ilustram a variação dos parâmetros acima mencionados com a variação da sucção imposta durante o ensaio, sendo que a primeira curva pode ser designada como curva *LC* (*loading-collapse*). Essa curva define a região elástica compreendida pelo solo, delimitada pela tensão de pré-adensamento.

A definição da curva *LC* pode ser feita pela calibração do Modelo Básico de Barcelona de Alonso et al. (1990). Como a aplicação do Modelo não é parte integrante dessa pesquisa optou-se por ajustar a curva *LC* por meio de uma equação hiperbólica, como apresentada na Figura 45.

Figura 45 – Variação da tensão de pré-adensamento do solo com a sucção (curvas *LC*).



Fonte: própria autora.

A curva *LC* (*loading-collapse*) formada para ambas as amostras define um dos limites para a região elástica do solo estudado, isto é, a região na qual o solo sofre deformações que são reversíveis.

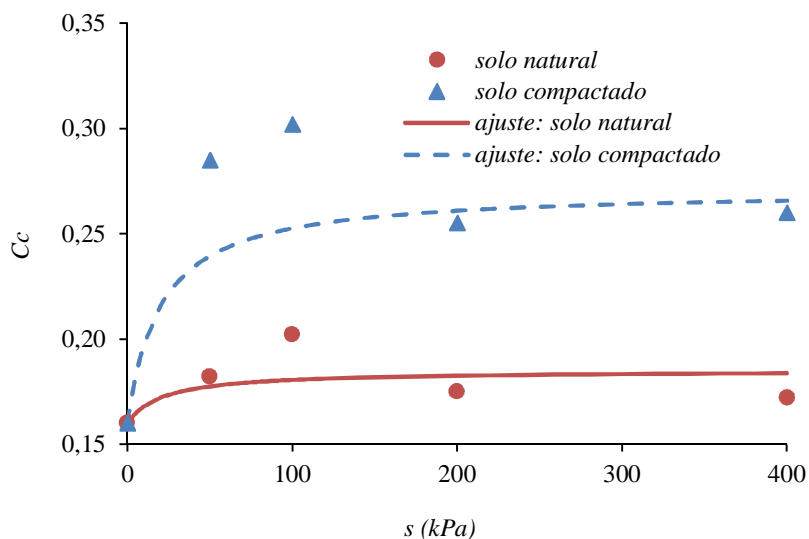
A região elástica definida pela curva *LC* é semelhante para ambas as amostras. Em linhas gerais, o aumento da sucção provoca a elevação das tensões de pré-adensamento, assim como mudanças na inclinação da reta virgem, reduzindo a variação volumétrica do solo, tanto compactado quanto natural. Na Figura 45, a curvatura das curvas *LC* ajustadas no plano ( $\sigma - u_a, s$ ) indicam que o solo pode sofrer deformações volumétricas compressíveis irreversíveis para algumas trajetórias de tensões que envolvem incrementos de  $\sigma - u_a$  e decrementos de  $s$  ou ambos. Em outras palavras, indicam a colapsibilidade do solo tanto natural quanto

compactado. A tensão de pré-adensamento varia significativamente até a sucção de 400 kPa (sucção limite dos ensaios), indicando, portanto, o comportamento colapsível do solo nestes intervalos de tensão.

Vale acrescentar que o solo recém-compactado perde o fator de idade “*age*”, que lhe garantiria maior estabilidade estrutural, portanto, por mais que as curvas apresentem bastante semelhança, é importante ressaltar que o solo compactado tende a sofrer maiores deformações que o solo indeformado, como demonstrado na Figura 46, a seguir.

Na Figura 46 é apresentada a variação do índice de compressão do solo com a sucção (curva *LC*).

Figura 46 - Variação do índice de compressão do solo com a sucção.



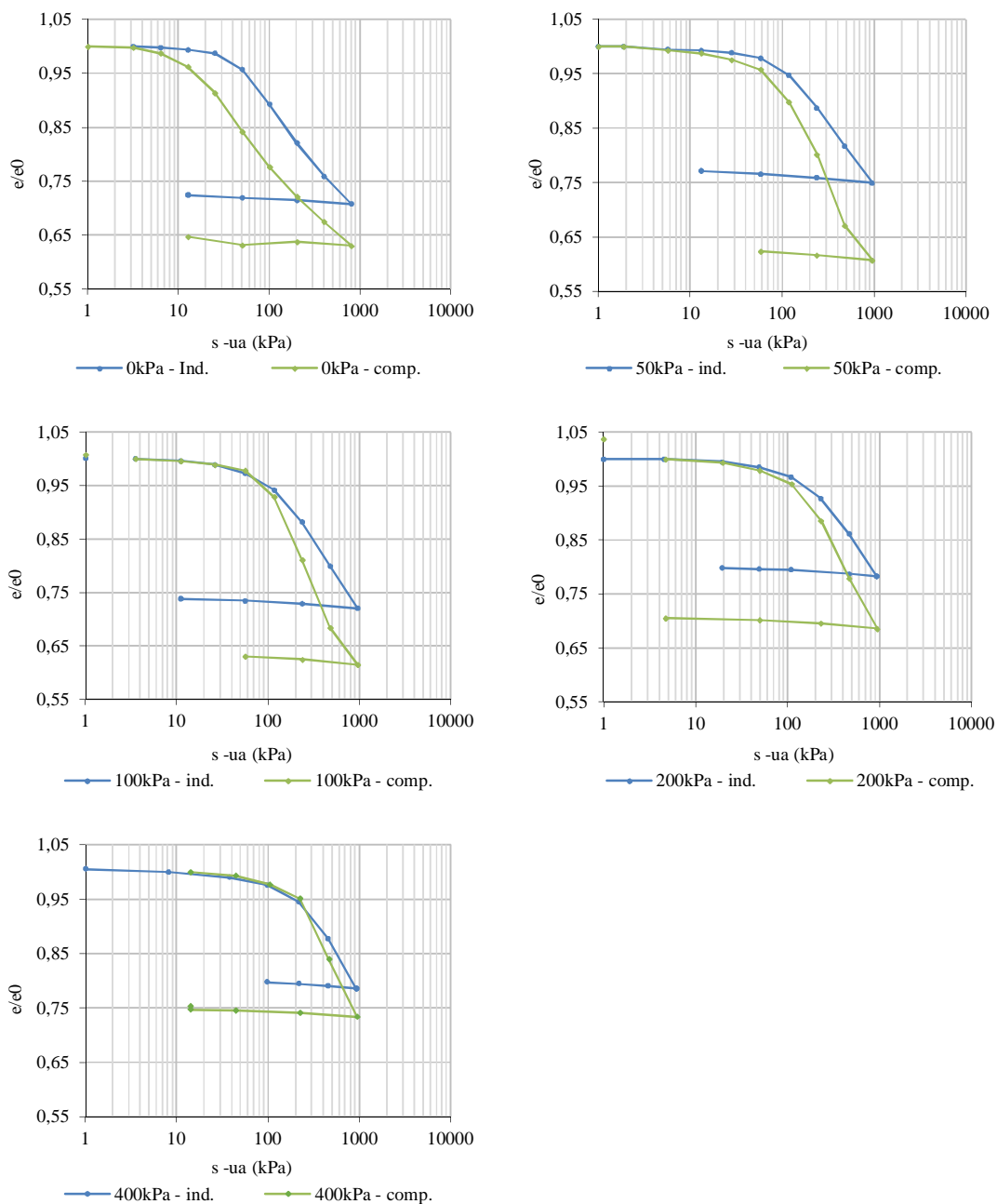
Fonte: própria autora.

Pela curva da Figura 46, observa-se que a variação do índice de compressão para a amostra indeformada é significativamente menor, o que pode ser explicado pelas sucessivas ciclagens no solo e pela mudança estrutural causada pela compactação. Ciclos de umedecimento e secagem geram estruturas que já sofreram deformações devido a essas variações de umidade e, portanto, originam solos que se deformam menos. Em contrapartida, solos compactados não passaram por ciclos de umedecimento e secagem, originando uma condição em que qualquer variação na umidade é responsável por deformações expressivas.

Ambas as curvas apresentam incremento de  $C_c$  (índice de compressão) até um limite de aproximadamente 100 kPa para então se estabilizarem.

Na Figura 47 são apresentados os gráficos separados por valor de sucção. Dessa forma, pode-se avaliar individualmente a influência da sucção nas amostras indeformadas e compactadas.

Figura 47 – Comparativo das curvas de compressão edométrica para ambas as amostras para as sucções de 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa.



Fonte: própria autora.

Os resultados demonstram a influência da sucção no comportamento compressivo do solo (Figura 47). Os resultados mostram semelhança entre as curvas de compressão confinada do solo natural em relação às mesmas curvas do solo compactado, com uma tendência do solo compactado apresentar-se mais compressível, sobretudo para as tensões mais elevadas. Estes resultados são mais divergentes para sucções mais elevadas (acima de 100 kPa), visto que o solo compactado tende a se retrair mais quando seco, consequência da falta de ciclos de umedecimento e secagem. Tem-se, portanto, que o índice de compressão do solo indeformado tende a ser aproximadamente 66% do valor obtido para solo compactado, o que influencia proporcionalmente na deformação sofrida para ambas as amostras.

Além da diferença estrutural entre as amostras compactadas e naturais, as amostras compactadas não sofreram influência de ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem na natureza ao longo do tempo. Isto pode afetar o comportamento mecânico do solo, pois o ressecamento do solo pode gerar deformações plásticas (irreversíveis) no solo enrijecendo-o e tornando-o menos deformável com o aumento das tensões aplicadas, desde que certa sucção exceda a máxima sucção suportada pelo solo ao longo da sua história.

As reduções do índice de vazios para amostras indeformadas são de aproximadamente 0,3 enquanto que para as amostras compactadas esse valor varia de acordo com a sucção, quanto mais úmido o solo, sucções menores, a variação do índice de vazios é de aproximadamente 0,30-0,40 e para amostras mais secas, o comportamento e as variações se assemelham às amostras indeformadas. Generalizando, as deformações das amostras indeformada são 20% menores que as deformações sofridas pelas amostras compactadas.

Em geral, verifica-se por meio dos gráficos que a inclinação da reta virgem varia de acordo com o tipo da amostra. O índice de compressão da amostra compactada tende a ser maior do que o da amostra indeformada, o que leva a maiores deformações.

Para todos os gráficos apresentados, a tendência de deformação é mantida. Os solos compactados apresentam maior redução do índice de vazios e consequentemente maior deformação. Essa conclusão remete aos solos mal compactados em campo que levam ao surgimento de estruturas cujas deformações são superiores àquelas constituídas de solo natural. A reestruturação desse solo após a compactação deve ocorrer assim que ciclos de umedecimento e secagem ocorram, gerando estruturais semelhantes à naturais, reduzindo as deformações de colapso.



## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA

### 7.1 Conclusões

A areia pouco argilosa presente na região de Bauru-SP é suscetível ao colapso do solo. Essa afirmação pode ser constatada nos ensaios edométricos convencionais simples com colapso para diversos graus de compactação de campo, cujos valores de colapso foram expressivos.

Deformações por colapso em amostras pouco compactadas apresentaram valores superiores às amostras compactadas com maior rigor. O grau de compactação de 90% já é suficiente para que o solo não seja colapsível. Associado ao grau de compactação, o aumento da umidade de compactação permitiu a formação de uma estrutura mais dispersa, ou menos agregada do solo, que promoveu certa redução das deformações por colapso após a inundação.

Ao se comparar uma amostra compactada nas condições de campo e uma amostra natural (indeformada), cuja única diferença seja a configuração estrutural, mas com o mesmo grau de compactação e umidade, constatou-se que as deformações da amostra compactada são superiores às das amostras naturais. Essa variação, além da diferença estrutural, é decorrente dos fenômenos atmosféricos sofridos pela amostra indeformada, que lhe conferiram certa rigidez causada pelo acréscimo e decréscimo de sobrecarga.

Outro aspecto analisado foi a influência da sucção no comportamento do solo. O incremento de sucção é responsável pelo aumento da rigidez do solo. Portanto, amostras mais secas possuem maior rigidez e, conseqüentemente, menores deformações por sobrecarga que amostras com maior valor de umidade.

O aumento da sucção elevou as tensões de pré-adensamento, assim como provocou mudanças na inclinação da reta virgem, reduzindo a compressibilidade do solo. O índice de compressão da amostra compactada mostrou-se maior do que da amostra natural, levando, novamente, a maiores deformações para o solo recém-compactado. Esse aspecto interferiu diretamente na definição da curva *LC* (*loading-collapse*), já que as deformações e a tensão de pré-adensamento variaram com a sucção.

Por fim, pode-se concluir, na totalidade dessa pesquisa, que a melhoria do solo em uma região de solo colapsível é possível por meio do controle de compactação de forma que o

grau de compactação seja sempre superior a 90%, levando a deformações por colapso que podem ser consideradas desprezíveis.

## **7.2 Sugestões para continuidade da pesquisa**

Essa pesquisa realizada é apenas um início de um estudo mais completo da influência do grau de compactação e da umidade no momento da compactação. Como já visto nos resultados apresentados, a compactação, mesmo que realizada sem um maior controle, já é responsável pela melhoria do solo e pela diminuição do efeito do colapso. A partir da curva de compactação com as isolinhas de potencial de colapso, e pela definição de Vargas (1978) e dos demais autores sobre as classificações quanto à gravidade causada pelo colapso, mais ensaios, mais específicos, podem ser realizados de modo a que as isolinhas possam ser mais bem definidas e, conseqüentemente, para que as regiões definidas pelos autores citados sejam mais bem apresentadas. Dessa forma, a curva pode se aproximar à do trabalho feito por Booth (1975) e gerar resultados mais completos.

Ainda, com a definição dessas isolinhas, ensaios edométricos com controle de sucção podem ser realizados de modo que para cada ponto estudado mais parâmetros de deformabilidade do solo possam ser definidos. A utilização da modelagem proposta por Alonso et al. (1990), Modelo Básico de Barcelona, também pode ser empregada em estudos posteriores. Outro aspecto que pode ser analisado futuramente é o efeito da ciclagem no solo compactado, definindo, portanto, se desse modo o solo se comportará da mesma forma que um solo natural. Essa análise pode ser utilizada como referência na compactação em campo, garantindo confiabilidade na execução de uma obra compactada, visto que após um período variação atmosférica, a obra se comportará da mesma maneira que um solo natural, com mesmo índice de vazios.

Portanto, cercando-se todas as variáveis que influenciam direta ou indiretamente na ocorrência de colapso, o controle de compactação em campo pode ser readequado de modo a garantir que em regiões de solo colapsível a compactação seja eficaz na redução dos efeitos das deformações por colapso.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- ABELEV, M. Y. **Compacting loess soils in the USSR.** *Geotechnique*, v. 25, n. 1, p. 79-82, 1975.
- ALMEIDA, F. F. M. **Fundamentos geológicos do relevo paulista.** Boletim do IGG (41), p. 169-268, 1964.
- ANAYEV, V. P., VOLYANICK, N. V. **Engineering geologic peculiarities of construction work on loessial soils.** In: 5<sup>th</sup> International Congress of the Association of Engineering Geologists 2, Buenos Aires, *Proceedings...*, p. 659–665, 1986.
- AITCHISON, G. D. **Moisture equilibre and moisture changes in soils beneath covered areas.** A Symposium in Print, Aitchison, G. D., Ed. Austrália: Butterworths, 278 p., 1965.
- ALBUQUERQUE FILHO, J. L. **Previsão e análise da elevação do nível do lençol freático na Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) de reservatórios hidrelétricos.** Rio Claro, 222 p., Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, UNESP, 2002.
- ALONSO, E. E; GENS, A.; HIGHT, D. W. **Special problem soils.** General Report (session 5), In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 9, Dublin. Rotterdam, A. A. Balkema, *Proceedings...*, p. 5.1-5.60, 1987.
- ALONSO, E. E; GENS, A.; JOSA, A. **A constitutive model for partially saturated soil.** *Géotehnikue*, 40, n. 3, p. 405-430, 1990.
- ALSHIHABI, O.; SHAHROUR, I.; MIEUSSENS, C. **Experimental study of the influence of drying-wetting cycles on the resistance of a compacted soil.** In: International Conference on Unsaturated Soils, Recife, *Anais...*, p. 491-494, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D5298: **Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper**. Annual Book of ASTM Standards, v.04.08. West Conshohocken, Pa: ASTM International, 6 p., 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo: determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 6 p., 1984.

---

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

---

**NBR 7180: Solo: determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 3 p., 1984.

---

**NBR 7181: Solo: análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 13 p., 1984.

---

**NBR 7182: Solo: ensaio de compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 10 p., 1986.

---

**NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro: ABNT, 10 p., 1986.

BALLY, R.; OLTULESCU, D. **Settlement of deep collapsible loessial strata under structures using controlled infiltration**. In: 6<sup>th</sup> Danube European Conference Soil Mechanics & Foundation, Varna, *Proceedings...*, p. 23–26, 1980.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. **The collapse mechanism in partially saturated soil**. *Engineering Geology*, 7 (1), p. 49-60, 1973.

BASMA, A. A.; TUNCER, E. R. **Evaluation and control of collapsible soils**. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (10): p. 1491-1504, 1992.

BECKWITH G. **Foundation design practices for collapsing soils in the Western United States in unsaturated soils**. In: First International Conference on Unsaturated Soils, Vol. 2, *Proceedings...*, Balkema, Rotterdam, 1995.

- BLACK, D. K.; LEE, K. L. **Saturating laboratory samples by back pressure**. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, v. 99, n. 1, p. 75-93, 1973.
- BOOTH, A. R. **The factors influencing collapse settlement in compacted soils**. In: Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering. Durban, South Africa, p. 57-63, 1975.
- BOOTH, A. R. **Collapse settlements in compacted soils**. CSIR Research Report 324, NITRR Bulletin 13, Pretoria, 1977.
- BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic properties of porous media**. Colorado State University Hydrology, n. 3, 27 p., 1964.
- CAMPOS, L. G. **Variação da Resistividade Elétrica para três Solos não Saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2015.
- CARNERO, G. G.; MARINHO, F. A. M. **Poro-water pressure development of a quase-saturated compacted residual soil**. In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 303-309, 2014.
- CARVALHO, J. C. **Considerações sobre o estudo e análise do colapso de solos porosos naturais**. In: 2<sup>nd</sup> Simpósio sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE/ABMS-NE, *Anais...*, Recife - PE, 1994.
- CARVALHO, D.; SOUZA, A. **Análise do efeito de umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, Salvador, *Anais...*, ABMS, v. 2, p.109-114, 1990.

- CASAGRANDE, A.; POULOS, S. J. **Fourth report on investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays**. Harvard Soil Mechanics Series, n. 74, 1964.
- CATANA, C.; VANAPALLI, S. K.; CARGA, V. K. **The water retention characteristics of compacted clays**. *Unsaturated Soils*, 189, 111, p. 1348-1359, 2006.
- CEPAGRI (CENTRO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS E CLIMÁTICAS APLICADAS À AGRICULTURA) - UNICAMP. **Clima dos municípios paulistas**. Disponível em: <http://www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima-dos-municipios-paulistas.html>. Acesso em: 22 de julho de 2016.
- CHEN, X. Q.; LU, Z. W.; HE, X. F. **Moisture movement and deformation of expansive soils**. In: 11<sup>th</sup> international conference on soil mechanics and foundation engineering, v. 4, San Francisco, *Proceedings...*, CA., p. 2389-2392, 1985.
- CHEN, F. H.; MA, G. S. **Swelling and shrinkage behavior of expansive soils**. In: 6<sup>th</sup> international conference on expansive soils, v. 1, New Delhi, *Proceedings...*, Índia, p. 127-129, 1987.
- CHIU, C. F.; NG, C. W. W.; SHEN, C. K. **Collapse behaviour of Loosely compacted virgin and non-virgin fills in Hong Kong**. In: International Conference on Unsaturated Soils, 2, Beijing, *Proceedings...*, China, v. 1, p. 25-30, 1998.
- CINTRA, J. C. A; NOGUEIRA, J. B.; HERMANY FILHO, C. **Shallow foundations on collapsible soils**. In: 5<sup>th</sup> International Conference of IAEG, 3, Buenos Aires, *Proceedings...*, p. 673-675, 1986.
- CINTRA, J. C. A. **Aplicações da mecânica dos solos não saturados: fundações em solos colapsíveis**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos, *Anais...*, v. 2, p. 575-593, 2004.

- CLEMENCE, S. P. **Collapsible soils: identification, treatment and design considerations.**  
In: Singh, A. & Joshi, R. C., eds. *Current Practices in Geotechnical Engineering*,  
Jodhpur, Índia, Geo-Environ Academia, p. 17-33, 1985.
- CLEMENCE, S. P., AND FINBARR, A. O. **Design Considerations for collapsible soils.**  
*Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 107, p. 305–317, 1981.
- COLLINS, K.; MCGOWN, A.; BARDEN, L. **Microstructural features of some Israeli expansive soils.** In: 3<sup>rd</sup> International Conference Expansive Soils, Haifa, *Proceedings...*, Israel, 1973.
- CONCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada.** São Carlos, 179 p., Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, 1997.
- CORGHI, F. N.; GIACHETI, H. L. **Processos erosivos na Área Urbana de Bauru-SP.** VI Simpósio Nacional de Geomorfologia, Goiânia - GO, 11 p., 2006.
- COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa.** São Carlos, 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, 1999.
- CRONEY, D.; COLEMAN, J. D. **Pore pressure and suction in soil.** Conference on Pore-Pressure and Suction in Soils, London, *Proceedings...*, p. 31-37, 1960.
- DAVIES, G. I. **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso.** São Carlos, 148 p., Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, 2000.
- DAVIES, J. D.; STEPHENS, G. L. **Pressure of granular materials tests on model container.** *Journal of Concrete and Construction Engineering*, p. 32-34, 1956.

- D'APPOLONIA, D. J., WHITMAN, R. V.; D'APPOLONIA, E. D. **Sand compaction with vibratory rollers**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 95, p.63-284, 1969.
- DE CAMPOS, C. J. M. **Avaliação da erodibilidade pelo método Inderbitzen em solo não saturado da região de Bauru-SP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2014.
- DE JESUS, L. S. **Estudo da permeabilidade dos solos de fundação do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru-SP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2012.
- DELAGE, P.; GRAHAM, J. **Mechanical behavior of unsaturated soils: Understanding the behavior of unsaturated soils requires reliable conceptual models**. In: International Conference on Unsaturated Soils, Paris, *Proceedings...*, França, p. 1223-1256, 1996.
- DENISOV, N. Y. **The engineering properties of loess and loess loams**. Gosstroirzdat, Moscow, p. 136, 1951.
- DIF, A. E.; BLUEMEL, W. F. **Expansive soil under cyclic draying and wetting**. Geotechnical Testing Journal 14 (1), p. 96-102, 1991.
- DUDLEY, J. H. **Review of collapsing soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 96, p. 925-947, 1970.
- EDLEFSEN, N. E.; ANDERSON, A. B. C. **Thermodynamics of soil moisture**. A Journal of Agricultural Science, v. 15, n. 2, p. 31-298, 1943.
- ESCARIO, V.; SAEZ, J. **Measured of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction**. In: 3<sup>rd</sup> International Conference Expansive Soils, Haifa, *Proceedings...*, p. 195-200, 1973.



- EVSTATIEV, D. **Design and treatment of loess bases in Bulgaria. Genesis and properties of collapsible soils.** NATO ASI Series C: Mathematical and Physical Sciences, v. 468, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, p. 375-382, 1995.
- FAGUNDES, L. S. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado.** Dissertação (mestrado), Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, 102 p., Bauru, 2014.
- FEDA, J. **Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice.** Engineering Geology, Amsterdam, v. 1, n. 3, p. 201-219, 1966.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. **Variações de volume em um solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e em campo.** Solos e Rochas, 16 (4), São Paulo, 1993.
- FERREIRA, R. C., MONTEIRO L. B., PERES, J. E. E.; BENVENUTO, C. **Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils.** In. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro, *Anais...*, p.117-120, 1989.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. **The shear strength of unsaturated soils.** Canadian Geotechnical Journal, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** New York: John Wiley e Sons, Inc., 517 p., 1993.
- FREDLUND, D. G., XING, A.; HUANG, S. Y. **Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve,** Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 533-546, 1994.
- FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis.** Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1997.

- FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; FILHO, F. C. S.; CONCIANI, W. **Experimental and theoretical evaluation of the maximum collapse**. In: Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Foz do Iguaçu, *Anais...*, v. 1, p. 267-274, 1999.
- GARDNER, W. R. **A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range**. *Soil Science*, v. 43, n. 43, p. 277-283, 1937.
- GENS, A. **Constitutive modeling: Application to compacted soils**. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, UNSAT'95, Paris, *Proceedings...*, França, v. 3, p. 1179-1199, 1996.
- GENS, A.; ALONSO, E. E. **A framework for the behavior of unsaturated expansive clays**. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, p. 1012-1032, 1992.
- GENS, A.; ALONSO, E. E.; SURIOL, J.; LLORET, A. **Effect of structure on the volumetric behavior of a compacted soil**. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, Paris, *Proceedings...*, França, v. 1, p. 83-88, 1995.
- GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. **Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil**. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, 2002, Recife, *Anais...*, v. 1, p. 295-300, 2002.
- GIBBS, H. J.; BARA, J. P. **Stability problems of collapsing soil**. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v. 93, p.577-594, 1967.
- GOMES, J. E. S. **Estudo sobre fatores que influenciam a acurácia do método do papel filtro**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007.

- GRABE, J.; MILATZ, M. **The change of matric suction due to heavy vehicle crossing.** In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 1431-1437, 2014.
- GRAHAM, J.; OSWELL, J. M.; GRAY, M. N. **The effective stress concept in saturated sand-clay buffer.** *Geotechnical Journal* 29, p. 1033-1043, 1992.
- HABIBAGAH, G.; TAHERIAN, M. **Prediction of collapse potential for compacted soils using Artificial Neural Networks.** *Scientia Iranica*, 11, p. 1-20, 2004.
- HILF, J.W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.** Denver, 109 p., Doutorado, Faculty of Graduate School of the University of Colorado, 1956.
- HILLEL, D. **Soil and water: physical principles and processes.** New York, Academic Press, p. 5-127, 1971.
- HOUSTON, S. L. **Foundations and pavements on unsaturated soils – Part one: Collapsible soils.** In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, Paris, *Proceedings...*, França, p. 1421-1439, 1996.
- HOUSTON, S.; HOUSTON, W. **State-of-the-practice mitigation measures for collapsible soil sites.** In: Foundation Engineering Congress, ASCE, *Proceedings...*, Evanston, p. 161-175, 1989.
- IPT - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Mapa geológico do Estado de São Paulo.** São Paulo, v. 1, 126 p., 1981.
- IWATA, S. **Soil-water interactions.** USA, Marcel Dekker, Inc., 380 p., 1988.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy sub soils on wetting.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation, 4, London, v. 1, p. 316-319, 1957.

- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure.** In: Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7, *Proceedings...*, Durban, v. 1, p. 99-105, 1975.
- JOSA, A.; ALONSO, E. E.; LLORET, A.; GENS, A. **Stress-strain behavior of partially saturated soil.** In: 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, *Proceedings...*, Dublin, 1987.
- KATO, E.; COSTA, W. A.; OLIVEIRA, C. A. da S. **Modelos de ajuste e métodos para a determinação da curva de retenção de água de um Latossolo Vermelho-Amarelo.** *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, Viçosa, v. 32, n. 2, p. 515-523, 2008.
- KHLOSI, M.; CORNELIS, W. M.; GABRIELS, D.; SIN, G. **Simple modification to describe the soil water retention curve between saturation and oven dryness.** *Water Resources Research*, 42, 2006.
- KIZZA, R.; LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. **Matric suction and shear strength of dynamically compacted soils.** In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 1323-1327, 2014.
- KLAR, A. E. **Água no sistema solo-planta-atmosfera.** São Paulo: Nobel, 408 p., 1984.
- LAGO, A. L.; ELIS, V. R.; GIACHETI, H. L. **Aplicação integrada de métodos geofísicos em uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos em Bauru-SP.** *Revista Brasileira de Geofísica*, v. 24 (3), 2006.
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, J. H. **Collapse of compacted clayey sand.** *Journal of Geotechnical Engineering*, 115, p. 1252-1267, 1989.

- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, J. H. **Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand.** Journal of Geotechnical Engineering, 117, p. 714-730, 1991.
- LEME, M. A. G.; MIGUEL, M. G. **Soil water retention curves of a compacted soil used as liner of a sanitary landfill.** In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 995-1001, 2014.
- LEONG, E. C.; TRIPATHY, S.; RAHARDJO, H. **Total suction measurement of unsaturated soils with a device using the chilled-mirror dew-point technique.** *Géotechnique*, v. 53, n. 2, p. 173-182, 2003.
- LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo.** 1ª Edição, Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, Piracicaba, São Paulo, 1995.
- LIVINGSTON, B. E. **The relation of desert plants to soil moisture and to evaporation.** Carnegie Institution publications, n. 50, 1906.
- LIVINGSTON, B. E. AND KOKETSU, R. **The water-supplying power of the soil as related to wilting of plants.** Soil Science, 9, p. 469-485, 1920.
- LOPES, J. A. U. **Terra Roxa-PR: um caso notável de problemas em fundações rasas provocadas por fenômenos associados a colapso de solos.** In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5, São Paulo, *Anais...*, v. 2, p. 359-375, 1987.
- LUTENEGGER, A. **Dynamic compaction in friable loess.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 112, n. 6, p. 663-667, 1986.
- LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. **Determination of collapse potential of soils.** Geotechnical Testing Journal, ASTM, v. 11, n., p.173-178, 1988.

- MACHADO, S. L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada.** São Carlos, 157 p., Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, 1995.
- MAVROULIDOU, M.; CABARKAPA, Z.; GUNN, M. J. **Efficient laboratory measurements of the soil water retention curve.** *Geotechnical Testing Journal*, v. 36, n. 1, 2013.
- MCGOWN, A.; COLLINS, K. **The microfabrics of some expansive and collapsing soils.** Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation, 5, Buenos Aires, 1975.
- MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 319 p., Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- MELLIOS, G. A. **Provas de carga em solos porosos.** In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, *Anais...*, v.2, p.73-102, 1985.
- MENDONÇA, J. L. G.; GUTIERREL, T. M. C. **O potencial hidrogeológico do Grupo Bauru no Estado de São Paulo.** In: XI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Olinda, *Anais...*, 2000.
- MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível.** São Carlos, 168 p., Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1996.
- MITCHEL, J. K. **Fundamentals of soil behavior.** J. Wiley, New York, 437 p., 1993.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação.** 18 RAP, Porto Alegre, *Anais...*, v. 2, p. 463-484, 1983.

- NOWAMOOZ, H.; MASROURI, F. **Soil fabric and soil water retention curve of a compacted silt-bentonites**. *Geotechnical Testing Journal*, v. 35, n. 1, 2011.
- NUÑES, E. **Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación**. In: Congreso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 5, Buenos Aires, *Proceedings...*, Buenos Aires, v. 4, p. 43-73, 1975.
- NUNTASARN, R.; CAMERON, D. A.; MITCHELL, P. W. **South Australian collapsing soils**. *Australian geomechanics*, 42, p. 1-12, 2007.
- ÖBERG, A.L. & SÄLLFORS, G.A. **Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve**. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v. 20, n. 1, 1997.
- OLIVEIRA, T. S. **Efeitos dos ciclos de umedecimento e secagem sobre propriedades físicas e químicas de quatro Latossolos brasileiros**. Viçosa, Dissertação de Mestrado, 102 p., Universidade Federal de Viçosa, 1992.
- OLIVEIRA, L. C. A. **Comportamento de colóides e microagregados em colunas de materiais de dois Latossolos submetidos a sucessivos ciclos de umedecimento e secagem**. Viçosa, Dissertação de Mestrado, 63 p., Universidade Federal de Viçosa, 1994.
- PEDRINI, R. A. A. **Desenvolvimento de sistema para realização de sísmica up-hole em conjunto com sondagem SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2012.
- POURNAGHIAZAR, M.; RUSSEL, A. R.; KHALILI, N. **Interpretation of the cone penetration test in unsaturated sands**. In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 1675-1681, 2014.

- PRIKLONSKIJ, V. A. **Gruntovedenie – Vtoraira chast, Gosgeolizad**, Moscow, apud FEDA (1966), p. 371, 1952.
- RABBI, A. T. M. Z.; CAMERON, D. A.; RAHMAN, M. M. **Role of matric suction on wetting-induced collapse settlement of silty sand**. In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 129-135, 2014.
- REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. **Collapse potential of soils and soil-water chemistry**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow, *Proceedings...*, Moscow, v. 2.2, p. 177-183, 1973.
- RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. Tese (Doutorado em Geotecnia), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.
- RODRIGUES, R. A.; GEORGETTI, G. B.; VILAR, O. M. **Modeling filed load tests in lateritic unsaturated soil**. In: International Conference on Unsaturated Soils: Research & Applications, London, *Anais...*, p. 1495-1500, 2014.
- RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L.; CASTRO, A. P. A.; SOARES, F. V. P. **Variação da Sucção e da Umidade em um Solo Poroso Não Saturado**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza, *Anais...*, 2015.
- ROLLINS, K. & ROGERS, G. W. **Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils**. *Geotechnical Testing Journal*, ASCE, v. 120, n. 9, p. 1533-1553, 1994.
- ROSS, J. L. S.; MOROZ, I. C. **Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo. São Paulo/SP**. Laboratório de Geomorfologia do Departamento de Geografia/USP e Laboratório de Geologia Aplicada/IPT – FAPESP, Mapas e Relatório, 1997.



- ROYER, J. M.; VACHAUD, G. **Field determination of hysteresis in soil-water characteristics**. Soil Science Society of America Proceedings, Madison, v. 39, p. 221-223, 1975.
- SÃO PAULO (Estado). Conselho Estadual de Recursos Hídricos. **Mapa de águas subterrâneas do estado de São Paulo**. Escala 1:1.000.000: nota explicativa. São Paulo, 119 p., 2005.
- SHULL, C.A. **Measurement of the surface forces in soils**. The Botanical Gazette, v. LXII, n. 1, p. 1-31, 1916.
- SHAHU, J. T.; YUDHBIR; KAMESWARA RAO, N. S. V. **Effective stress behavior of quasi-saturated compacted cohesive soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, p. 322-329, 1999.
- SOARES, P. C., LANDIM. P. M. B., FULFARO, V. J.; NETO, A. F. S., **Ensaio de caracterização estratigráfica do cretáceo no Estado de São Paulo: Grupo Bauru**. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 10, n. 3, p. 170-185, 1980.
- SOKOLOVICH V. E. & SEMKIN, V. V. **Chemical stabilization of loess soils**. Soil Mechanics and Foundation Engineering. (translated from Russian), v. 21, n. 4, p. 149-154, 1984.
- SOTO, M. A. A. **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 206 p., 2004.
- SOUZA, A.; CINTRA, J. C. A.; VILAR, O. M. V. **Shallow foundations on collapsible soil improved by compaction**. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, Paris, *Proceedings...*, França, v. 1, p. 1017-1021, 1995.

- SUBBA RAO, K. S.; SATYADAS, G. C. **Swelling potential with cycles of swelling and partial shrinkage.** In: 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, New Delhi, *Proceedings...*, v. 1, India, p. 137-142, 1987.
- SUN, D. A.; MATSUOKA, H.; XU, Y. F. **Collapse of compacted clays using triaxial tests.** In: International Conference on Unsaturated Soils, Recife, *Anais...*, p. 631-634, 2002.
- SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E.E. **Behavior of compacted soils in suction controlled oedometer.** In: International Conference on Unsaturated Soils, 2, Beijing. *Proceedings...*, China, v. 1, p. 438-443, 1998.
- TERZAGHI, K. **Large Retaining Wall Tests.** Engineering News Record, 112, 1934.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics,** Wiley, New York, 1943.
- TESSIER, D.; BEAUMONT, A.; PEDRÓ, G. **Influence of clay mineralogy and rewetting rate on the clay microstructure.** In: International Work Meeting of Soil Micromorphology, 8, Amsterdam, *Proceedings...*, Elsevier Science, p. 191-198, 1990.
- TOVEY, N. K.; FRYDMAN, S.; WONG, K. Y. **A study of swelling clay in the scanning electron microscope.** In: 3<sup>rd</sup> International Conference Expansive Soils, Haifa, *Proceedings...*, Israel, 1993
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. **Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.** Canadian Geotechnical Journal, 33 (3), p. 379-392, 1996.
- VAN GENUCHTEN, M. T. **A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.** Soil Science Society of America Journal, Madison, v. 44, p. 892-898, 1980.

- VARGAS, M. **Foundations on compacted embankment** (in Portuguese), RAE, 13 (23), p. 51-60, 1951.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. 2ª Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509 p., 1978.
- VILAR, O. M. (1997). **Introdução à mecânica de solos não saturados**. Notas de aula.
- VILAR, O. M., RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. **Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1, Rio de Janeiro, *Anais...*, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224, 1981.
- VILAR, O. M. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos: opções atuais e perspectivas para um futuro próximo**. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, *Anais...*, p. 25-45, 2006.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. **Critical state concepts for unsaturated soils**. In: 7<sup>th</sup> International Conference on Expansive Clays, Dallas, *Proceedings...*, Texas, v. 1, p. 167-172, 1992.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. **Development and application of a critical state model for unsaturated soil**. In: Predictive Soil Mechanics (ed. G. T. Houlsby and A. N. Schofield), Thomas Telford, London, p. 709-728, 1993.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. **An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil**. *Géotechnique*, 45, p. 35-54, 1995.
- WHITE, N. F.; DUKE, H. R.; DUNADA, D. K.; COREY, A. T. **Physics of desaturation in porous materials**. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE 96 (2): p. 165-191, 1970.

YAMASAKI, M. T. **Influência da Salinidade do Fluido na Avaliação da Compactação e da Resistividade Elétrica de Dois Solos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2012.

ZORLU, K.; KASAPOGLU, K. E. **Determination of geomechanical properties and collapse potential of caliche by in situ and laboratory tests.** Environmental Geology, 56, p. 1449-1459, 2009.