



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

MESTRADO EM GEOTECNIA

GLEIBER DA SILVA CHAGAS

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ESTRATO
SILTO-ARGILOSO (MASSAPÊ) PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

FORTALEZA

2014

GLEIBER DA SILVA CHAGAS

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ESTRATO
SILTO-ARGILOSO (MASSAPÊ) PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de
Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura,
DSc.

Coorientador: Prof. Marcos Fábio Porto
Aguiar, DSc.

FORTALEZA

2014

GLEIBER DA SILVA CHAGAS

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ESTRATO
SILTO-ARGILOSO (MASSAPÊ) PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de
Concentração: Geotecnia

Aprovada em: ____/____/2014.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)/

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar (Coorientador)
Universidade de Fortaleza (UNIFOR) / Instituto Federal do Ceará (IFCE)

Prof. Dr. Franklin Jose Chaves
Universidade de Fortaleza (UNIFOR)

A Deus.

Aos meus pais Genésio e Loide, meus mais sinceros incentivadores, pelo apoio incondicional.

Às minhas irmãs, Geise e Leide, pela compreensão de minha ausência e por todo amor que me dedicaram.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por iluminar e abençoar minha trajetória.

A minha mãe, Eunice Loide, por todo amor, dedicação e apoio. Sua força me fez prosseguir.

Ao meu pai, Genésio, pelo carinho, incentivo e ajuda.

As minhas irmãs, Geise e Leide, pelo apoio, compreensão e carinho.

A minha amiga Michele, pelo companheirismo, incentivo, apoio e principalmente pela sua grande amizade.

À minha amiga Diana, pelos ótimos momentos, incentivos e toda ajuda que me prestaste.

Ao professor Alfran Sampaio Moura, meu orientador, pelo incentivo e orientações no desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor Marcos Fábio Porto Aguiar, meu coorientador, pela colaboração no desenvolvimento desta pesquisa.

Aos Professores Silvrano Adonias Dantas Neto e Francisco Chagas da Silva Filho pelos ensinamentos.

Aos colaboradores do Laboratório de Mecânica dos Solos pelo auxílio nas atividades desenvolvidas.

A CAPES, pelo apoio financeiro pela concessão da bolsa de Mestrado.

À ROCHABRASIL pelo apoio na presente pesquisa.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”.

(Marthin Luther King)

RESUMO

O dimensionamento de fundações superficiais requer o estudo da capacidade de carga e da previsão dos recalques no solo estudado. As propriedades mecânicas do solo são obtidas por ensaios de laboratório e campo. O ensaio de placa é uma das formas mais seguras para se obter essas informações, a partir de carregamento direto. Este ensaio produz, em escala próxima da real, o comportamento da futura fundação.

O objetivo deste trabalho é avaliar a partir da realização de provas de carga diretas (em solo na umidade natural e inundado) se previsões de potencial de colapso e expansão, realizadas a partir de ensaios edométricos simples e duplos são capazes de dar indicações concordantes.

Os ensaios realizados nesta pesquisa foram executados em três etapas: caracterização geotécnica (granulometria, determinação da massa específica, limite de consistência, compactação proctor normal e índice de suporte califórnia (ISC)); ensaios especiais de laboratório (adensamento e cisalhamento); e ensaios de campo (provas de carga).

Foi observado que resultados de ensaios edométricos duplos, realizados no solo silto argiloso da cidade de Icó, proporcionaram estimativas mais concordantes para as situações de colapso do solo. Além disso, a técnica da compactação de solos problemáticos se mostrou adequada para minorar, ou mesmo anular, problemas relacionados ao colapso e a expansão do solo estudado.

Palavras Chave – Fundações superficiais, solo colapsível, ensaios de campo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elemento de solo não saturado e suas fases distintas.	19
Figura 2 - Forma geral da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros.	23
Figura 3 - Curva característica típica de um solo siltoso.....	24
Figura 4 - Sistema de aplicação de sucção na placa de sucção.	25
Figura 5 - Curva de calibração para os papéis filtro Whatman nº 42 e Schleicher & Schuell nº 589.....	27
Figura 6 - Componentes básicos de um tensiômetro.....	28
Figura 7 - Sistemas de medição de pressão em tensiômetros.....	28
Figura 8 - Tensiômetro de alta capacidade.....	29
Figura 9 - Diagrama esquemático de ensaios em solo saturado e não saturado.....	30
Figura 10 - Ensaios triaxiais com respectivas sucções e valores indicativos de tensão vertical.	32
Figura 11 - Círculo de Mohr para solos não saturados.....	32
Figura 12 - Tensão normal líquida.	33
Figura 13 - Variação da resistência à penetração com a sucção.....	33
Figura 14 - Variação do módulo de deformação com a sucção.....	35
Figura 15 – Estrutura do solo colapsível antes e depois da inundação.....	38
Figura 16 – Modelos estruturais para solos colapsíveis.	39
Figura 17 – Evidência de colapso no ensaio de compressão simples.....	40
Figura 18 – Ensaio de compressão edométrica duplo.	40

Figura 19 – Tipos de estrutura para solos expansivos.	43
Figura 20 - Princípios de compactação do solo.	46
Figura 21 - Curva de compactação.	47
Figura 22 - Teoria de Hogentogler.	48
Figura 23 - Equipamento utilizado no ensaio de compactação.	49
Figura 24 - Curvas de Proctor de solos diferentes compactados com a mesma energia.	51
Figura 25 - Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo.	52
Figura 26 - Curvas de Proctor de um mesmo solo, compactado com diferentes energias.	52
Figura 33 - Determinação do peso específico pelo método do frasco de areia.	57
Figura 34 - Determinação da densidade através do método do cilindro biselado.	58
Figura 35 – Corte de aterro com fundações assentes na mesma cota.	60
Figura 36 – Sapatas apoiadas sobre solo substituído não selecionado, sem compactação adequada.	60
Figura 37 - Localização do Município de Icó.	65
Figura 38 – Vista da área de estudo.	66
Figura 39 – Escavação de vala para coleta de amostra indeformada.	69
Figura 40 – Moldagem e coleta de amostra de solo indeformado.	69
Figura 41 – Prensa de adensamento utilizada no ensaio de adensamento unidimensional.	71
Figura 42 – Moldagem do corpo de prova para ensaio de adensamento a partir de amostra indeformada.	72
Figura 43 – Equipamento para execução do ensaio de cisalhamento direto.	72

Figura 44 – Moldagem do corpo de prova para ensaio de cisalhamento direto a partir de amostra compactada.	73
Figura 45 – Posicionamento das provas de carga.....	73
Figura 46 – Caminhão carregado utilizado como sistema de reação.	74
Figura 47 – Vista do sistema de transmissão utilizado no ensaio.	74
Figura 48 – Posicionamento dos extensômetros utilizados no ensaio.....	75
Figura 49 – Solo saturado ao redor da placa.	75
Figura 50 - Localização do município de Icó em relação aos domínios sedimentares e cristalino do estado do Ceará.....	77

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação entre os perfis do índice de resistência (N_{SPT}) das sondagens consideradas.....	67
Gráfico 2 – Resultado das sondagens a percussão.	68
Gráfico 3 – Curva granulométrica do solo em estudo.	78
Gráfico 4 – Ensaio de compactação com energia normal.	80
Gráfico 5 – Resultado do ensaio de Índice de Suporte Calif´ronia (ISC).	81
Gráfico 6 – Índice de vazios (e) x $\log(\sigma)$	82
Gráfico 7 – Índice de vazios x $\log \sigma$ para ensaio com amostra compactada.....	83
Gráfico 8 – Índice de vazios (e) x \log tensão para amostra indeformada.	84
Gráfico 9 – Índice de vazios (e) x logaritmo de tensões para amostra compactada.....	85
Gráfico 10 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão cisalhante da amostra indeformada na umidade natural.	87
Gráfico 11 - Envoltória de ruptura da amostra indeformada na umidade natural.	88
Gráfico 12 – Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra indeformada rompida na umidade natural.	87
Gráfico 13 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão cisalhante da amostra em estado saturado.	88
Gráfico 14 - Envoltória de ruptura da amostra em estado saturado.	89
Gráfico 15 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra indeformada rompida saturada com água.	89
Gráfico 16 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão cisalhante da amostra compactada na umidade ótima.	90

Gráfico 17 - Envoltória de ruptura da amostra compactada na umidade ótima.	91
Gráfico 18 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra compactada rompida na umidade ótima.	91
Gráfico 19 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão cisalhante da amostra compactada saturada com água.	92
Gráfico 20 - Envoltória de ruptura da amostra compactada saturada com água.	92
Gráfico 21 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra compactada rompida saturada com água.	93
Gráfico 22 – Curva carga x recalque – Prova de carga 01.	94
Gráfico 23 – Curva carga x recalque – Prova de carga 04.	95
Gráfico 24 – Curva carga x recalque – Prova de carga 03.	96
Gráfico 25 – Acréscimos externos de tensão para uma superfície flexível e circular.	97
Gráfico 26 – Curva carga x recalque – Prova de carga 04.	97
Gráfico 27 – Previsão de Q_{ult} pela NBR 6122/10 para o ensaio de placa 01.	99
Gráfico 28 – Previsão de Q_u pelo método de Van der Veen (1953) para o ensaio de placa 01.	99
Gráfico 29 – Previsão de Q_u pela NBR 6122/10 para o ensaio de placa 02.	100
Gráfico 30 – Previsão de Q_u pelo método de Van der Veen (1953) para o ensaio de placa 02.	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Técnicas de medição de Sucção.	24
Tabela 2 – Ocorrências de solos colapsíveis no Nordeste.	37
Tabela 3 – Critérios de identificação de solos colapsíveis.	41
Tabela 4 – Exemplos de ocorrências de solos expansivos no Brasil.	42
Tabela 5 – Métodos de identificação de solos expansivos.	44
Tabela 6 – Semelhança e diferenças entre colapsividade e expansibilidade.	45
Tabela 7 - Energias de compactação.	50
Tabela 8 - Principais características e possíveis aplicações dos rolos compactadores.	55
Tabela 9 - Comparação dos métodos de ensaio para a determinação da umidade.	56
Tabela 10 – Valores limite para classificação da atividade das argilas.	79
Tabela 11 – Densidade Real dos Grãos.	80
Tabela 12 – Resultado dos ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica.	81
Tabela 13 – Resultado dos Ensaio de Cisalhamento Direto.	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Contexto Geral.....	16
1.2	Metodologia.....	17
1.3	Estrutura da Dissertação.....	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
2.1	Os solos não saturados e a sucção.....	18
2.1.1	Natureza e fases dos solos não saturados.....	18
2.1.2	Sucção em solos não saturados.....	20
2.1.3	Curva característica de solos não saturados.....	22
	• Métodos para determinação da curva de retenção.....	24
	• Placa de Sucção.....	25
	• Papel Filtro.....	26
	• Tensiômetro.....	27
2.2	Previsão do comportamento dos solos não saturados.....	29
2.2.1	Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.....	29
2.2.2	Deformabilidade de solos não saturados.....	33
2.3	Solos problemáticos.....	35
2.3.1	Solos Colapsíveis.....	36
	• Ocorrência.....	37
	• Estrutura dos solos colapsíveis.....	38
	• Identificação de solos colapsíveis.....	39
	• Ensaio de compressão edométrica simples.....	39
	• Ensaio de compressão edométrica duplo.....	40
2.3.2	Solos expansíveis.....	41

•	Ocorrência	42
•	Estrutura dos solos expansivos	42
•	Identificação de argilas expansivas	43
2.3.3	Colapsividade x expansibilidade	44
2.4	Aterros compactados	46
2.4.1	Conceitos básicos, Curva de Compactação e Ensaio de Compactação	46
2.4.2	Execução e Controle da compactação	53
•	Execução da terraplenagem	53
•	Etapas da execução da terraplenagem	54
2.4.3	Fundações superficiais em aterros compactados	58
2.5	Provas de carga	61
3	MATERIAIS E MÉTODOS	64
3.1	Metodologia	64
3.2	Local da área de estudo	65
3.3	Dados Coletados	67
3.4	Programa Experimental	68
3.4.1	1ª Etapa: Ensaio de Caracterização	70
3.4.2	2ª Etapa: Ensaio Especiais de Laboratório	71
•	Ensaio Edométrico	71
•	Ensaio de Cisalhamento Direto	72
3.4.3	3ª Etapa: Ensaio de Campo	73
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
4.1	Caracterização Geológica e Geotécnica do Local	76
4.1.1	Caracterização Geológica	76

4.1.2	Caracterização Geotécnica.....	78
4.2	Apresentação e Análise dos Resultados dos Ensaios Especiais de Laboratório.....	82
4.2.1	Ensaio Oedométrico	82
4.2.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	86
4.3	Apresentação e análise dos resultados das provas de carga realizadas.....	94
4.3.1	Provas de carga realizadas na condição natural.....	94
4.3.2	Provas de carga realizadas com inundação.....	95
4.3.3	Previsão de Q_{ult} pelo Ensaio de Prova de Carga.....	98
•	Ensaio de Placa 01	98
•	Ensaio de Placa 02	100
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	103
5.1	Conclusões	103
5.2	Recomendações	104

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto Geral

Grande parte das obras de engenharia é executada em solos não saturados ou utiliza os solos no estado não saturado. Sendo estes solos muitas vezes expansivos ou colapsíveis. Os solos quando sujeitos a variações do grau de saturação podem expandir ou colapsar, o que acarreta uma redução na resistência.

Os solos não saturados são de natureza bastante diversa. Enquadrado nesta categoria estão as argilas expansivas altamente plásticas, solos residuais lateríticos e saprolíticos, além de uma grande variedade de depósitos aluvionares, coluvionares e eólicos, e diferentes tipos de solos compactados e cimentados.

Próximo a superfície do terreno, o solo está sujeito a variações de umidade em virtude de alterações nas condições climáticas, dentre outros, podendo apresentar elevados valores de sucção, que é uma pressão isotrópica exercida pela água intersticial nos poros do solo. A medida da sucção do solo pode ser feita por diversos métodos como: psicrômetro, papel filtro, tensiômetro, condutividade elétrica, dentre outros.

O solo é colapsível quando apresenta variação brusca de volume ao ser submetido a aumento da tensão aplicada, e uma redução da resistência ao cisalhamento pela perda de coesão e/ou sucção ao ser inundado. Já o solo expansivo aumenta de volume quando umedecido e se contrai quando resseca.

O tratamento para solos expansivos ou colapsíveis, pode ser feito através da compactação do solo, que em muitos casos, é uma poderosa forma de viabilizar a adoção de fundações superficiais.

Com a realização deste trabalho pretende-se avaliar, a partir da realização de provas de carga diretas com solo na umidade natural e inundado, se previsões de potencial de colapso e expansão, realizadas a partir de ensaios edométricos simples e duplos são capazes de dar indicações concordantes.

1.2 Metodologia

A metodologia adotada para a realização desta pesquisa tem como base a execução das seguintes etapas: escolha do local para execução dos ensaios; coleta de amostras para execução dos ensaios; realização de ensaios de caracterização do solo; realização de ensaios especiais de laboratórios; realização de provas de carga direta; apresentação dos resultados; e análise dos resultados.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação foi estruturada em 5 capítulos. No capítulo 1 é apresentada uma introdução sobre o assunto abordado, a metodologia e a estrutura da dissertação. No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica dos diversos aspectos inerentes ao trabalho. O capítulo 3 é apresenta os materiais e métodos utilizados nas análises feitas no presente estudo. No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios. E no capítulo 5, são apresentadas as conclusões obtidas pela realização desta pesquisa, e são feitas sugestões para pesquisas futuras que venham a ser realizadas em continuidade a este trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Os solos não saturados e a sucção

2.1.1 *Natureza e fases dos solos não saturados*

Os solos não saturados tem seu comportamento intrinsecamente ligado à sua origem. De acordo com Fonseca (1991), formações lacustres, são depositados com elevados teores de umidade, acima do limite de liquidez, sendo consolidados pelo próprio peso das camadas de sedimentos sobrepostas.

Os processos de escavação, de remoldagem e de recompactação resultam em um material não saturado. Os solos compactados são solos naturais em que suas condições iniciais são modificadas para melhorar o comportamento mecânico e sua utilização em obras em terra. O solo é considerado não saturado quando há presença de ar nos vazios, mesmo em pequena quantidade.

Quando o grau de saturação é muito baixo, a água forma anéis ao redor dos pontos de contato entre grãos; esses anéis são isolados e não formam uma fase contínua de água; o ar forma uma fase contínua. À medida que a saturação aumenta, os anéis expandem até formar uma fase aquosa contínua, com o acréscimo de saturação o ar deixa de ser uma fase contínua e se parte em bolhas.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o clima tem papel fundamental na formação dos solos não saturados. A água presente no solo é removida através de evaporação ou de evapotranspiração da cobertura vegetal. Qualquer solo próximo à superfície está sujeito a um ambiente seco e conseqüentemente sujeito à poropressão negativa de água e à possível dessaturação.

De acordo com Pereira (2006), alguns solos não saturados originam-se a partir da forma saturada. Por exemplo, em solos sedimentares, a evaporação da água de um lago e a secagem do solo ali depositado, resultam no deslocamento do nível de água abaixo da superfície. A tensão total nos sedimentos de solos permanece constante, ao contrário da poropressão atmosférica sobre o nível de água. Isso aumenta a consolidação dos sedimentos e eventualmente a sua dessaturação. Com o crescimento de árvores, arbustos e outras plantas, há uma aplicação de pressão negativa na fase água gerada por evapotranspiração.

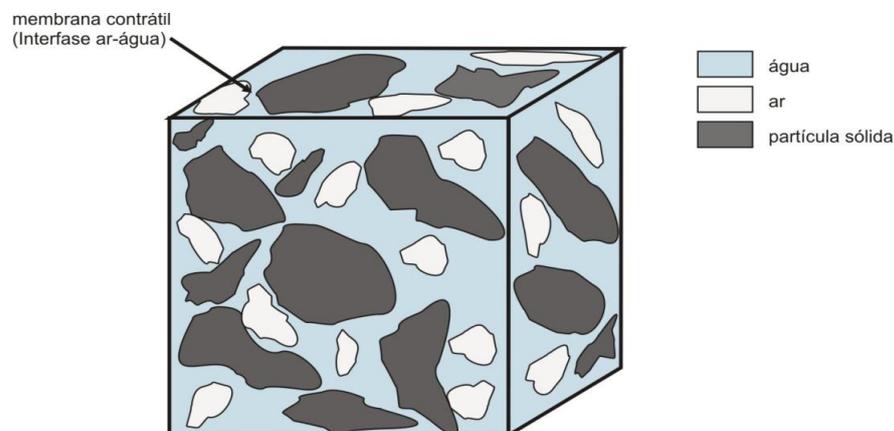
Algumas plantas podem aplicar entre 1 e 2 MPa de pressão negativa na fase água antes de murchar (FREDLUND, 1979). Já solos residuais têm sua transformação em solo não saturado associada ao tipo de intemperismo sofrido e às características mineralógicas da rocha matriz.

A poropressão de água atua em todas as direções e pode gerar um valor de pressão negativa maior que a pressão de confinamento na massa de solo. Inicia-se então um segundo modo de dessaturação, chamado de fissuração. Com o decorrer do tempo, o solo é sujeito a uma gama de variações e alterações nas condições climáticas, que produzem alterações nos valores de poropressão resultando em processos de colapso e de expansão no solo. As formas de distribuição de poropressão acabam sendo resultado destas variações ambientais.

Um solo não saturado é considerado uma mistura de várias fases que influenciam diretamente seu estado de tensão. Segundo Lambe e Whitman (1969), um solo não saturado é considerado como um sistema trifásico, isto é, é constituído de três fases: líquida (água), gasosa (ar) e sólida (partículas de minerais).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), existindo água intersticial ou bolhas de ar oclusas no solo, diz-se que o meio multifásico não é mais um meio contínuo. Assim, o solo não saturado pode ser analisado como um sistema bifásico, como os solos saturados, desde que se assuma que um fluido compressível preencha os poros. Fredlund e Morgenstern (1977), com base na definição de fase, postulam que se deve considerar uma quarta fase independente, a interface ar-água, conhecida também como membrana contrátil (Figura 1).

Figura 1 - Elemento de solo não saturado e suas fases distintas.



Fonte: Leme, 2009, adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977.

2.1.2 *Sucção em solos não saturados*

De acordo com Marinho (1997), a sucção é uma pressão isotrópica da água intersticial, que faz com que o sistema água/solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação.

A sucção no solo é denominada sucção total e é composta por dois componentes, um é a sucção matricial e outro é a sucção osmótica. Pode-se definir a sucção total como correspondente à energia livre da água do solo tendo a sucção osmótica e a sucção matricial como componentes da energia livre.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1)$$

Onde

Ψ é a sucção do solo;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial;

π é a sucção osmótica;

u_w é a poro pressão de água;

u_a é a poro pressão de ar.

De acordo com Pereira (2006), a sucção matricial está associada ao fenômeno de capilaridade (a altura de água elevada em um tubo capilar) e o raio de curvatura do menisco formado tem relação direta com a umidade e a sucção matricial do solo. Quantitativamente a sucção matricial é representada pela diferença entre a poropressão de ar e a poro-pressão de água ($u_a - u_w$).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o perfil de sucção matricial in situ varia com o tempo e a profundidade, e essa variação é maior do que a variação que ocorre no perfil de tensão normal líquida. As mudanças climáticas (estações chuvosas e secas) provocam variação das condições do subsolo. Estações secas resultam em aumento no valor da sucção matricial e, em estações chuvosas, ocorre uma redução.

Diretamente relacionada com a quantidade de sais nos poros de água do solo, a sucção osmótica se faz presente nos solos saturados e nos solos não saturados. A sucção osmótica também altera o comportamento do solo. As variações relacionadas com a sucção osmótica estão relacionadas com o teor de concentração de sais do solo. Quando há variações de água no solo, mudanças nos valores de sucção matricial são essencialmente equivalentes às mudanças nos valores da sucção total (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

De acordo com Fonseca (1991) a pressão no ar que está contido em parte dos vazios do solo não saturado, é considerada igual à pressão atmosférica, fazendo com que a sucção mátrica seja entendida também como pressão de água negativa ou poro-pressão negativa.

Segundo Marinho (2005), o aumento da sucção irá produzir apenas um aumento da força normal nos contatos, reduzindo a tendência de deslizamento entre partículas.

As poropressões influenciam o comportamento mecânico de solo não saturado, elas desenvolvem-se no solo de duas maneiras, uma relacionada com o fluxo de água e outra com o comportamento (resistência) mediante aplicação de cargas externas no solo.

No carregamento, mesmo que não exista a possibilidade de drenagem dos poros do solo pode ocorrer variação de volume. Esta variação de volume é devida à compressão do ar nos poros. As poropressões de ar e água aumentam de valor com a compressão de um solo não saturado. Este aumento é denominado excesso de poro-pressão.

De acordo com Pereira (2006), o excesso de poropressão de água aumenta muito mais rapidamente do que o excesso de poro-pressão de ar em resposta ao aumento de tensão confinante.

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

Qualquer mudança na sucção altera o equilíbrio da massa de solo. Estas mudanças afetam tanto a compressibilidade quanto a resistência do solo. Apesar destas mudanças poderem ser resultado de variações na parcela mátrica ou osmótica, já foi verificado que mudanças na sucção osmótica pouco interferem nas propriedades geotécnicas. Entretanto, sua influência passa a ser significativa em problemas de contaminação do subsolo.

2.1.3 *Curva característica de solos não saturados*

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

Segundo Miguel et al (2006), para a determinação das curvas características de sucção pode ser feita em laboratório seguindo trajetórias de secagem e umedecimento. O ensaio pode ser feito utilizando uma amostra previamente saturada exposta a potenciais matriciais gradualmente maiores, com sucessivas medidas desses valores em função do teor de umidade de equilíbrio de cada estágio; ou em estágios de umedecimento, quando uma amostra seca ao ar tem seu potencial matricial reduzido gradualmente, também com sucessivas medidas do potencial em função do teor de umidade de equilíbrio em cada estágio.

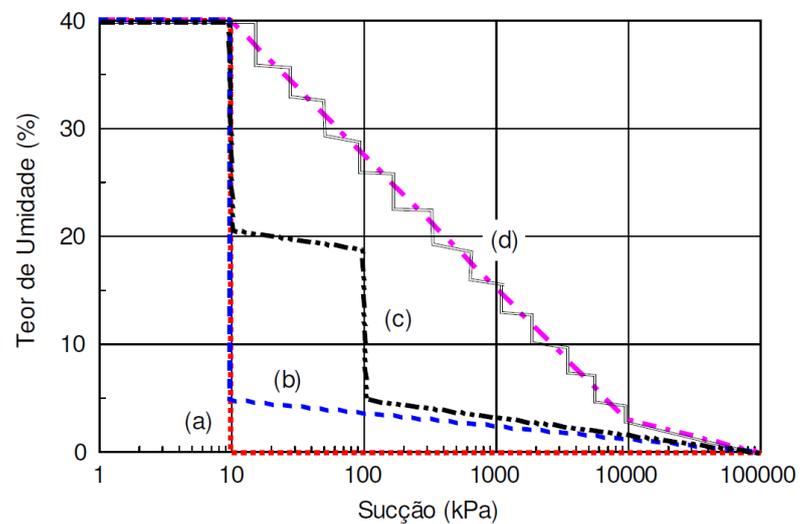
As curvas obtidas pelos processos de secagem e de umedecimento não coincidem, dando origem ao fenômeno denominado de histerese da curva característica de sucção, sendo atribuída a diversas causas: não uniformidade geométrica dos poros, efeito do ângulo de contato (maior, quando ocorre umedecimento do solo, e menor, na fase de secagem), bolhas de ar capturadas nos vazios do solo durante a fase de umedecimento e alterações na estrutura do solo decorrentes da expansão ou contração, associadas aos ciclos de umedecimento ou secagem.

De acordo com Miguel et al (2006), os principais fatores que interferem na forma da curva característica de sucção dos solos são a distribuição dos macroporos e dos microporos e a mineralogia das partículas. Solos granulares tendem a apresentar perda brusca de umidade, quando a sucção ultrapassa um determinado valor de entrada de ar dos macroporos. Em contrapartida, solos finos, quando ultrapassam o valor de sucção de entrada de ar, tendem a exibir curvas mais suaves.

A forma da curva de retenção depende da distribuição de poros e da compressibilidade do solo em relação à sucção. Estas duas características do material poroso são afetadas pelo teor de umidade inicial, pela estrutura do material, mineralogia e pela história de tensões.

Segundo Marinho (2005), materiais porosos com distribuição uniforme de poros possuem uma curva característica similar à curva (a) apresentada na Figura 2. A curva (b) traz uma melhor representação da curva de retenção de um material com um único tamanho de poro. Já a curva (c) representa um material com dois tamanhos de poros. A curva (d) representa um material com uma grande variação no tamanho de poros, apresentando uma redução mais gradual do teor de umidade com o aumento da sucção.

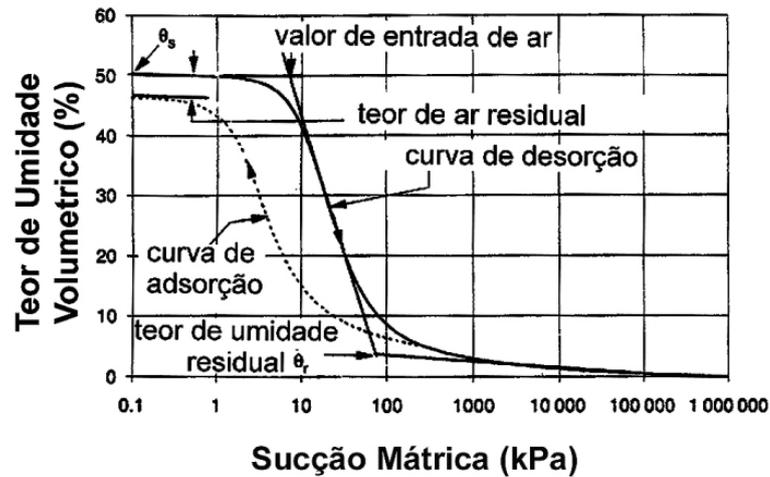
Figura 2 - Forma geral da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros.



Fonte: Marinho 2005.

Fredlund & Xing (1994) apresentaram uma curva característica para um solo siltoso (Figura 3), podendo se perceber a histerese entre as trajetórias de secagem e umedecimento. Segundo os autores, a sucção total correspondente ao teor de umidade zero parece ser essencialmente o mesmo para todos os tipos de solo.

Figura 3 - Curva característica típica de um solo siltoso.



Fonte: Fredlund & Xing (1994).

- *Métodos para determinação da curva de retenção*

Há vários métodos utilizados na determinação da curva de retenção e que são citados na literatura. A escolha do método depende da faixa de sucção de interesse. A obtenção de uma curva de retenção com sucções de até 30 kPa (baixas sucções) é adequada a placa de sucção. Para sucções entre 30 kPa e 1500 kPa a placa de pressão ou métodos do papel filtro são os mais indicados. (MARINHO, 2005)

Na Tabela 1, de acordo com Marinho (1997), estão apresentadas as técnicas mais usadas para se medir sucção e os intervalos de aplicação de cada técnica.

Tabela 1 - Técnicas de medição de Sucção.

Técnica	Sucção Matricial	Sucção Osmótica	Sucção Total	Intervalo (kPa)
Psicômetro		X	X	100 - 8000
Papel Filtro	X		X	0 - 29000
Tensiômetro	X		X	0 - 90 0 - > 1000
Translação de Eixos	X			0 - 1500
Condutividade Térmica	X			0 - 400
Condutividade Elétrica	X	X		20 - 1500

Fonte: Marinho (1997)

- Placa de Sucção

O método se baseia na determinação da diferença de pressões em uma placa porosa, mediante aplicação direta de uma sucção na parte inferior através de uma bomba de vácuo, enquanto que na parte superior é mantida a pressão atmosférica.

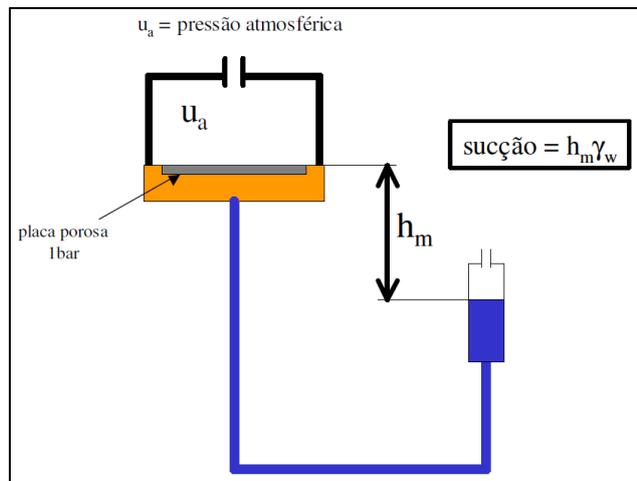
A sucção induzida na placa se transmite à amostra de solo, chegando ao equilíbrio após ter-se produzido o fluxo de água. A curva de retenção é obtida repetindo-se o ensaio com diferentes valores de sucção. Devido a limitações do próprio aparelho, a sucção máxima que se pode aplicar é de 100 kPa. (JUCÁ, 1997)

De acordo com Marinho (2005), a placa de sucção tem seu uso mais adequado quando se deseja impor sucções até aproximadamente 80 kPa.

Para se determinar corretamente o valor da sucção matricial, é conveniente utilizar no ensaio, uma água com a mesma composição que a água do solo.

A Figura 4 ilustra o sistema de aplicação de sucção, nela podemos observar que ao aplicarmos uma diferença de pressão entre o reservatório e a pedra porosa é imposta, tem-se uma pressão relativa na pedra abaixo da pressão atmosférica. Esta diferença de altura (h_m) é a carga de pressão imposta, que multiplicada pelo peso específico da água, resulta na sucção induzida na pedra porosa, e conseqüentemente, no solo.

Figura 4 - Sistema de aplicação de sucção na placa de sucção.



Fonte: Marinho (2005).

- Papel Filtro

O princípio básico do método consiste na habilidade de meios porosos de absorver ou perder certa quantidade de água quando estão em contato, direto ou indireto, em ambiente fechado, até entrarem em equilíbrio de pressão. Nesse ponto de equilíbrio, os valores de umidade do solo e do papel filtro são diferentes, porém, possuem a mesma sucção. O equilíbrio é atingido quando o fluxo de fluido ou vapor cessar. Se a água trocada pelo sistema é em forma de vapor, se estará medindo a sucção total. Caso o fluxo seja de líquido, a sucção medida é a mátrica.

O processo de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o estado de equilíbrio com uma sucção conhecida. Depois de atingido o equilíbrio, o papel filtro é pesado e seco em estufa. A umidade é relacionada com a sucção gerada.

Os papéis filtro mais utilizados neste ensaio são o Whatman nº 2 e o Schleicher & Schuell n 589. Marinho (1994) apresenta a curva de calibração (Figura 5) para esses papéis.

A calibração do Whatman nº42, inicialmente seco, resulta em uma relação entre a sucção e o teor de umidade do papel filtro bilinear, com uma variação de sensibilidade ocorrendo em um teor de umidade cerca de 47%, de acordo com as expressões obtidas por Chandler et al, 1992:

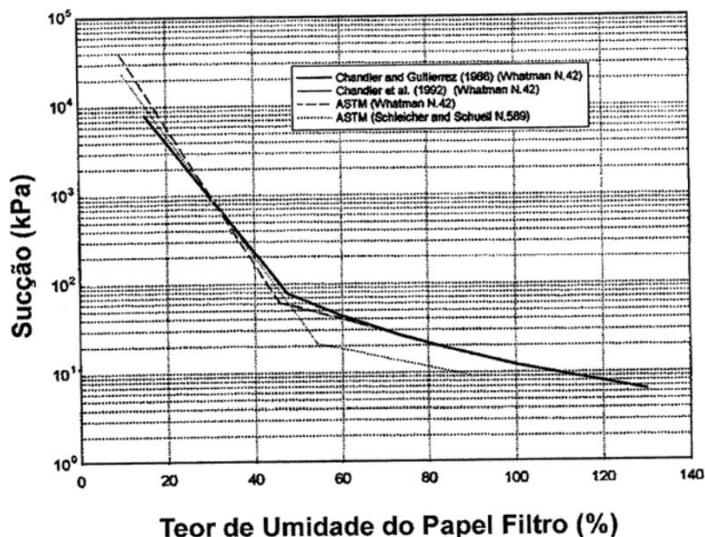
$$w \leq 47\% \rightarrow \text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 \log w)} \quad (2)$$

$$w > 47\% \rightarrow \text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)} \quad (3)$$

onde :

w = teor de umidade do papel filtro.

Figura 5 - Curva de calibração para os papéis filtro Whatman n° 42 e Schleicher & Schuell n° 589.



Fonte: Marinho (1994).

Alguns procedimentos devem ser seguidos como, controle da temperatura, correta medição das massas dos papéis filtro e calibração e precisão das balanças, a fim de se evitar ou minimizar os efeitos de fatores que podem alterar os resultados das curvas de retenção. O procedimento para se medir a sucção do solo pelo método do papel filtro foi padronizado pela norma ASTM D5298-92.

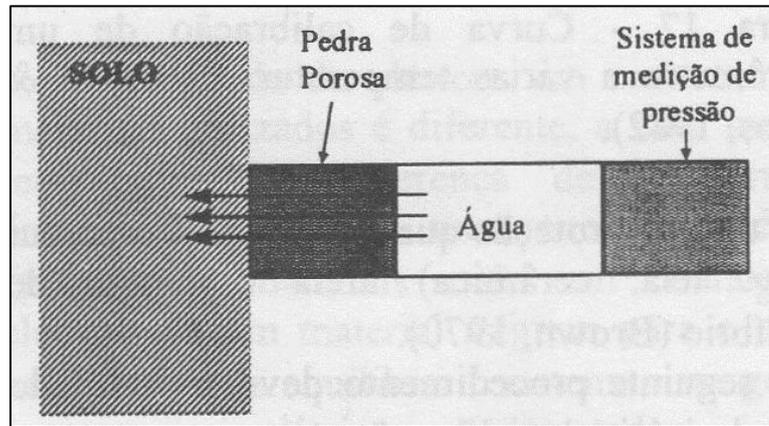
- Tensiômetro

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 medindo-se a pressão da água dentro do reservatório do tensiômetro, que por estar em equilíbrio com a água do solo tem a mesma pressão.

De acordo com Marinho (2005), a maior limitação do tensiômetro está relacionada à máxima sucção possível de ser medida, devida ao fenômeno usualmente descrito como cavitação. Os tensiômetros, em geral, medem sucções até aproximadamente 90 kPa.

Na Figura 6 estão representados os componentes básicos de um tensiômetro, indicando o sentido do fluxo de água quando o solo possui sucção.

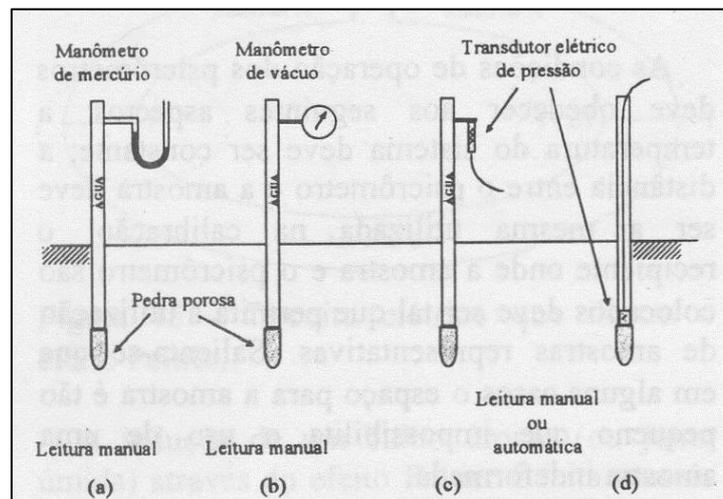
Figura 6 - Componentes básicos de um tensiômetro.



Fonte: Marinho (1997).

A medição de pressão pode ser basicamente de três tipos: manômetro de mercúrio, manômetro de vácuo e transdutor elétrico de pressão. A Figura 7 ilustra os tipos de sistemas de medição de pressão em tensiômetros.

Figura 7 - Sistemas de medição de pressão em tensiômetros.

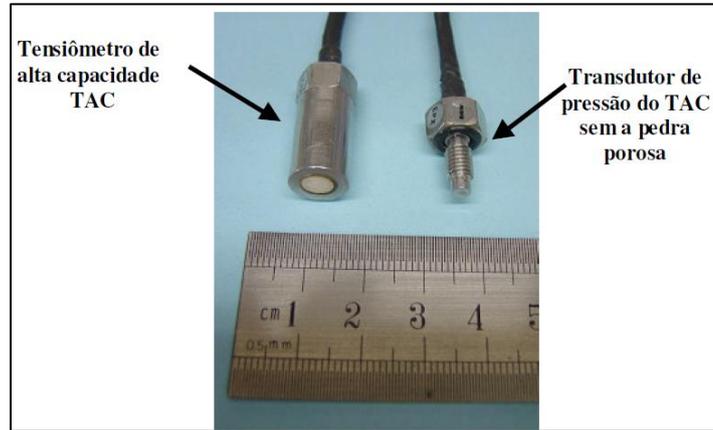


Fonte: Marinho (1997).

Os tensiômetros convencionais possuem uma limitada capacidade de medir sucção, podendo medir sucções de até aproximadamente 90 kPa. Com o intuito de medir maiores valores de sucção, Marinho & Pinto (1997), desenvolveram um tensiômetro de alta

capacidade (Figura 8) que permite a aplicação de até 4MPa de pressão para se obter a saturação do sistema. (MARINHO, 2005)

Figura 8 - Tensiômetro de alta capacidade.



Fonte: Marinho (2005).

2.2 Previsão do comportamento dos solos não saturados

2.2.1 Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

O comportamento mecânico de solos tropicais é influenciado por diversos fatores genéticos e de estado. Entre os fatores de interesse citam-se a rocha de origem, o grau de intemperismo, a deposição de óxidos, a micro-estrutura, a evolução pedológica, além dos fatores como índice de vazios, granulometria e história de tensões.

A resistência ao cisalhamento dos solos é determinada a partir da obtenção de parâmetros de resistência. O índice de vazios, o teor de umidade e o tipo de estrutura são fatores que afetam a resistência do solo.

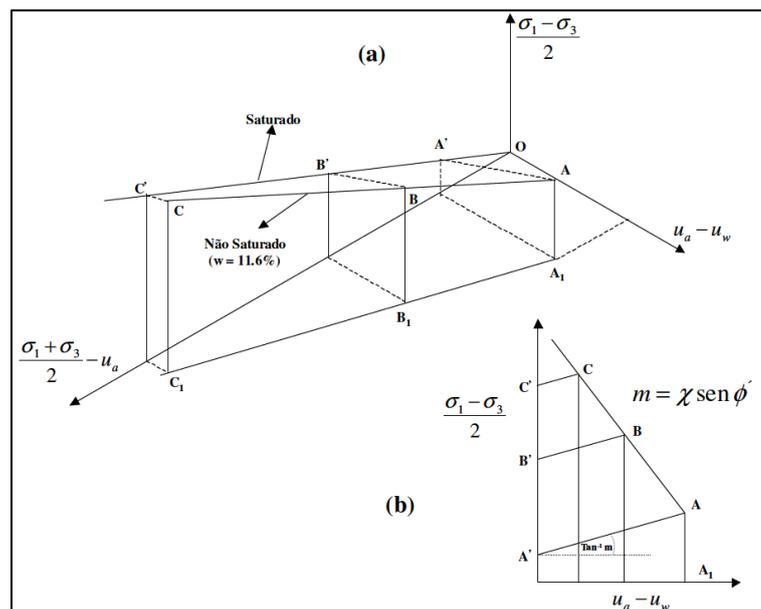
A envoltória de resistência de solos saturados é usualmente representada por uma reta de forma que:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (4)$$

Nesta expressão c' representa a coesão e ϕ' o ângulo de atrito interno efetivo do material.

Bishop & Blight (1963), fazem uma análise do comportamento do solo em termos de resistência onde eles apresentam dois enfoques de análise para o problema. Embora sempre tendo em mente a validade do princípio das tensões efetivas, Bishop e Blight (1963) descrevem o comportamento de uma argila saturada e não saturada. Na Figura 9 é apresentado um diagrama, representando o comportamento do material em termos de $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$, $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a$ e $u - u_w$, onde apenas os pontos correspondentes à ruptura são apresentados (A, B, C). O ponto A representa um ensaio não confinado num corpo de prova compactado ($(\sigma_3 - u_a) = 0$) e B e C são resultados de ensaios em corpos de prova com o mesmo teor de umidade, mas com tensão confinante maior (ensaios CW). Os pontos A', B' e C' representam os resultados de ensaios em corpos de prova após a saturação e sob o mesmo valor de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a$, onde u_a tende a u_w ao longo do eixo correspondente.

Figura 9 - Diagrama esquemático de ensaios em solo saturado e não saturado.



Fonte: Bishop & Blight (1963).

A equação de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, sabendo-se que $\sigma' = \sigma - u$, e aplicando a Equação 4, de acordo com Bishop (1959), fica:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + x \cdot (u_a - u_w) \quad (5)$$

onde:

u_a = poro pressão do ar

x = parâmetro relacionado com o grau de saturação (S) do solo

($x = 1$ para solos saturados e $x = 0$ para solos seco)

Assim a equação da resistência fica:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + x \cdot (u_a - u_w)] \cdot \tan \phi' \quad (6)$$

Já de acordo com Fredlund (1979), a equação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados é:

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (7)$$

onde:

$$\tan \phi^b = x \cdot \tan \phi'$$

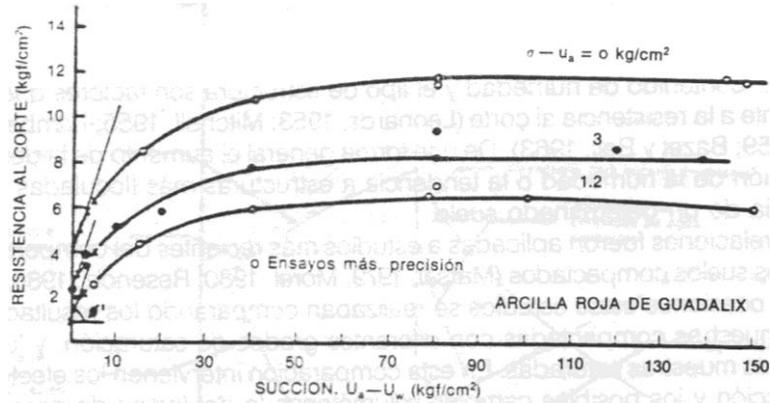
$$(u_a - u_w) = \text{sucção mátrica}$$

ϕ^b = ângulo de atrito com respeito a variações na sucção mátrica com tensão média mantida constante

ϕ' = ângulo de atrito com respeito a variações na tensão média com sucção mátrica mantida constante

Fredlund (1978) apresenta resultados de ensaios triaxiais (Figura 10) onde comprova a aplicação da Eq. 7. Segundo o autor o valor de ϕ^b é, em geral, menor que ϕ' , indicando que um aumento de $\sigma - u_a$ tem maior contribuição para a resistência que um mesmo incremento de $(u_a - u_w)$.

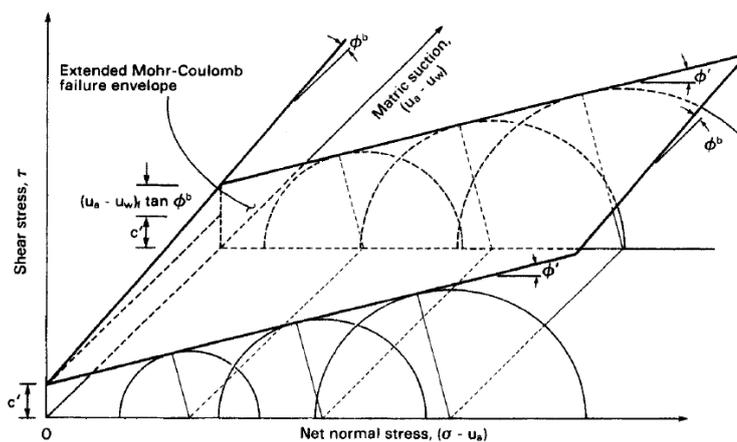
Figura 10 - Ensaio triaxiais com respectivas sucções e valores indicativos de tensão vertical.



Fonte: Jucá (1997).

O estado de tensões correspondente às condições de ruptura, para solo não saturado, é plotado em um diagrama de Mohr estendido; a linha tangente aos círculos de Mohr é denominada envoltória de ruptura. Para representar o solo não saturado, um terceiro eixo é adicionado representando a sucção matricial; os eixos horizontais correspondem às variáveis de estado de tensões e a ordenada corresponde à resistência ao cisalhamento. A Figura 11 representa o diagrama com círculos de Mohr.

Figura 11 - Círculo de Mohr para solos não saturados.

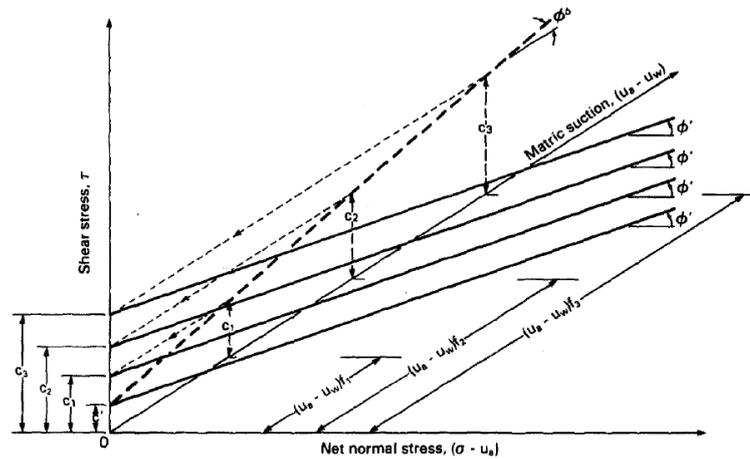


Fonte: Fredlund (1979).

Outra maneira de visualizar o comportamento do solo não saturado está apresentado na Figura 12. Nesse gráfico as trajetórias com diferentes valores de sucção aparecem no plano tensão cisalhante versus tensão normal líquida, e a combinação da

resistência ao cisalhamento devida ao acréscimo da sucção é adicionada ao eixo da tensão cisalhante.

Figura 12 - Tensão normal líquida.

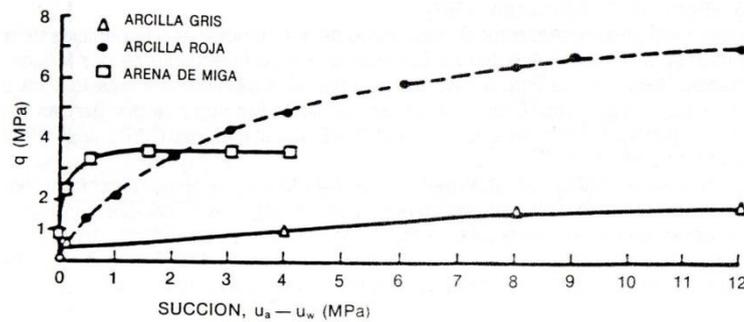


Fonte: Fredlund (1993).

2.2.2 Deformabilidade de solos não saturados

O comportamento tensão-deformação tem sido analisado através das variáveis de tensões $\sigma - u_a$ e $u_a - u_w$ em ensaios edométricos, com $\sigma = \sigma_v$, através de $\sigma_1 - u_a$, $\sigma_2 - u_a$, $\sigma_3 - u_a$ e $u_a - u_w$ em ensaios triaxiais, onde $\sigma_2 = \sigma_3$. Na Figura 13, estão representadas trajetórias de tensões características de solos não saturados.

Figura 13 - Variação da resistência à penetração com a sucção.



Fonte: Jucá (1993).

De maneira geral tem sido observado que o aumento da sucção diminui a deformabilidade dos solos.

Os ensaios de Futai et al. (2004) no solo saprolítico e no solo laterítico de Ouro Preto mostram um crescimento visível dos módulos de deformação com a sucção e uma tendência à maior dilatação dos corpos-de-prova durante o cisalhamento.

Matyas e Radhakrisna (1968) propuseram uma metodologia de previsão de deformações com base nas chamadas superfícies de estado.

O método é baseado no fato de que o estado de deformações num solo não saturado pode ser representado por um ponto num espaço tridimensional de eixos coordenados, definidos pelos parâmetros de estado $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ e o índice de vazios (e). Como alternativa, pode-se usar também o grau de saturação (S_t) como parâmetro de estado. Dessa forma, a história de deformações do elemento de solo parcialmente saturado pode ser representada nesse espaço.

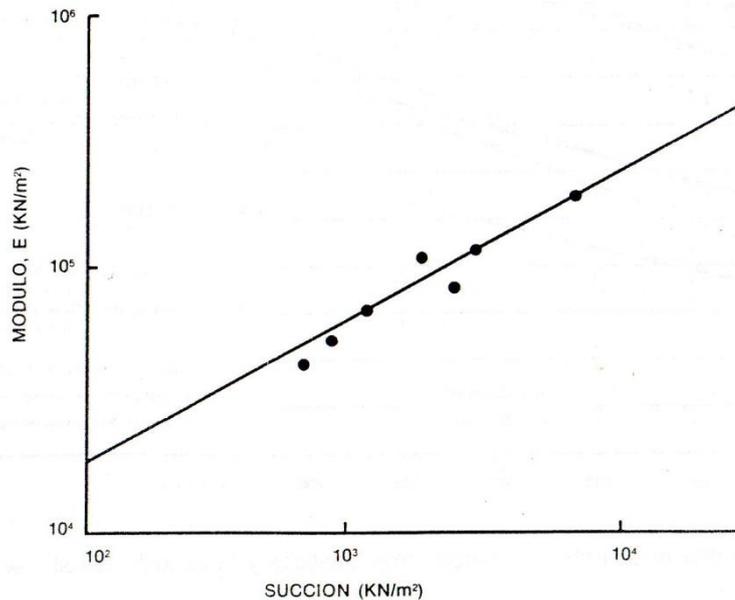
Uma vantagem importante das superfícies de estado em relação à equação de tensão efetiva de Bishop é sua adequada previsão do comportamento expansão-colapso. (AGUILAR, 1990)

Após a definição da superfície de estado, a previsão das deformações volumétricas pode ser feita deduzindo expressões analíticas para a função de estado ou através de métodos gráficos.

De acordo com Alonso et Lloret (1985), a resposta volumétrica de um solo não saturado depende não somente da condição inicial e final de tensão e sucção, mas também da trajetória particular das variáveis de estado.

Para materiais de comportamento isotrópico os parâmetros elásticos podem ser obtidos em ensaios triaxiais, controlando-se as deformações verticais e horizontais. Na Figura 14 se apresenta o efeito da sucção dos módulos obtidos em corpos de argila compactada. Na figura se observa uma relação linear entre o módulo de deformação e a sucção.

Figura 14 - Variação do módulo de deformação com a sucção.



Fonte: Jucá (1993).

2.3 Solos problemáticos

Os tipos de problemas envolvendo solos não saturados vão além dos encontrados nos solos saturados (compressibilidade e resistência ao cisalhamento). Dentre eles pode-se citar: empolamento devido à expansão de argilas secas e recalques devidos ao colapso com umedecimento em solos sob cargas e variações nos valores de poropressão negativa associadas a chuvas intensas que podem causar rupturas de taludes, redução da capacidade de carga e do módulo de resistência do solo.

Problemas envolvendo solos não saturados tem relação com variações na poropressão negativa de água. Dentre as diversas situações cuja ocorrência de solos não saturados está presente, pode-se citar:

- Construção e operação de barragens;
- Taludes naturais sujeitos à variações climáticas;
- Solos próximos de lagos de retenção de efluentes de indústrias e mineração;
- Estabilidade de escavações;
- Empuxos laterais de solos;
- Capacidade de carga de fundações superficiais;

- Movimentos de solo envolvendo solos expansivos e solos colapsíveis.

Há três propriedades dos solos que, sozinhas ou em conjunto, representam por grande parte dos problemas de mecânica dos solos não saturados. São elas: o coeficiente de condutividade hidráulica; os parâmetros de resistência ao cisalhamento e a variação volumétrica (Fredlund e Rahardjo, 1993), além de outras como, por exemplo, as propriedades térmicas e químicas do solo, coeficiente de condutividade do ar e do vapor. Segundo Fredlund (1979), a tecnologia desenvolvida para o estudo do comportamento do solo não saturado deve ser prática, ou seja: não ter custo muito elevado na sua utilização, ter uma base teórica sólida e que se possa aplicar em conjunto com as teorias já conhecidas e desenvolvidas para solos saturados.

Os solos que apresentam maiores problemas do ponto de vista geotécnico são os colapsíveis e os solos expansíveis, cujas características são detalhadas a seguir.

2.3.1 Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis são solos não saturados que experimentam um rearranjo radial de partículas seguido de uma redução de volume quando inundado com acréscimo ou não de sobrecarga. (CLEMENCE & FINBARR, 1981)

Mendonça (1990) conceitua o colapso do solo como sendo o fenômeno observado em alguns solos não saturados que apresentam brusca redução de volume quando lhes é aumentada a umidade.

De acordo com Mariz (1993), solos colapsíveis ou subsidientes são solos estruturalmente instáveis que apresentam mudança brusca no comportamento tensão-deformação quando se aumenta o seu grau de saturação, sem mudança do estado de tensão devido aos carregamentos externos atuantes.

Outra definição para solos colapsíveis, como a de Reginatto & Ferrero (1973), considera dois tipos existentes: os solos verdadeiramente colapsíveis, que não suportam o seu próprio peso quando inundados e colapsam; e os solos condicionados ao colapso, sendo aqueles cuja ocorrência do colapso é função do nível de tensões a que o solo está submetido.

De acordo com Clemence e Finbarr *apud* Mahler (1994), o colapso de uma estrutura do solo é mais rápido no caso em que os grãos são mantidos juntos pela sucção de

capilaridade, mais lento no caso de cimentação química e muito mais lento no caso de argilas presentes como cimentantes. De qualquer forma, independentemente da base física da resistência da ligação, todos os solos colapsíveis perdem resistência quando da adição de água.

Solos compactados que apresentam colapso tem tipicamente um tipo de estrutura com muitos espaços vazios, que possibilitam a formação de uma estrutura meta estável. Muitos pesquisadores apresentam propostas relativas ao arranjo estrutural das partículas destes solos. Estas postulações tem em comum a descrição da estrutura do solo que fixa que o volume de grãos é mantido junto numa forma de estrutura de colmeia de abelhas através de um tipo de material ligante ou força nos pontos de contato. Os diversos arranjos estruturais postulados diferem com respeito ao tamanho e orientação do material ligante.

De acordo com Ferreira (2005), a ocorrência de solos colapsíveis é favorecida por: estrutura porosa potencialmente instável; solo não saturado; presença de agentes cimentantes; e instabilidade com tensão externa aplicada. Os fatores que influenciam a colapsividade dos solos são: estrutura, peso específico aparente seco, umidade, tipo de permeante, mineral argílico, velocidade de inundação, tensão vertical de inundação, trajetória de tensões, etc.

- *Ocorrência*

Geralmente a ocorrência de solos colapsíveis está relacionada a locais com deficiência hídrica, em regiões de baixos níveis de precipitações pluviométricas, embora tenha havido a constatação desses tipos de solos em outras regiões de maior pluviosidade.

Os solos colapsíveis no Brasil estão associados a solos de diferentes formações aluviais, coluviais e residuais, sendo mais frequentes na região Centro-Sul e Nordeste.

A Tabela 2 mostra locais onde foram identificados solos colapsíveis no Nordeste.

Tabela 2 – Ocorrências de solos colapsíveis no Nordeste.

Local	Referência	Origem dos Solos / Classe Pedológica
Parnaíba - PI	Riani e Barbara (1989)	Eólica / Areia quartzosa
Natal - RN	Santos Junior e Araújo (1999)	Eólico / Areia Quartzosa
Recife - PE	Ferreira (1997)	Formação Barreiras / Latossolo
Gravatá - PE	Ferreira (1989)	Complexo Carnaíba Remobilizado / Podzólico
Carnaíba - PE	Ferreira (1989)	Complexo Moteiro / Bruno não cálcico
Petrolândia - PE	Ferreira (1989)	Formação Tacaratu / Areia quartzosa
Sta Maria da Boa	Ferreira (1989)	Granitóides diversos / Latossolo

Vista - PE		
Petrolina - PE	Aragão e Melo (1982) Ferreira (1989)	Aluvial / Areia quartzosa
Rodelas - BA	Ferreira (1989)	Formação Marizal / Areia quartzosa
Bom Jesus da Lapa - BA	Mendonça (1990)	Formação Vazante e Aluviões / Latossolos e Areias quartzosas

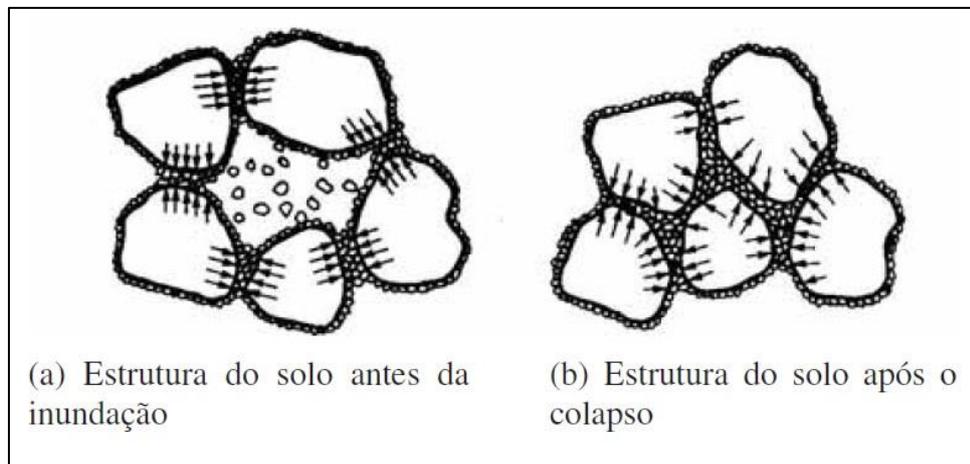
Fonte: Ferreira (2005).

- *Estrutura dos solos colapsíveis*

Os solos colapsíveis são caracterizados por uma estrutura altamente porosa em que as partículas sólidas se mantêm interligadas por meio de vínculos que possuem uma resistência temporária proveniente de forças capilares ou de adsorção, ou pela presença de algum agente cimentante.

O colapso (Figura 15) se dá pela ação de algum agente externo que causa o enfraquecimento da estrutura e provoca o deslizamento das partículas, resultando em um rearranjo da estrutura do solo, com a consequente redução de volume. (GOMES, 2006)

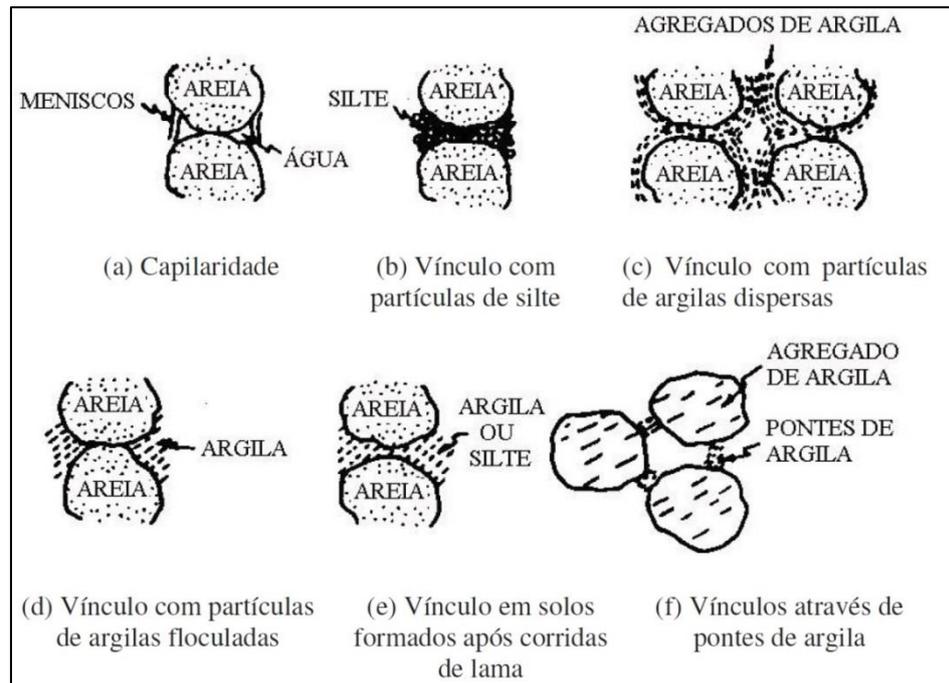
Figura 15 – Estrutura do solo colapsível antes e depois da inundação.



Fonte: Jennings e Knight (1957).

Clemence e Finbarr (1981) apresentam típicos modelos estruturais comuns em vários solos colapsíveis. Estes modelos encontram-se representados na Figura 16 e representam, satisfatoriamente, a grande maioria dos solos envolvidos no fenômeno.

Figura 16 – Modelos estruturais para solos colapsíveis.



Fonte: Clemence e Finbarr (1981).

- *Identificação de solos colapsíveis*

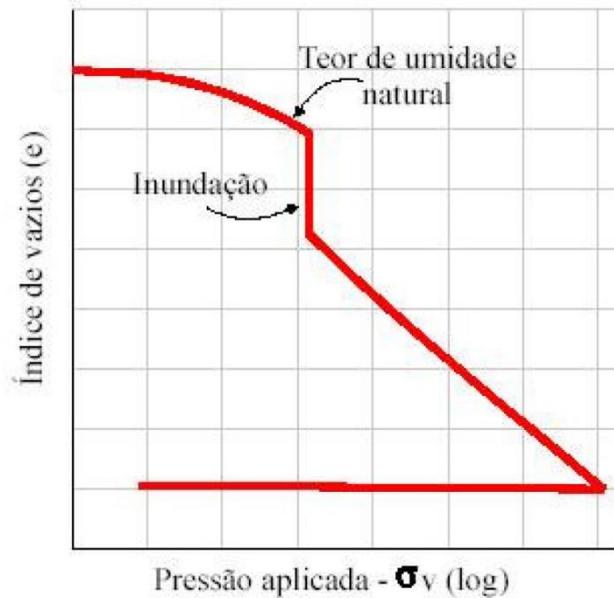
A colapsividade dos solos pode ser estudada através dos ensaios de compressão edométrica.

Segundo Pinto (2006), os ensaios edométricos representam adequadamente as condições do terreno abaixo de fundações superficiais, tendo como vantagem seu baixo custo quando comparado a outras técnicas utilizadas para previsão de recalques. Os ensaios de compressão edométrica podem ser simples ou duplos.

Ensaio de compressão edométrica simples

Esse ensaio, para o corpo de prova na umidade natural, deve ser realizado de maneira convencional até a tensão em estudo (25 kPa). Depois de estabilizadas as deformações, o corpo de prova deverá ser saturado, para então serem observadas as deformações decorrentes dessa saturação (Figura 17).

Figura 17 – Evidência de colapso no ensaio de compressão simples

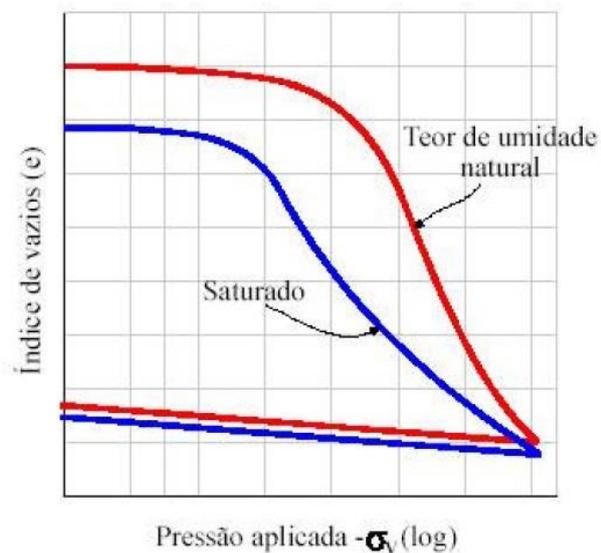


Fonte: Gomes, 2006.

- Ensaio de compressão edométrica duplo

O ensaio (Figura 18) é realizado com a execução simultânea do ensaio de compressão edométrica com dois corpos de prova, um no estado natural e outro saturado. A previsão dos recalques é calculada de acordo com a teoria do adensamento.

Figura 18 – Ensaio de compressão edométrica duplo.



Fonte: Gomes, 2006.

De acordo com Futai (1997), alguns autores definiram outras formas de identificar solos colapsíveis através dos índices físicos dos solos. Essas metodologias estão descritas na Tabela 3.

Tabela 3 – Critérios de identificação de solos colapsíveis.

Referência	Expressão	Limites
Denisov (1951)	$k = \frac{e_l}{e_0}$	0,5 < k < 0,75 – altamente colapsível K=1 – não colapsível 1,5 < k < 2 – não colapsível
Código de obras da URSS (1962)	$\lambda = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0}$	$\lambda \geq 0,1$ – o solo é colapsível
Priklonskij (1952)	$kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	Kd < 0 – altamente colapsível Kd > 0,5 – colapsível Kd > 1 - expansivo
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	S _r < 6% - colapsível S _r > 10% - não colapsível
	Areia fina	S _r < 50% - colapsível S _r > 60% - não colapsível
	Silte argiloso	S _r < 90% - colapsível S _r > 95% - não colapsível
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	R > 1 - colapsível
Legendas: K = coeficiente de subsidência; e _l = índice de vazios do solo amolgado correspondente ao w _l ; e ₀ = índice de vazios inicial; λ = coeficiente de colapsividade; K _d = coeficiente de colapsividade; W _L = limite de liquidez do solo; W _p = limite de plasticidade do solo; S _r = grau de saturação do solo; R = coeficiente de colapsividade.		

Fonte: Futai (1997).

2.3.2 Solos expansíveis

A expansibilidade compreende a capacidade de um solo experimentar mudanças de volume devido à entrada de água. O fenômeno de expansibilidade está vinculado à capacidade de alguns solos argilosos, principalmente solos com montmorilonita, experimentarem modificações em sua estrutura original, com expansão. Não se incluem nessa definição, os solos ou rochas que, em condições de descompressão, tendem a apresentar inchamento. (MAHLER, 1994)

Segundo Silva (2005), as mudanças de volume podem ser resultantes de fatores como clima, construção, vegetação, irrigação, cobertura da área, dentre outros. Um solo potencialmente expansivo é aquele que apresenta aumento ou contração de volume quando sofre variação na umidade ou na sucção, por ser constituído por minerais expansivos.

- *Ocorrência*

A maior ocorrência de solos expansivos tem se verificado nas regiões áridas e semi-áridas, locais onde a evaporação anual excede a precipitação pluviométrica.

Os solos expansivos, no Brasil, são encontrados em várias regiões do país, a Tabela 4 traz alguns exemplos da ocorrência desse tipo de solo.

Tabela 4 – Exemplos de ocorrências de solos expansivos no Brasil.

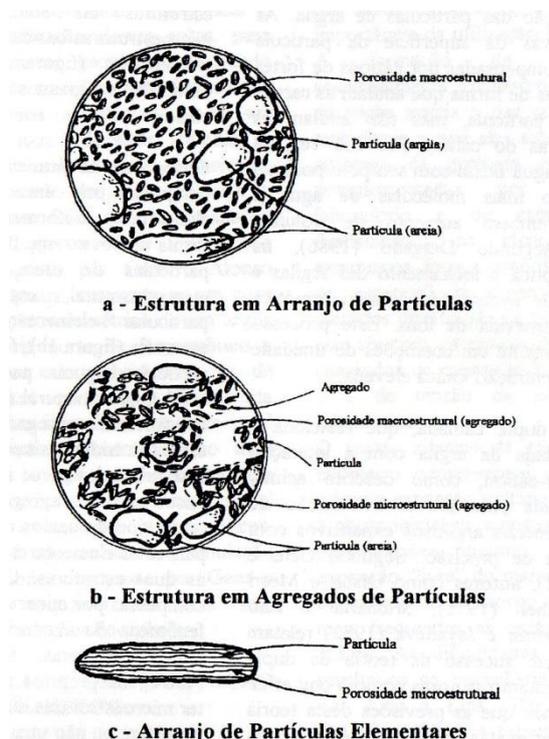
Local	Referência	Origem / Solo / Classe Pedológica
Paulo Dutra - MA	Ferreira (1988)	-
Parelhas - RN	Lins et all (1986)	Formação Seridó
Carnaíba - PE	Ferreira (1988)	Complexo Monteiro / Bruno não cálcico
Salvador – Feira de Santana - BA	Presa (1986)	Solos residuais / Vertissolo
Campinas - SP	Samara (1981)	Podzólico
Porto alegre - RS	Vargas et all (1989)	Formação Rosário do Sul

Fonte: Silva (2005).

- *Estrutura dos solos expansivos*

O mecanismo de expansão do solo pode ser associado e três tipos de estruturas básicas (Figura 19), o arranjo de partículas elementares, o agregado de partículas ou grumos e os vazios. (GENS & ALONSO, 1992)

Figura 19 – Tipos de estrutura para solos expansivos.



Fonte: Gens e Alonso (1992)

A estrutura em arranjo de partículas é composta por um conjunto de partículas elementares, uniformemente distribuídas, sob a forma de um arranjo do tipo matricial, algumas partículas de areia e os poros a nível macroestrutural. Na estrutura de agregados de partículas, algumas partículas de areia e poros a nível microestrutural resultam em uma estrutura tridimensional do tipo granular. E, finalmente, o arranjo de partículas elementares, ocorre quando as partículas são compostas por minerais argilosos expansivos, apresentando uma orientação estrutural. (JUCÁ, 1997)

- *Identificação de argilas expansivas*

Os métodos de identificação de argilas potencialmente expansivas podem ser classificados em indiretos e diretos. Os métodos indiretos são baseados na classificação mineralógica, índices físicos, limites de consistência e parâmetros associados à textura e composição da argila. Já os métodos diretos são baseados a medida de expansão induzida ao solo. (SILVA, 2005)

Na Tabela 5 estão demonstrados os métodos de identificação de solos expansivos , tanto por métodos diretos como indiretos.

Tabela 5 – Métodos de identificação de solos expansivos.

Métodos	Sub-divisão	Base para definição do critério	Referência Bibliográfica
INDIRETOS	Identificativos	Difração de raio-x Microscopia eletrônica de varredura Análise termo-diferencial Físico-químicos	Carcedo et all (1986)
	Qualitativos	Granulometria, índices físicos e classificação geotécnica	Skempton (1953); Van Der Merwe (1964); Chen (1965); Rodriguez Ortiz (1975)
	Orientativos	Geologia, geomorfologia, pedologia e identificação visual	Patrick e Snethen (1976); Carcedo et all (1986); Ferreira (1990 e 1993)
DIRETOS	Avaliativos	Ensaio de expansão de Lambe	Lambe (1960)
	Quantitativos	Ensaio de expansão livre e pressão de expansão Ensaios edométricos simples e duplos Ensaios edométricos com sucção controlada	Seed et all (1962); Chen (1965) Rodriguez Ortiz (1975); Cuellar (1978); Jimenez Salas (1980) Escario (1976 e 1969); Aitchison at all (1973); Johnson (1978)

Fonte: Ferreira (1995).

O potencial de expansibilidade de um solo pode ser melhor determinado pelos métodos diretos, sendo os mais frequentemente usados os de expansão livre sob carregamento e os ensaios oedométricos. (JUCÁ, 1997)

2.3.3 Colapsividade x expansibilidade

Os mesmos conceitos da mecânica dos solos não saturados proposta por Fredlund (1993), apresentados para solos colapsíveis podem ser utilizados para solos expansivos.

A Tabela 6 traz uma comparação entre solos colapsíveis e expansíveis.

Tabela 6 – Semelhança e diferenças entre colapsividade e expansibilidade.

Características	Colapsividade	Expansibilidade
Depósitos	1º Eólicos	Argilosos com elevada presença de montmorilonita
	2º Aluvionares, coluvionares, solos residuais e de origem vulcânica.	
Semelhanças		
Estado	Não saturado	Não saturado
Ligações	Argilas cimentantes	Argilas
Umidade	Baixa	Baixa
Diferenças		
Estruturas	Porosa	Densa
Formação	Por lixiviação com alternância de estações secas com precipitações intensas	Decomposição e erosão da rocha de origem, acumulação de argilitos na base do oceano, ações vulcânicas com deposição nos planaltos e planaltos e planícies e posterior alteração das cinza vulcânicas em montmorilonita.
Clima	Árido e semi-árido	Regiões tropicais semi-áridas e zonas de clima temperado
Densidade Aparente Seca	Baixa	Alta
Tamanho dos grãos	Silte e areias finas	Argilas
Grau de Saturação	Baixo	Baixo a médio
Índice de vazios	Alto	Baixo

Fonte: Mahler (1994).

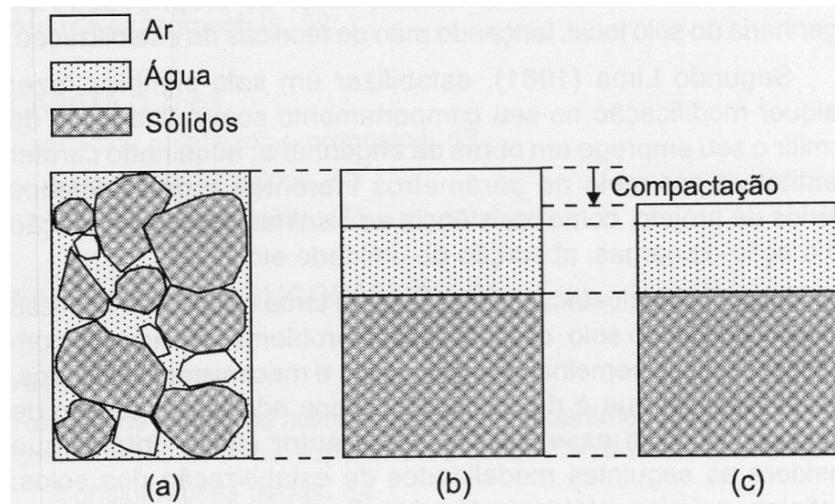
2.4 Aterros compactados

2.4.1 Conceitos básicos, Curva de Compactação e Ensaio de Compactação

A compactação de um solo é qualquer redução, mais ou menos rápida, do índice de vazios, por processos mecânicos. Essa redução ocorre pela expulsão ou compressão do ar dos vazios dos poros. O objetivo da compactação do solo é conferir a este uma homogeneização e melhoria de suas características de engenharia, tais como: aumentar a resistência ao cisalhamento, reduzir os recalques e aumentar a resistência à erosão. (MASSAD, 2010)

A redução do índice de vazios, decorrente da compactação, ocorre pela expulsão do ar dos poros. A Figura 20 ilustra essa redução, nela podemos observar que após a aplicação do esforço de compactação, ocorre redução apenas na fração de ar.

Figura 20 - Princípios de compactação do solo.

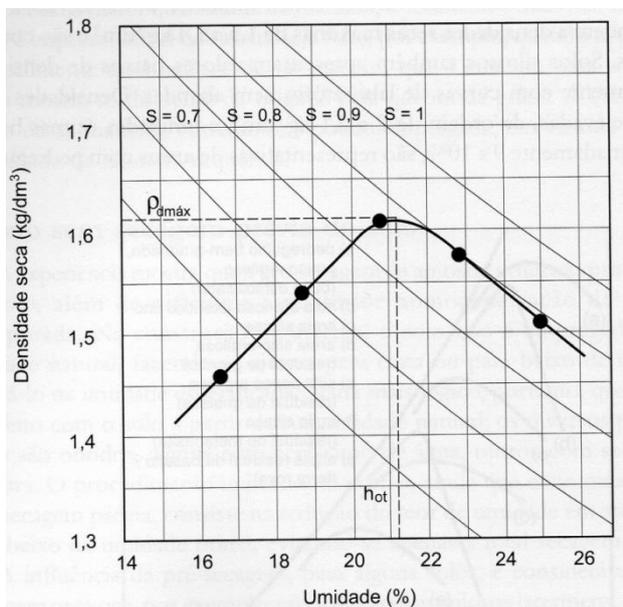


Fonte: Trindade et al, 2011 (Adaptado de Bardet, 1997).

Ao realizar-se a compactação de um solo sob diferentes umidades, e para uma determinada energia de compactação, obtém-se uma curva de variação do peso específico aparente seco (γ_d) em função do teor de umidade (w) (Figura 21).

No ramo seco da curva, à medida que se adiciona água, as partículas de solo se aproximam pelo efeito lubrificante da água. No ramo úmido, a água passa a existir em excesso, o que provoca um afastamento das partículas de solo e a consequente diminuição do seu peso específico (MASSAD, 2010).

Figura 21 - Curva de compactação.

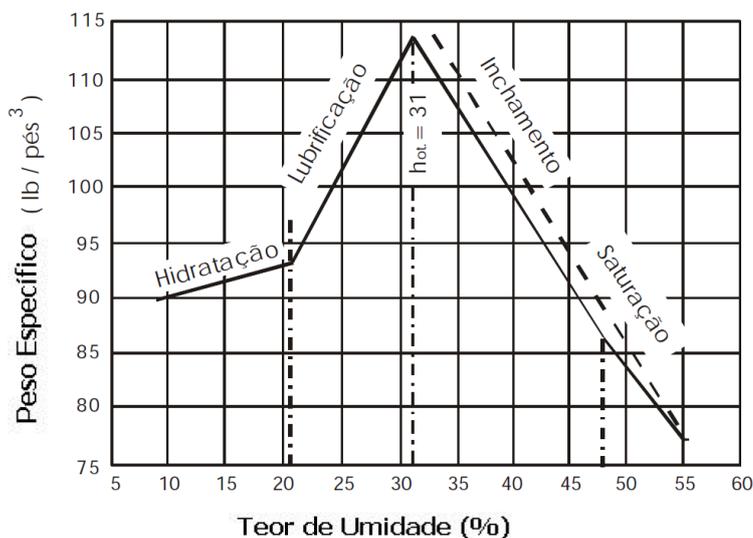


Fonte: Pinto (2006)

De acordo com Proctor, a partir de um determinado teor de umidade, a água impede a expulsão do ar, não reduz o atrito e nem influencia no rearranjo das partículas do solo, fazendo com que a compactação não tenha mais eficiência no acréscimo de densidade. Há, portanto, para uma dada energia, uma densidade máxima que é obtida para um certo teor de umidade, denominado ótimo, onde se configura uma relação ideal entre água, ar e solo no processo de compactação.

De acordo com Hogentogler (1936), baseado na viscosidade da água, a curva de compactação passa por quatro estágios de umidade: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo (Figura 22).

Figura 22 - Teoria de Hogentogler.



Fonte: Hogentogler (1936).

Na fase de hidratação, o acréscimo de umidade aumenta a espessura das camadas de água adsorvida nos grãos do solo, na forma de filmes, reduzindo a viscosidade da água. Essa redução de viscosidade diminui o atrito entre os grãos e aumenta a massa específica do solo. A fase de lubrificação ocorre, quando a partir de determinada umidade, a adição de água que implica em lubrificação das partículas, não influencia mais na viscosidade da água. Essa fase tem o maior efeito quando o solo é compactado no teor de umidade ótima. Acima da umidade ótima, o acréscimo de água atua no deslocamento das partículas do solo, provocando o processo chamado por Hogentogler de inchamento, fase em que há uma redução significativa da densidade. O estágio de saturação corresponde ao estado em que os vazios do solo estão completamente preenchidos pela água.

Ensaio de compactação

O ensaio original para determinação da umidade ótima e da massa específica máxima de um solo, ensaio de Proctor Standard (Proctor Simples), consiste em compactar o solo num molde cilíndrico padrão, com porcentagens crescentes de umidade. A compactação é feita em camadas, aplicando-se um determinado número de golpes em cada camada, com um soquete de dimensões, peso e altura de queda especificados. Neste ensaio, o peso do soquete é de 2,5 kg, com 30,5 cm de altura de queda, em três camadas e com aplicação de 25 golpes. O ensaio de Proctor foi padronizado no Brasil de acordo com a norma NBR 7182 (ABNT, 1986). A Figura 23 ilustra os equipamentos utilizados no ensaio de compactação.

Figura 23 - Equipamento utilizado no ensaio de compactação.



Fonte: Perta (2013).

De acordo com Castillo e Rico (1976), a compactação de corpos de prova em laboratório pode processar-se de quatro maneiras:

- I. Compactação dinâmica, caracterizada pela queda de um soquete sobre a camada de solo;
- II. Compactação estática, em que se exerce uma pressão constante sobre o solo com velocidade relativamente pequena;
- III. Compactação por amassamento, em que se aplicam os golpes ao solo através de um pistão com mole, em vez da tradicional queda do soquete, iniciando-se a compactação pela parte inferior da camada, semelhantemente à compactação em campo feita com o pé-de-carneiro;
- IV. Compactação por vibração, onde coloca-se ou não uma sobrecarga sobre a camada de solo a ser compactada, aplicando-se vibração ao conjunto.

O ensaio de compactação de PROCTOR pode ser realizado com diferentes energias de compactação. Obras com incidência de carregamentos de maior porte levaram à necessidade de ensaios com maiores energias. Essas energias empregadas, podem ser de três tipos:

- Energia Normal (ensaio original)
- Energia Intermediária
- Energia Modificada

A Tabela 7 contém informações acerca das energias emegadas no ensaio de compactação, bem como o equipamento utilizado.

Tabela 7 - Energias de compactação.

Designação	Massa (kg)	Altura de queda (cm)	Número de camadas	Número de golpes	Volume do cilindro (cm ³)	Energia (kg . cm ³)
Proctor Normal	2,5	30,5	3	26	1000	5,9
Proctor Normal	4,5	45,7	5	12	2000	6,2
Intermediária	4,5	45,7	5	26	2000	13,4
Proctor Modificado	4,5	45,7	5	55	2000	28,3

Fonte: Massad (2010).

A energia de compactação é definida por:

$$Ec = \frac{n \cdot P \cdot H}{V} \times N \quad (8)$$

onde:

n = número de golpes;

P = peso do soquete;

H = altura de queda;

V = volume de solo compactado.

N = número de camadas

O comportamento de um determinado material, após a compactação, depende, fundamentalmente, da natureza do solo.

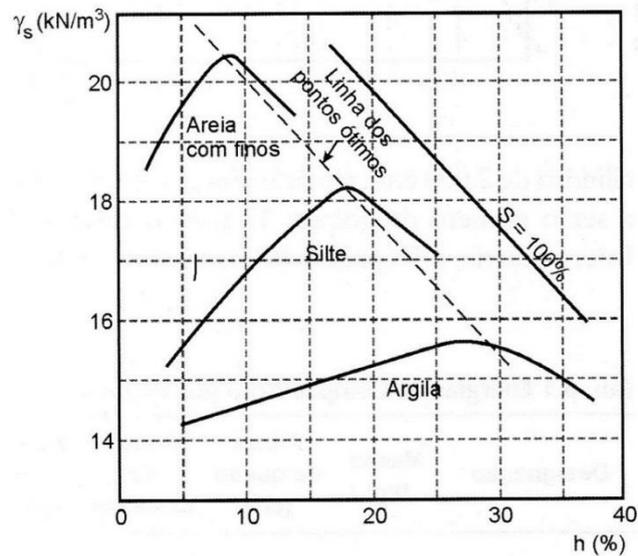
Materiais granulares têm um comportamento diferente em relação aos materiais coesivos, quando submetidos aos mesmos esforços de compactação e a um determinado teor de umidade.

Argilas compactadas no ramo seco da curva de compactação desenvolvem um arranjo de partículas que não exhibe influência marcante do tipo de compactação empregado, ao passo que, quando compactadas no ramo úmido, são significativamente afetadas a

orientação das partículas, a resistência, a permeabilidade e a compressibilidade das argilas (CERNICA, 1995).

Solos de naturezas diferentes, quando compactados com a mesma energia (Figura 24), apresentam curvas de compactação características a cada tipo de material. As areias com finos possuem maior densidade máxima e menor umidade ótima do que os siltes e as argilas, e estas apresentam uma curva de compactação com um máximo bem mais definido. Já os siltes se comportam de forma intermediária.

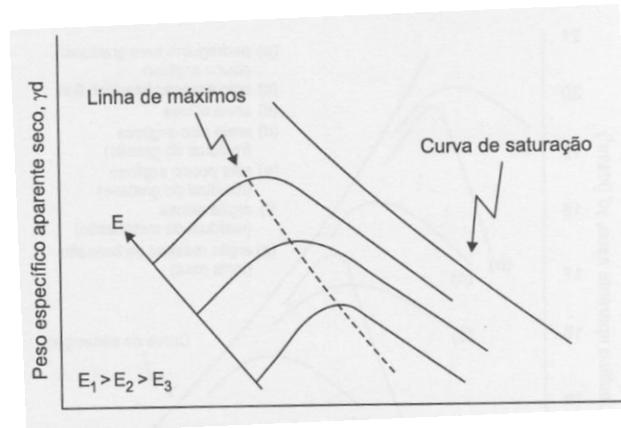
Figura 24 - Curvas de Proctor de solos diferentes compactados com a mesma energia.



Fonte: Massad (2010).

Para o mesmo solo, a aplicação de energia de compactação mais elevada é responsável por uma umidade ótima menor e um γ_s maior (Figura 25).

Figura 25 - Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo.

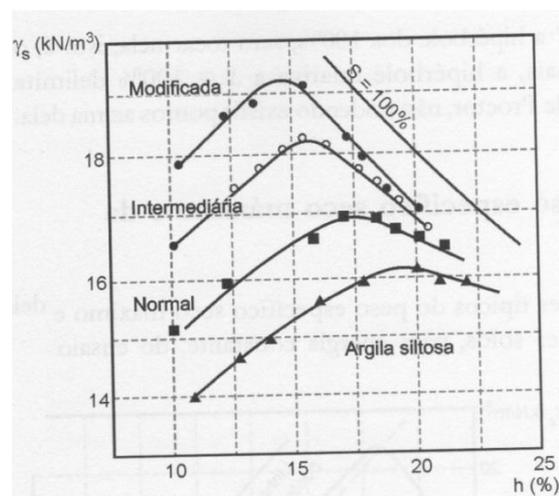


Fonte: Trindade et all (2008)

A curva de compactação de solos coesivos possui índice de vazios relativamente elevado, verificando-se maior resistência ao cisalhamento e menor deformabilidade. Já o ramo úmido da curva de compactação tende a ser paralelo à curva teórica de índice de vazios nulo ou curva de 100% de saturação (Figura 25), sendo que o solo compactado neste trecho é, em geral, menos resistente a esforços cisalhantes e mais deformável que aquele compactado no ramo seco.

Massad (2010) apresentou curvas de compactação de um mesmo solo com diferentes energias (Figura 26), e também observou o aumento do peso específico aparente seco com o aumento da energia de compactação, e conseqüente, redução na umidade ótima.

Figura 26 - Curvas de Proctor de um mesmo solo, compactado com diferentes energias.



Fonte: Massad (2010).

De acordo com Trindade et all (2011), a influência da umidade no processo de compactação é muito menos significativa em solos arenosos do que em solos argilosos, pois os fenômenos de superfícies curvas de compactação tem menor importância. Nos solos arenosos, para certa energia aplicada, as curvas de compactação são muito abatidas, ocorrendo pequenas variações no peso específico aparente seco, com incrementos de umidade. Em solos argilosos, quando o solo se encontra com umidade abaixo da ótima, a aplicação de uma energia de compactação maior resultará num aumento de peso específico aparente seco, mas quando a umidade é maior que a ótima, um aumento na energia de compactação, pouco ou nada altera o peso específico aparente seco, pois não se consegue expulsar o ar dos vazios.

2.4.2 Execução e Controle da compactação

O processo de compactação de um solo pode ser subdividido em etapas, visando aplicar maior esforço para levar o material às condições exigidas pelo projeto ou norma técnica, com a finalidade principal de conformar a superfície compactada.

Os fatores que influem na compactação de campo são: teor de umidade do solo, número de passadas do equipamento, espessura da camada compactada e características do equipamento (pressão, área de contato, etc).

A compactação é feita através de equipamentos que imprimem ao solo um esforço compressivo, sendo uma etapa da terraplenagem, cuja execução é feita por rolos compactadores e outros equipamentos.

- *Execução da terraplenagem*

O serviço de terraplenagem tem como objetivo a conformação do relevo terrestre para implantação de obras de engenharia, tais como açudes, canais de navegação, canais de irrigação, rodovias, ferrovias, aeroportos, pátios industriais, edificações, barragens e plataformas diversas.

A terraplenagem ou movimento de terras é o conjunto de operações necessárias à remoção do excesso de terra para locais onde esta esteja em falta, tendo em vista um determinado projeto a ser implantado. (RICARDO, 2007)

De acordo com Pereira (2006), a terraplenagem é a operação destinada a conformar o terreno existente aos gabaritos definidos em projeto. De maneira geral, ela

engloba os serviços de corte (escavação de materiais) e de aterro (deposição e compactação de materiais escavados).

A terraplenagem pode ser de dois tipos: manual e mecanizada.

Até o aparecimento dos equipamentos mecanizados e mesmo depois, a movimentação das terras era feita pelo homem, utilizando ferramentas tradicionais: pá e picareta para o corte, carroças ou vagonetas com tração animal para o transporte. Como o rendimento da terraplenagem manual é pequeno, esse serviço dependia da mão-de-obra abundante e barata. Todavia, a terraplenagem manual não significava excessiva lentidão dos trabalhos. Desde que a mão-de-obra fosse numerosa, os prazos de execução da movimentação de terras em grandes volumes eram razoáveis, se comparados com os atuais.

Os equipamentos mecanizados, surgidos em consequência do desenvolvimento tecnológico, apesar de apresentarem elevado custo de aquisição, tornaram competitivo o preço do movimento de terras, em razão de sua alta produtividade.

- Etapas da execução da terraplenagem

A execução de terraplenagem consiste de quatro operações básicas, denominadas de ciclo de operação, que ocorrem em sequencia ou, às vezes, com simultaneidade. Sendo elas: escavação, carga do material escavado, transporte e descarga e espalhamento.

Segundo Ricardo e Catalani (2007), a escavação é o processo empregado para romper a compacidade do solo em seu estado natural, através do emprego de ferramentas cortantes, como a faca da lâmina ou os dentes da caçamba de uma carregadeira, desagregando-o e tornando possível o seu manuseio.

A carga consiste no enchimento da caçamba, ou no acúmulo diante da lâmina, do material que já sofreu o processo de desagregação, ou seja, que já foi escavado e o transporta na movimentação da terra do local em que é escavada para onde será colocada em definitivo.

O transporte é dividido em transporte com carga (caçamba está carregada em sua totalidade pelo material escavado) e transporte vazio (fase em que a máquina retorna ao local de escavação sem a carga de terra).

A fase de descarga e espalhamento constitui a execução do aterro propriamente dito.

As características de alguns dos equipamentos de compactação estão citadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Principais características e possíveis aplicações dos rolos compactadores.

Tipo de rolo	Peso máximo	Espessuras máximas após compactação	Uniformidade da camada	Tipo de solo
Pé-de-carneiro estático	20 t	40 cm	Boa	Argilas e siltes
Pé-de-carneiro vibratório	30 t	40 cm	Boa	Misturas de areia com silte e argila
Pneumático leve	15 t	15 cm	Boa	Misturas de areia com silte e argila
Pneumático pesado	35 t	35 cm	Muito boa	Praticamente todos
Vibratório com rodas metálicas lisas	30 t	50 cm	Muito boa	Areias, cascalhos e materiais granulares
Liso metálico estático (3 rodas)	20 t	10 cm	Regular	Materiais granulares e brita
Grade (malhas)	20 t	20 cm	Boa	Materiais granulares ou em blocos
Combinados	20 t	20 cm	Boa	Praticamente todos

Fonte: Trindade et al (2011).

- Controle da execução da compactação

Controlar a compactação significa verificar a adequação do equipamento compactador, se os parâmetros como a espessura da camada solta, o número de passadas, a velocidade, etc. estão de acordo com o especificado. Desse modo, deve-se verificar se o GC (grau de compactação) e Δh (desvio de umidade) estão dentro dos limites especificados. (MASSAD, 2010)

O grau de compactação é definido por:

$$GC = \frac{\gamma_s \text{ campo}}{\gamma_s \text{ max(laboratório)}} \quad (9)$$

O desvio de umidade em relação à ótima, dado por:

$$\Delta h = h_{campo} - h_{ot} \quad (10)$$

onde, h_{ot} e γ_s máx são os parâmetros de compactação obtidos em laboratório.

São usados como especificações de referência para camadas de terraplenagem o grau de compactação e desvio de umidade as seguintes relações:

$$GC \geq 95\% ; \Delta w = \pm 2\%.$$

No controle de compactação no campo é comum o emprego de duas técnicas (TRINDADE, 2011):

- I. Fiscalização do número de passadas do equipamento de compactação, de espessura da camada e da umidade;
- II. Observação cuidadosa do produto final, isto é, o grau de compactação, o desvio de umidade e o índice de vazios da camada compactada.

Não sendo atingida a compactação desejada, a qual não deverá ser inferior a determinado valor do grau de compactação (fixada pela especificação adotada), o material deverá ser removido e recompactado (DNIT, 2006).

É indispensável a determinação da umidade e do peso específico aparente seco, tendo em vista a necessidade desses parâmetros para o cálculo do grau de compactação e do desvio de umidade da camada compactada. Para esse controle, os recursos mais utilizados são os seguintes: determinação da umidade pelos métodos da estufa, da frigideira, do álcool e do speedy; e determinação do peso específico aparente seco pelos métodos do frasco de areia, do cilindro cortante e de Hilf.

A Tabela 9 faz uma comparação entre diferentes métodos de obtenção da umidade do solo em campo.

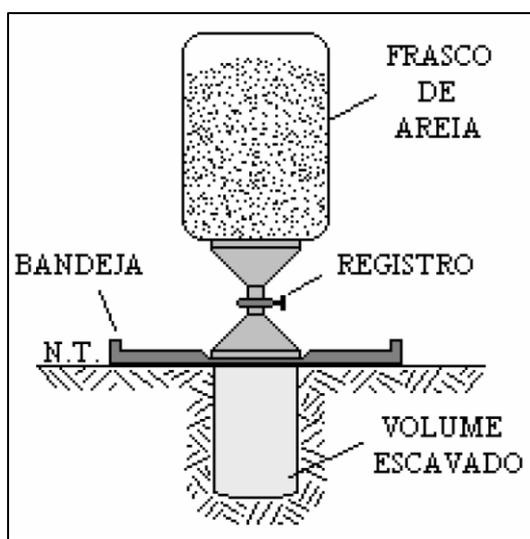
Tabela 9 - Comparação dos métodos de ensaio para a determinação da umidade.

Método x Característica	Estufa	Álcool	Frigideira	Speedy
Rapidez	12 horas	30 minutos	45 minutos	10 minutos
Erro	< 5%	> 5%	> 5%	≥ 5%
Vantagem	Método referência	Simplicidade	Simplicidade	Simplicidade (recomendado para solos arenosos)

Fonte: Trindade et all (2008).

O método do frasco de areia permite a determinação do peso específico natural e seco de campo através do uso de uma areia padrão com peso específico conhecido (Figura 27). Durante a realização do ensaio um furo aproximadamente cilíndrico é executado e o material recolhido desse furo é pesado e seu teor de umidade é determinado. A determinação do volume do furo é feita através do peso de areia necessário para encher esse furo. Esse procedimento é padronizado pela NBR 7185 (ABNT, 1985).

Figura 27 - Determinação do peso específico pelo método do frasco de areia.



Fonte: UFAM, 2003.

A avaliação da densidade através do método do cilindro biselado (Figura 28) é feita pela cravação de um cilindro de PVC de massa e volume conhecidos, e simultaneamente à cravação do mesmo procede-se a escavação em torno do molde seguindo a retirada do mesmo. A densidade é então determinada em função do peso do material contido no cilindro. Através do material recolhido desse cilindro procede-se a determinação de seu teor de umidade e, conseqüentemente, da massa específica do solo (SANTOS, 2004).

Figura 28 - Determinação da densidade através do método do cilindro biselado.



Fonte: Santos (2004).

O controle da compactação de solos granulares pode ser feito pelo uso da compactidade relativa (CR):

$$CR = \frac{\gamma_s - \gamma_{s \min}}{\gamma_{s \max} - \gamma_{s \min}} \quad (11)$$

onde

γ_s = peso específico seco

$\gamma_{s \min}$ = peso específico seco mínimo

$\gamma_{s \max}$ = peso específico seco máximo

2.4.3 Fundações superficiais em aterros compactados

As fundações superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominante pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação; esta compreende as sapatas, os blocos, as sapatas associadas, os radiers e as vigas de fundação. (ABNT, 2010)

De acordo com Milititsky et al (2008), as causas de recalques em fundações assentes em aterros podem ser de três tipos:

- I. Devido ao peso próprio ou pela transferência de carga da superestrutura;
- II. Deformações do solo natural localizado abaixo do aterro;
- III. Degradação da matéria orgânica de aterros sanitários desativados.

Stefanoff et al. (1983) afirmaram que, devido à característica colapsível do solo da Bulgária, o uso de camadas cimentadas artificialmente para apoiar fundações superficiais torna-se uma técnica de grande aplicabilidade. Concluíram que camadas estabilizadas de solo-cimento permitem uma boa distribuição das tensões, reduzindo as tensões no subleito.

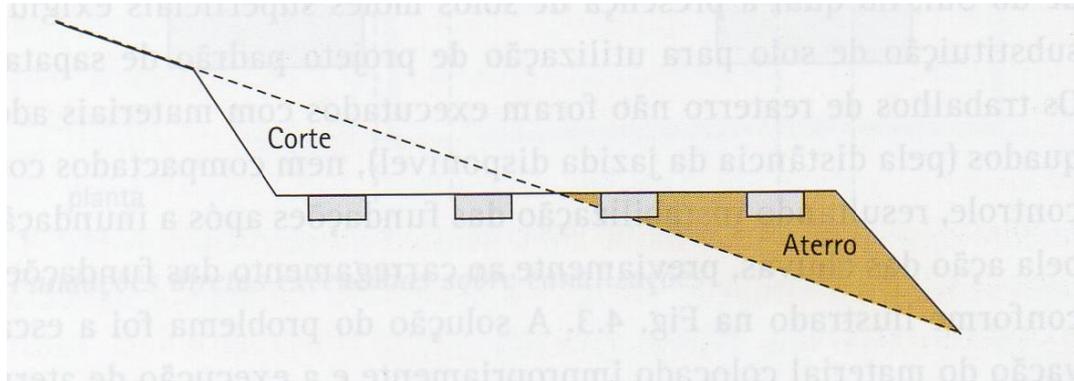
Aterros situados em locais cujos solos de fundação têm baixa capacidade de suporte, elevada compressibilidade, excessiva umidade ou alto teor de materiais orgânicos, e particularmente, constituídos de argila mole, devem merecer cuidados especiais durante sua construção. (CBTU, 1986)

Gusmão (1998) faz uma série de recomendações quanto ao uso de aterros como solo de fundação, como pré-carregamento do aterro visando minimizar recalques, a utilização de fundação em placa, execução de aterros antes das fundações e considerar atrito negativo em estacas cravadas em aterro provocando recalque.

Cintra (1998) faz extensa revisão bibliográfica citando diversas obras onde com o uso da compactação, os solos anteriormente colapsíveis apresentaram menor compressibilidade e colapsividade.

Os problemas em fundações superficiais que envolvem o solo, de acordo com Milititsky et al (2008) podem ocorrer na construção de obras onde ocorrem cortes e aterros, mas com fundações construídas na mesma cota (Figura 29), de forma que os elementos de fundação fiquem assentes em solos de diferentes comportamentos, resultando em recalques diferenciais importantes ou mesmo o colapso das fundações.

Figura 29 – Corte de aterro com fundações assentes na mesma cota.

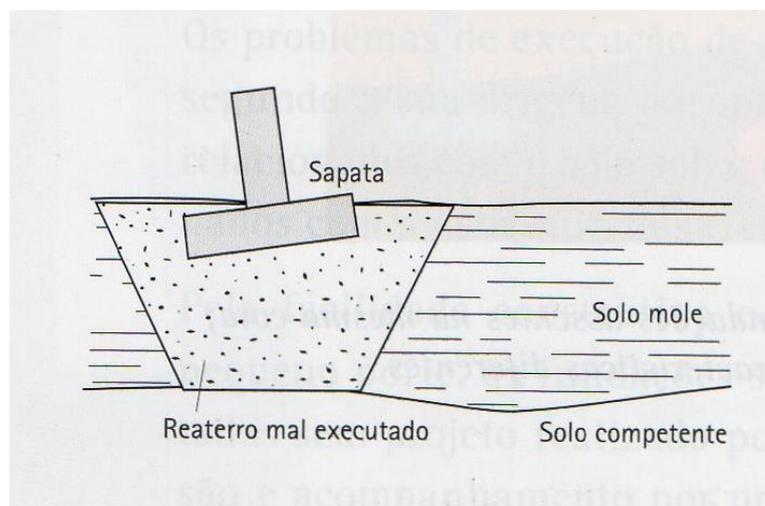


Fonte: Milititsky, 2008

Outro problema de fundações superficiais envolvendo o solo é a sobre-escavação preliminar e reaterros mal executados. Esse procedimento resulta em sapatas apoiadas em condições diferentes das estimadas em decorrência das características precárias do material sem os cuidados necessários de compactação, o que resulta na ocorrência de recalques. (MILITITSKY et al, 2008)

A substituição de solo com uso de material não apropriado ou executado sem compactação adequada (Figura 30) é também um problema frequente em fundações superficiais, que pode causar instabilização da fundação.

Figura 30 – Sapatas apoiadas sobre solo substituído não selecionado, sem compactação adequada.



Fonte: Milititsky, 2008.

Ricardo & Catalani (2007) recomendam que para a utilização de aterros como fundação é necessário que estes aterros apresentem um grau de compactação de 90% a 95% do Proctor modificado ou 95% a 100% do Proctor normal.

2.5 Provas de carga

A avaliação da carga de ruptura de uma estaca pode ser feita através da interpretação das curvas carga-recalque obtidas de provas de carga estáticas executadas por diversos métodos. Entre eles podem ser citados o descrito na NBR-6122/10 e o de Van der Veen.

A NBR 6122/10 define a carga de ruptura como aquela que corresponde, na curva carga-recalque, ao recalque das deformações plásticas ($D/30$) somado ao recalque das deformações elásticas da estaca, conforme a equação:

$$\Delta_r = \frac{P_r \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (12)$$

onde:

Δ_r = recalque de ruptura;

P_r = carga de ruptura;

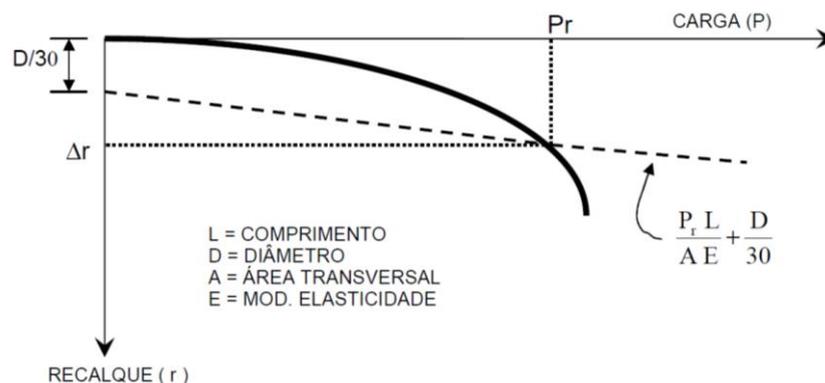
L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

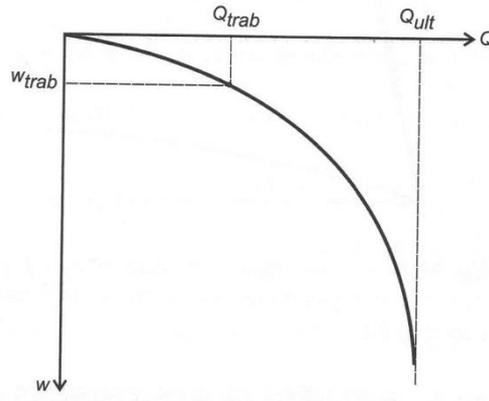
Figura 31 – Previsão da carga de ruptura pela NBR 6122/2010.



Fonte: NBR 6122, 2010.

A previsão da curva carga-recalque consiste em ajustar uma curva que passa pelo ponto carga de trabalho-recalque e que tem a capacidade de carga (carga ultima) como assíntota (Figura 32). (VELLOSO & LOPES, 2010)

Figura 32 – Curva carga-recalque a partir da previsão de recalque para a carga de trabalho.



Fonte: Velloso & Lopes, 2010.

Onde,

Q_{trab} → carga de trabalho

Q_{ult} → carga última

W_{trab} → recalque de trabalho

- Ajuste da curva

Com os valores da previsão da capacidade de carga da estaca Q_{ult} , e da previsão de recalque para a carga de trabalho, w_{trab} , pode-se fazer uma previsão do comportamento carga-recalque completa, traçando-se uma curva que passe pelo ponto carga de trabalho-recalque, tendo a capacidade de carga (carga ultima) como assíntota.

O método de ajuste da curva que pode ser escolhida é o de Van der Veen (1953), usado normalmente na extrapolação da curva carga-recalque de provas de carga quando a prova é interrompida antes de se obter uma carga de ruptura.

A equação da curva-recalque de Van der Veen (1953) é:

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-aw}) \quad (13)$$

De acordo com Velloso e Lopes (2010) essa equação fornece valores de recalque w correspondentes a quaisquer cargas Q , conhecidos Q_{ult} e o parâmetro α . O valor de α é obtido a partir do recalque para a carga de trabalho por:

$$\alpha = \frac{-\ln(1 - Q_{trab}/Q_{ult})}{w_{trab}} \quad (14)$$

Se a carga de trabalho for metade da capacidade de carga, tem-se $\alpha = -\ln 0,5/w_{trab}$.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Metodologia

A metodologia adotada para a realização desta pesquisa tem como base a execução das seguintes etapas:

- Escolha do local para a execução dos ensaios;
- Coleta de amostras para execução dos ensaios;
- Caracterização do solo;
- Realização de ensaios especiais de laboratório;
- Realização de Provas de Carga Direta;
- Apresentação dos Resultados;
- Análise dos Resultados.

A escolha da área de estudo foi realizada considerando-se a ocorrência de solos com comportamento problemático, neste caso, colapsível ou expansível.

Para a execução dos ensaios de laboratório foram coletadas amostras deformadas e indeformadas. A amostra deformada foi utilizada para os ensaios de caracterização e a amostra indeformada para os ensaios especiais de laboratório. A caracterização dos solos se deu a partir da realização de ensaios básicos de laboratório.

Os ensaios especiais de laboratório consistem na execução do ensaio de adensamento simples e duplo, na amostra indeformada, com umidade natural e inundada, e também ensaios de adensamento duplo e simples, para a amostra compactada, na umidade ótima e saturada. Além desses, realizaram-se ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova indeformado e compactado.

Foram realizadas quatro provas de carga direta, duas delas foram executadas com o solo na umidade natural, e em outras duas, o solo foi inundado com água.

3.2 Local da área de estudo

A área de estudo está localizada no município de Icó que se situa na região sudeste do estado do Ceará, limitando-se com os municípios de Pereiro, Jaguaribe, Orós, Iguatu, Cedro e Umari. Compreende área irregular de 1.042 km² e está inserida nas cartas topográficas Iguatu (SB.24-Y-B-III), Cedro (SB.24-Y-B-VI), Cajazeiras (SB.24-Z-A-IV) e Orós (SB.24-Z-A-I).

O acesso ao município (Figura 33), a partir de Fortaleza, é feito pela BR-116, numa distância de 370 km.

Figura 33 - Localização do Município de Icó.



Fonte: Ipece, 2009.

A Figura 34 apresenta uma visão geral do solo da área de estudo. Por esta percebe-se o solo com rachaduras em sua condição natural, dando indícios de se tratar de um solo problemático.

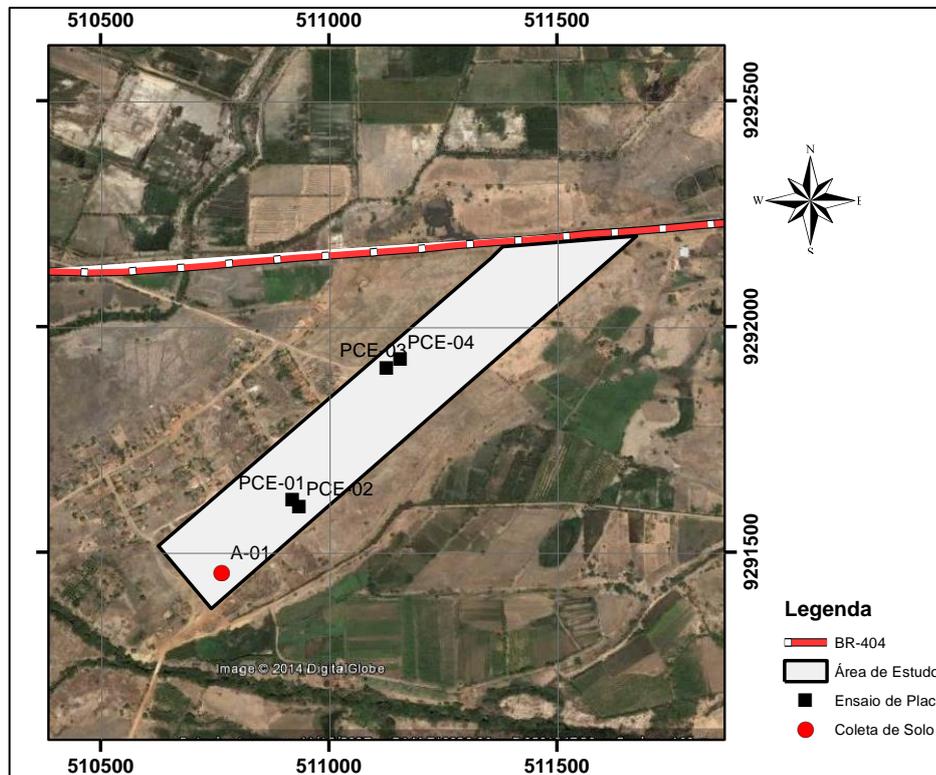
Figura 34 – Vista da área de estudo.



Fonte: RochaBrasil, 2013.

A Figura 35 traz a localização na área de estudo dos pontos de coletas de solo e execução dos ensaios de placa.

Figura 35 – Localização dos ensaios de placa e ponto de coleta de amostra de solo.



Fonte: Autor, 2014.

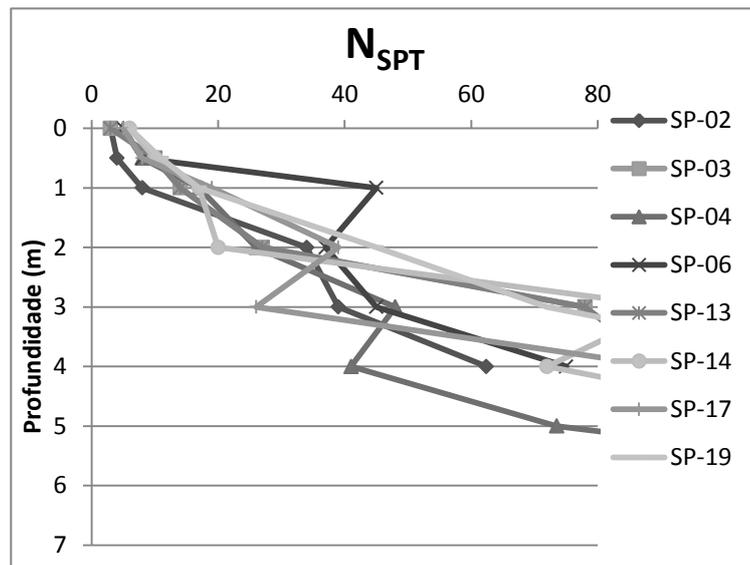
3.3 Dados Coletados

A coleta de dados foi realizada em uma empresa local em Fortaleza. Foram coletados resultados de vinte sondagens à percussão (SPT) realizadas em um terreno situado na cidade de Icó-CE.

Foram selecionadas, para o presente estudo, as sondagens com resultados mais representativos com relação ao índice de resistência (N_{SPT}) e à estratigrafia.

Dessa forma, foram selecionadas 8 sondagens à percussão que apresentaram os menores valores de N_{SPT} . O Gráfico 1 Apresenta uma comparação entre os valores do índice de resistência (N_{SPT}) ao longo da profundidade das sondagens consideradas para a realização desta pesquisa.

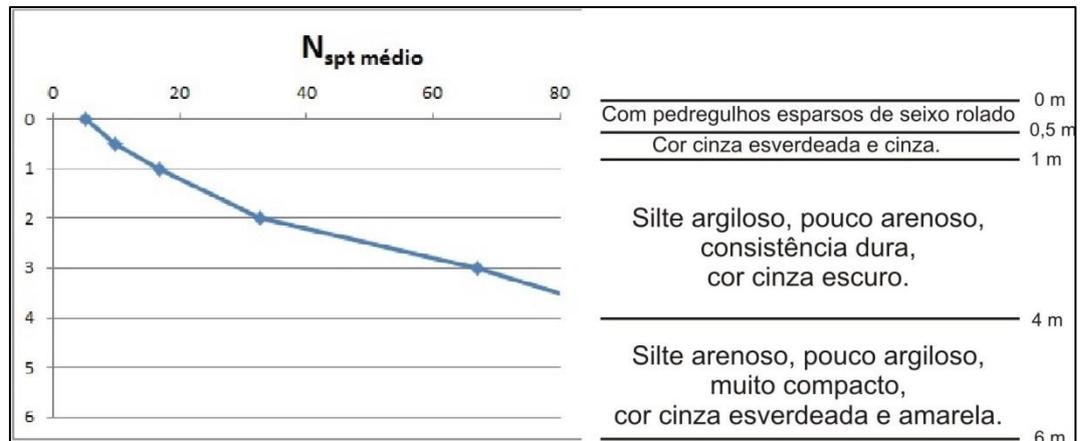
Gráfico 1 – Comparação entre os perfis do índice de resistência (N_{SPT}) das sondagens consideradas.



Fonte: Autor, 2014.

A partir dos resultados das sondagens do Gráfico 1 foi elaborado um gráfico com a média do N_{SPT} obtido para melhor visualização da tendência de crescimento da resistência do solo. No Gráfico 2 estão representados os valores de N_{SPT} médio e o perfil geotécnico correspondente. Vale destacar que, nas sondagens utilizadas o nível freático não foi identificado.

Gráfico 2 – Resultado das sondagens a percussão.



Fonte: Autor, 2014.

De acordo com os perfis de sondagens dos gráficos 1 e 2, pode-se perceber que o solo apresenta uma tendência de crescimento do índice de resistência com o aumento da profundidade. Pelo Gráfico 2 observa-se que, na média, o N_{SPT} varia de 5, superficialmente, até o impenetrável à percussão, encontrado a 6m de profundidade. O solo apresenta uma camada superficial com pedregulhos, e a partir de 1 m temos um silte argiloso de cor cinza escuro até a profundidade de 4m. Em seguida, tem-se um silte arenoso de cor cinza esverdeada.

3.4 Programa Experimental

O programa experimental consiste na realização de ensaios em três etapas: caracterização geotécnica, ensaios especiais de laboratório e ensaios de campo, cujos procedimentos serão apresentados a seguir.

Para a execução dos ensaios foram coletadas amostras de solo indeformada e deformada. A amostra deformada foi obtida pela coleta de solo após remoção de uma camada superficial de matéria orgânica com pedregulhos, utilizando-se de pá e picareta para a coleta do solo.

A coleta de amostra de solo indeformado foi executada com uso de escavadeira para remoção da camada superficial do solo, e escavação da vala de aproximadamente 1m de comprimento, 1m de largura e 1m de profundidade, conforme ilustrado na Figura 36.

Figura 36 – Escavação de vala para coleta de amostra indeformada.



Fonte: Autor, 2014.

Após a escavação da vala até a profundidade de amostragem foi moldado um bloco de solo de forma cúbica, que foi envolto com parafina para preservação de sua umidade natural, e acondicionado em caixote de madeira para transporte e preservação de sua estrutura, conforme ilustrado na Figura 37.

Figura 37 – Moldagem e coleta de amostra de solo indeformado.





Fonte: Autor, 2014.

3.4.1 1ª Etapa: Ensaios de Caracterização

A caracterização geotécnica do solo em estudo foi realizada a partir dos ensaios básicos de caracterização (granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico real dos grãos), compactação e Índice de Suporte Califórnia (CBR) cujos procedimentos são descritos a seguir.

Os ensaios de granulometria foram executados de acordo com os procedimentos da norma NBR 7181 (ABNT, 1984). Os ensaios de limites de consistência foram realizados de acordo com as normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984), para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade, respectivamente.

O ensaio de peso específico real dos grãos foi executado de acordo com o descrito na norma DNER-ME 093 (DNER, 1994), realizado em amostras de 10g que passaram na peneira nº 10.

O ensaio de compactação foi realizado de acordo com a norma NBR 7182 (ABNT, 1986) para a determinação do teor de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.

A determinação do índice de suporte Califórnia do solo foi executada de acordo com o descrito na norma NBR 9895 (ABNT, 1987).

3.4.2 2ª Etapa: Ensaio Especial de Laboratório

- *Ensaio Edométrico*

Os ensaios de adensamento (Figura 38) foram realizados de acordo com a Norma ABNT MB-3336/1990. Foram executados ensaios simples e duplos na umidade natural e saturado, utilizando-se corpos de prova indeformado e compactado.

Figura 38 – Prensa de adensamento utilizada no ensaio de adensamento unidimensional.



Fonte: Autor, 2014.

Os ensaios de adensamento simples e duplo, executados com a amostra de solo indeformado foram iniciados pela moldagem do corpo de prova conforme ilustrado na Figura 39.

Figura 39 – Moldagem do corpo de prova para ensaio de adensamento a partir de amostra indeformada.



Fonte: Autor, 2014.

O ensaio de adensamento duplo consiste da realização, em conjunto, de ensaios de adensamento em duas amostras de solo, uma com umidade natural e outra inundada desde o início da execução do ensaio. No adensamento simples o corpo de prova é inundado na carga de trabalho para que se possa, principalmente, avaliar seu potencial de expansão ou colapso.

- *Ensaio de Cisalhamento Direto*

Foram executados ensaios de cisalhamento direto (Figura 40) pela moldagem de corpos de prova da amostra indeformada e compactada, realizados a velocidade lenta e rápida, com umidade natural e saturado.

Figura 40 – Equipamento para execução do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Autor, 2014.

Os corpos de prova para o ensaio com amostra compactada foram moldados a partir da compactação de solo na umidade ótima e peso específico seco máximo, determinados no ensaio de compactação para a energia do Proctor Normal. A Figura 41 representa a moldagem do corpo de prova compactado para a realização ensaios de cisalhamento direto.

Figura 41 – Moldagem do corpo de prova para ensaio de cisalhamento direto a partir de amostra compactada.



Fonte: Autor, 2014.

3.4.3 3ª Etapa: Ensaio de Campo

Foram executados quatro ensaios de prova de carga direta em terreno de fundação. Duas delas, o solo foi mantido na umidade natural, e outras duas o solo foi inundado com água, cujo terreno foi preparado conforme está mostrado na Figura 42.

Para a realização das provas de carga direta foi utilizada uma placa de 80 cm de diâmetro.

Figura 42 – Posicionamento das provas de carga.



Fonte: RochaBrasil, 2012.

Os ensaios foram realizados utilizando-se um conjunto de equipamentos composto por três sistemas básicos: sistema de reação, sistema de transmissão de cargas e sistema de leitura.

Para o sistema de reação foi utilizado caminhão carregado com brita para aplicação das cargas, conforme mostra-se na Figura 43.

Figura 43 – Caminhão carregado utilizado como sistema de reação.



Fonte: RochaBrasil, 2012.

O sistema de transmissão de cargas (Figura 44) compreende um macaco hidráulico com capacidade de carga de 50 tf, bomba hidráulica, hastes cilíndricas e placa de 80 cm de diâmetro.

Figura 44 – Vista do sistema de transmissão utilizado no ensaio.



Fonte: RochaBrasil, 2012.

Para o sistema de leitura foram utilizados dois extensômetros, sensíveis a 0,01 mm, colocados em posições diametralmente opostas, conforme mostrado na Figura 45.

Figura 45 – Posicionamento dos extensômetros utilizados no ensaio.



Fonte: Rocha Brasil, 2012.

As provas de carga foram executadas com carregamentos do tipo rápido por um tempo de 5 min entre cada estágio, aplicando-se carga até atingir máxima de 35,2 kN (3,52 tf), que corresponde a uma pressão máxima de 70 kPa.

A saturação do solo (Figura 46) foi realizada em dois, dos quatro ensaios de placa, e realizada pela adição de água ao redor da placa, cujo nível foi mantido constante durante toda a execução da prova de carga.

Figura 46 – Solo saturado ao redor da placa.



Fonte: RochaBrasil, 2012.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Caracterização Geológica e Geotécnica do Local

4.1.1 Caracterização Geológica

No município de Icó ocorrem três domínios hidrogeológicos distintos: formações sedimentares, embasamento cristalino e depósitos aluvionares. As formações sedimentares estão agrupadas em um contexto maior e constituem a Bacia Sedimentar do Iguatu. (CPRM, 2004)

A Bacia Sedimentar de Iguatu está dentro de um contexto sedimentar representado por três sistemas aquíferos principais: Icó, Malhada Vermelha e Lima Campos. Além desses, existem outros três sistemas aquíferos sedimentares: Moura, Coberturas Recentes e Aluviões. (CPRM, 2004)

Na Bacia de Iguatu ocorrem em uma larga faixa localizada na porção centro-oeste, estreitando-se em direção à borda sul-sudeste uma formação denominada coberturas colúvio-eluviais. Distribui-se também no centro da Bacia de Icó, no sudoeste e na sua extremidade nordeste. As coberturas colúvio-eluviais correspondem a depósitos continentais semiconsolidados a inconsolidados, constituídos de matéria areno-argilosa, com grãos de quartzo e concreções ferruginosas avermelhadas. (CPRM, 2004)

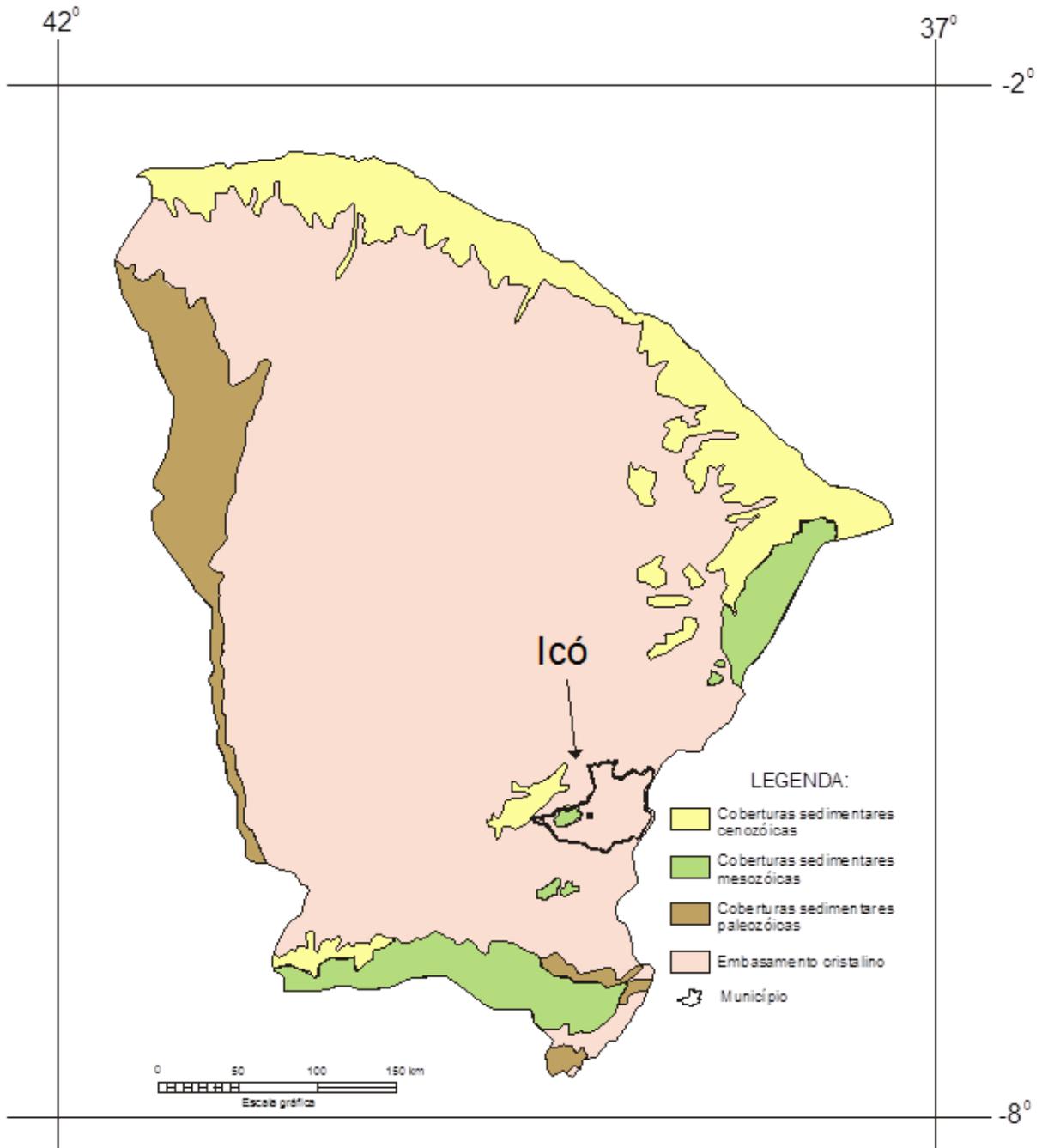
Os depósitos aluvionares são representados por sedimentos areno-argilosos recentes, que ocorrem margeando as calhas do principal rio do estado, rio Jaguaribe e riachos que drenam a região. As rochas cristalinas ocupam pequena porção ao sul do município e representam o que é denominado comumente de “aquífero fissural”.

A coluna estratigráfica da área de estudo engloba, da base para o topo, as seguintes formações: Icó, Malhada Vermelha e Lima Campos, constituintes do Grupo Iguatu. Essas unidades apresentam-se sotopostas discordantemente aos depósitos Tércio-Quaternários da Formação Moura e das coberturas Colúvio-eluviais, além das aluviões. (CPRM, 2004)

A Bacia de Icó (Figura 47), situada na região sudeste do Estado do Ceará, representa uma das várias ocorrências de sedimentos cretáceos continentais do Nordeste do

Brasil. Esta Bacia é representada por uma faixa sedimentar de direção SW-NE, possui cerca de 50 km de comprimento por 8 km de largura máxima. (CPRM, 2004)

Figura 47 - Localização do município de Icó em relação aos domínios sedimentares e cristalino do estado do Ceará.



Fonte: CPRM, 1998.

O preenchimento sedimentar da Bacia de Icó é composto por sedimentos imaturos, mal selecionados, que incluem brechas e conglomerados brechóides, que passam a arenitos grosseiros ou conglomeráticos, arcossianos, cremes ou avermelhados. (LIMA, 1990)

Acima dos sedimentos conglomeráticos ocorrem arenitos finos, com acamamento fino, micáceos, com intercalações de leitos finos de argilito e siltito. A parte superior da seção estratigráfica característica da Bacia é caracterizada por uma sucessão de camadas argilosas com acamamento horizontal e arenitos finos, raramente mais grosseiros. (CAMPOS et al, 1979)

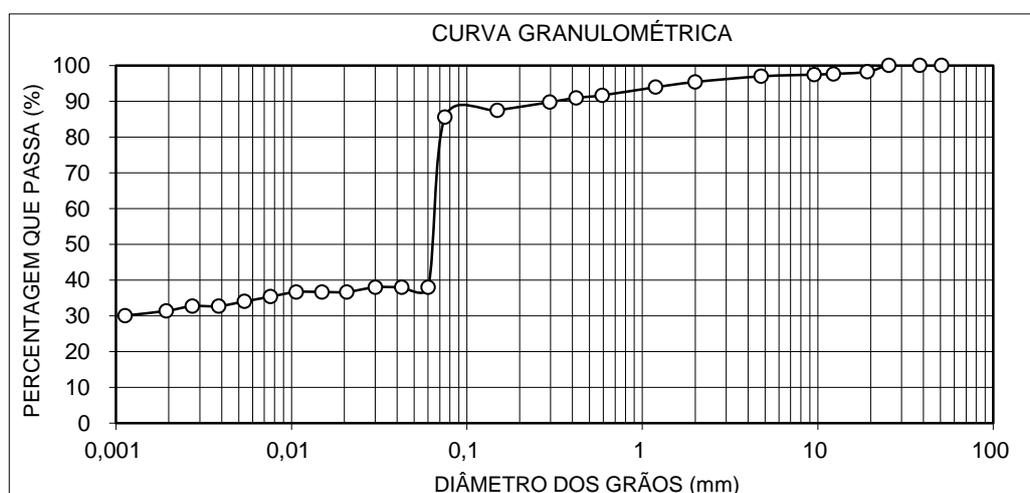
De acordo com Vasconcelos e Gomes (1998), a estratigrafia proposta para a Bacia de Icó é composta por arenitos médios e conglomeráticos, com intercalações de arenitos finos, folhelhos, siltitos e argilitos.

4.1.2 Caracterização Geotécnica

A caracterização do solo em estudo foi realizada pela execução dos ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade, compactação e ISC, cujos resultados são apresentados a seguir.

No Gráfico 3 está representada a curva granulométrica do solo em estudo. A análise foi realizada em amostra de solo deformada coletada na superfície do terreno após a retirada de uma camada de solo de cerca de 10 cm de espessura.

Gráfico 3 – Curva granulométrica do solo em estudo.



De acordo com a classificação de Highway Research Board (HRB), a amostra estudada enquadra-se no subgrupo dos solos A-6. Já na classificação pelo sistema unificado (SUCS) corresponde a um solo do tipo ML, um silte de baixa compressibilidade. Essa classificação está compatível com os resultados obtidos pelo ensaio de ISC, onde foi obtido para o solo em estudo um ISC de 3%, vale lembrar que, para solos desse grupo, o valor do Índice de Suporte Califórnia varia, em geral, entre 2 e 15%.

A atividade da argila foi determinada conforme Equação (15):

$$A = \frac{IP}{\% < 0,002mm} \quad (15)$$

Onde:

A: índice de atividade

IP: índice de plasticidade

% < 0,002mm: fração de argila (menor que 0,002mm)

Tabela 10 – Valores limite para classificação da atividade das argilas.

Classificação	A (%)
Inativa	< 0,75
Ativa	0,75 – 1,25
Ativa	> 1,25

Fonte: Pinto, 2006.

A atividade do solo ensaiado foi igual a 1,26, que de acordo com Pinto (2006), corresponde a uma argila ativa. Segundo Nelson & Miller (1992), argilas ativas apresentam um maior potencial para a expansão.

A densidade real dos grãos (G_s) foi determinada pelo método do picnômetro através da realização de três ensaios, onde foram obtidos resultados em média de 2,55 para amostra de solo em estudo. De acordo com Pinto (2006), valores típicos de solos ficam em torno de 2,7 podendo variar para argilas até 3.

O resultado dos ensaios realizados para determinação da densidade real dos grãos pelo método do picnômetro é apresentado na Tabela 11.

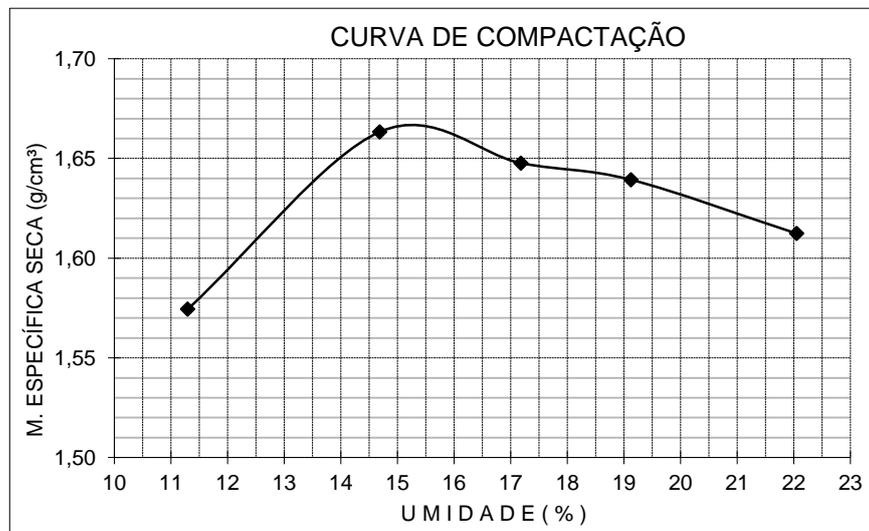
Tabela 11 – Densidade Real dos Grãos.

DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE REAL DOS GRÃOS DE SOLOS PELO MÉTODO DO PICNÔMETRO										
AMOSTRA	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	δ	$\Delta\delta$	δ	T°	K ₂₀	$\delta -20^\circ$
ICÓ	31,82	41,86	88,30	82,19	2,555	0,007	2,56	29	0,9977	2,55
	30,75	40,74	88,00	81,91	2,562					
	30,87	40,90	87,73	81,59	2,578					
	29,86	39,86	87,23	81,17	2,538					
	32,92	42,39	89,33	83,63	2,512					

Fonte: Autor, 2014.

Foi realizado ensaio de compactação com uma energia do Proctor normal de compactação, aplicando 12 golpes por camada, num total de três camadas. Com os resultados do ensaio de compactação pode-se construir a curva de compactação apresentada no Gráfico 4.

Gráfico 4 – Ensaio de compactação com energia normal.



Fonte: Autor, 2014.

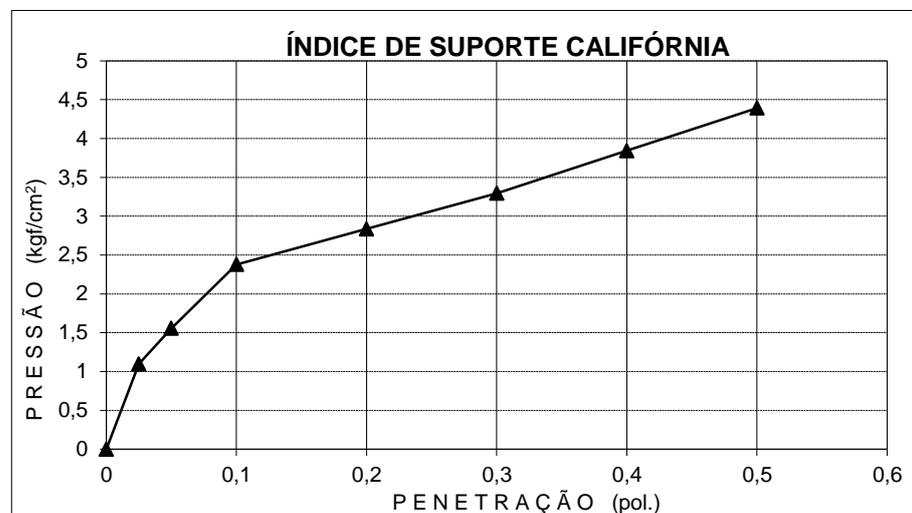
De acordo com a curva de compactação, determinou-se que o solo em estudo quando compactado, apresenta umidade ótima de 15,3% e peso específico aparente seco máximo igual a 16,7 kN/m³.

O Índice de Suporte Califórnia (ISC) foi obtido pela compactação de corpo de prova na umidade ótima e colocado em imersão em um tanque com água durante quatro dias.

Após esse período retirou-se o cilindro e deixou escoar água durante quinze minutos. Em seguida iniciou-se a penetração do pistão utilizando-se uma prensa e anotaram-se as leituras para as penetrações 12, 17, 26, 31, 36,42 e 48 mm, no tempo respectivamente de 0,5; 1; 2; 4; 6; 8; 10 min.

Com os resultados obtidos foi montado o Gráfico 5, que apresenta a curva pressão *versus* penetração do solo em estudo. Dessa forma, o ISC obtido para o solo ensaiado foi de 3 %.

Gráfico 5 – Resultado do ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC).



Fonte: Autor, 2014.

A Tabela 12 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização realizados no solo coletado na área de estudo.

Tabela 12 – Resultado dos ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica.

Granulometria (% passando)				Limites Físicos		Compactação (12 golpes)		CBR (%)	Expansão (%)
n° 4	n°10	n° 40	n° 200	LL	IP	h _{ot} (%)	γ _{smax} (kN/m ³)		
100	95	97	86	40	11	15,3	16,7	3	5

Fonte: Autor, 2014.

4.2 Apresentação e Análise dos Resultados dos Ensaios Especiais de Laboratório

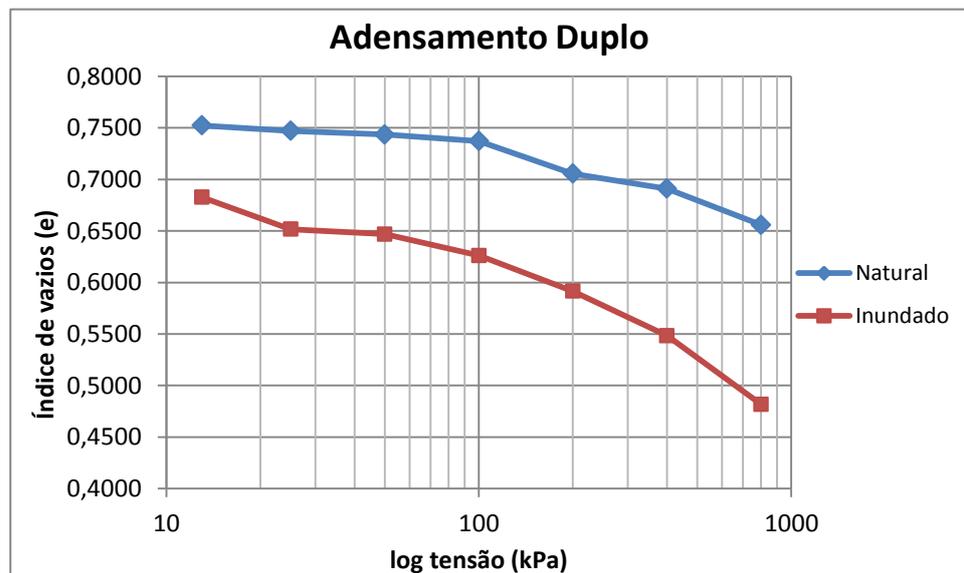
4.2.1 Ensaios Oedométricos

O ensaio oedométrico duplo com amostra indeformada consistiu em utilizar dois corpos de prova, um na umidade natural e outro inundado. O ensaio tem por objetivo determinar as diferenças entre o índice de vazios (e) do solo natural e inundado quando submetidos a iguais valores de tensões de compressão.

No ensaio dois corpos de prova foram submetidos a estágios de tensão de compressão até estabilização das deformações. Um dos corpos de prova foi inundado na tensão de projeto (25 kPa), enquanto o outro foi mantido na umidade natural durante todos os estágios de carga. Os estágios de pressão aplicados foram os seguintes: 13 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa e 800 kPa.

A partir do resultado dos ensaios puderam-se construir gráficos relacionando o índice de vazios (e) com o logaritmo das tensões aplicadas ($\log \sigma_v$). O Gráfico 6, apresentado a seguir, mostra os resultados do adensamento duplo com amostra de solo indeformada.

Gráfico 6 – Índice de vazios (e) x $\log(\sigma)$.



Fonte: Autor, 2014.

A partir da proposta de Reginatto e Ferrero (1973), estimou-se o coeficiente de colapsividade do solo em 0,21%, utilizando-se a seguinte expressão:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (16)$$

σ_{vpn} é a tensão de pré adensamento virtual do solo na umidade natural;

σ_{vps} é a tensão de pré adensamento virtual do solo inundado;

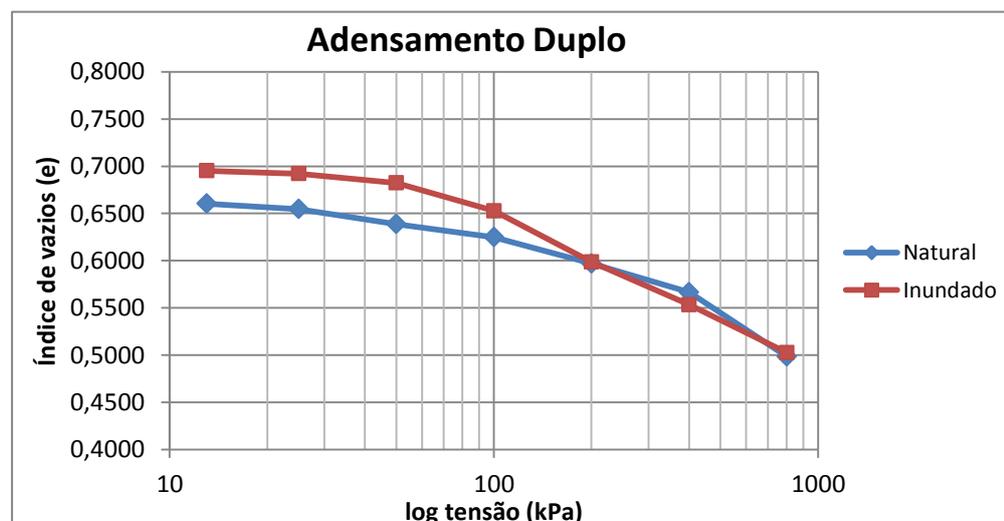
σ_{v0} é a tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

De acordo com Reginatto & Ferrero (1973), a amostra ensaiada apresenta potencial de colapso que a qualifica como “condicionada ao colapso”.

Neste caso, se a tensão vertical (geostática + carregamento externo), σ_v , for inferior a σ_{vPS} (50 kPa) não ocorre colapso. Mas se, σ_v superar σ_{vPS} , mas não superar σ_{vPA} (200 kPa), ocorrerá colapso quando o solo for inundado após carregamento. No entanto, se σ_v superar σ_{vPA} , ocorrerá colapso mesmo sem inundação.

Para verificar se a compactação do solo é capaz de reduzir, ou mesmo eliminar, o potencial de colapso do solo, realizou-se um ensaio de adensamento duplo com amostra compactada. O ensaio foi realizado de maneira similar ao executado na amostra indeformada. O corpo de prova foi moldado com a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, obtidos no ensaio de compactação com energia normal. O Gráfico 7 a seguir apresenta os resultados obtidos no ensaio de adensamento duplo para amostra compactada.

Gráfico 7 – Índice de vazios x log σ para ensaio com amostra compactada.



Fonte: Autor, 2014.

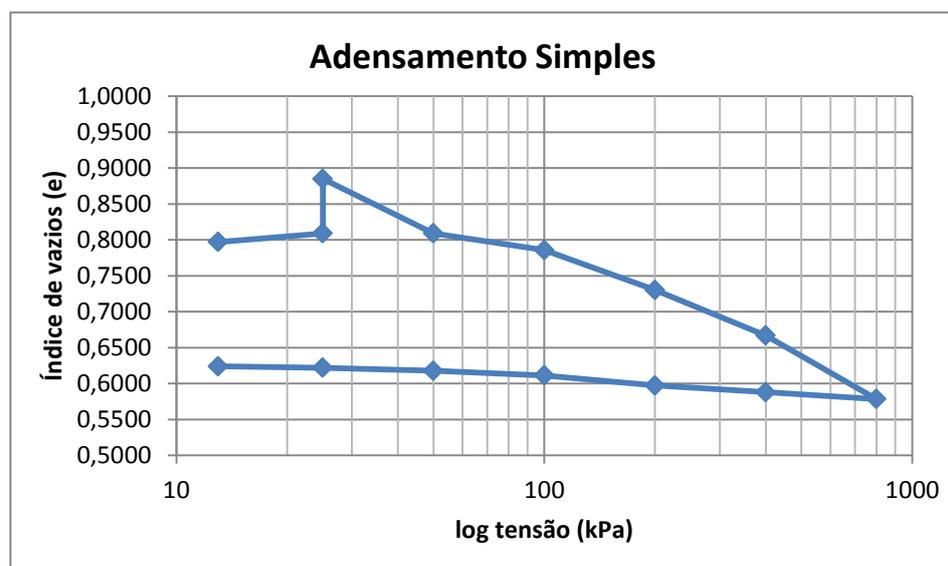
Pelo Gráfico 7, observa-se que a curva de adensamento correspondente ao solo inundado posicionou-se ligeiramente acima da curva do solo natural, indicando que o processo de compactação realmente anulou o potencial de colapso do mesmo, demonstrando que a compactação é um processo eficaz para o tratamento de solos colapsíveis.

Com o intuito de avaliar preliminarmente o potencial de colapso ou de expansão, e o efeito da compactação nesse tipo de situação, foram realizados 2 ensaios oedométricos simples com amostra indeformada e compactada.

No ensaio, o corpo de prova foi submetido a tensão de adensamento até o segundo estágio, que corresponde a carga de 25 kPa (tensão de projeto), nesse momento foi realizada a inundação da amostra e esperada a estabilização das deformações. Em seguida procedeu-se de maneira convencional aplicando-se os incrementos de cargas correspondentes a cada estágio do adensamento. As cargas aplicadas foram de 13 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

A partir dos resultados dos ensaios puderam-se construir gráficos relacionando o índice de vazios (e) com o logaritmo das tensões aplicadas ($\log \sigma_v$). O Gráfico 8, apresenta os resultados do adensamento simples com amostra de solo indeformada.

Gráfico 8 – Índice de vazios (e) x log tensão para amostra indeformada.

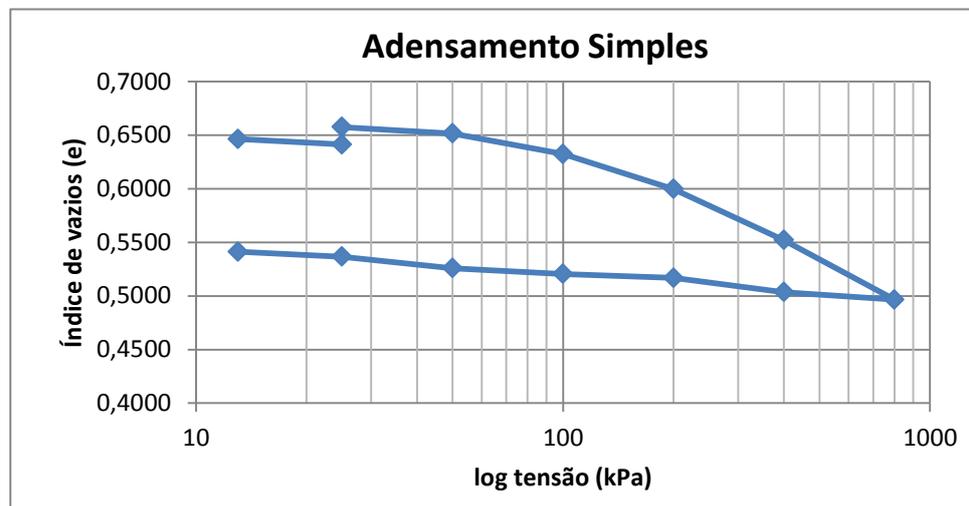


Fonte: Autor, 2014.

Pelo Gráfico 8 observa-se que houve uma expansão do corpo de prova com a saturação.

No ensaio com amostra compactada foi moldado corpo de prova com umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de compactação com energia normal. Percebe-se pelo Gráfico 9 que a expansão do corpo de prova foi minorado a partir do ensaio realizado na amostra compactada, confirmando que o processo de compactação reduz o potencial de expansão do solo.

Gráfico 9 – Índice de vazios (e) x logaritmo de tensões para amostra compactada.



Fonte: Autor, 2014.

Foi realizada a determinação da expansão livre do solo, a partir da medida da variação da espessura da amostra, em função do tempo, em relação a sua altura inicial.

A determinação da expansão livre foi realizada pela seguinte expressão:

$$E = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 \quad (17)$$

Onde:

E = expansão livre

ΔH = acréscimo de altura máximo por saturação

H_0 = altura inicial do corpo de prova antes da saturação

Para a determinação da expansão livre da amostra de solo indeformada submetida a adensamento simples, realizada com pressão de 25 kPa, obteve-se altura inicial do corpo de prova igual a 25,7 mm, e após saturada a altura atingiu 26,7 mm. Dessa forma, a expansão livre (E) foi estimada em 3,9 %.

No ensaio de adensamento simples com amostra compactada, a saturação foi realizada com uma pressão de 25 kPa, quando inicialmente o corpo de prova tinha uma altura de 24,8 mm e após a saturação atingiu uma altura máxima de 25,07 mm. Nesse caso, a expansão livre correspondeu a 1,08 %.

De acordo com Nelson & Miller (1992), a literatura indica que solos que podem exibir considerável expansão no campo são aqueles que apresentam expansão livre da ordem de 50%. Os valores obtidos para o caso do solo ensaiado no estado natural foi bem inferior, indicando que em uma futura obra, não teríamos problemas de comportamento do solo relacionados a sua expansão. Por outro lado, o processo de compactação reduziu o comportamento “expansivo” do solo, minorando, ainda mais, o risco futuro de problemas relacionados a expansão.

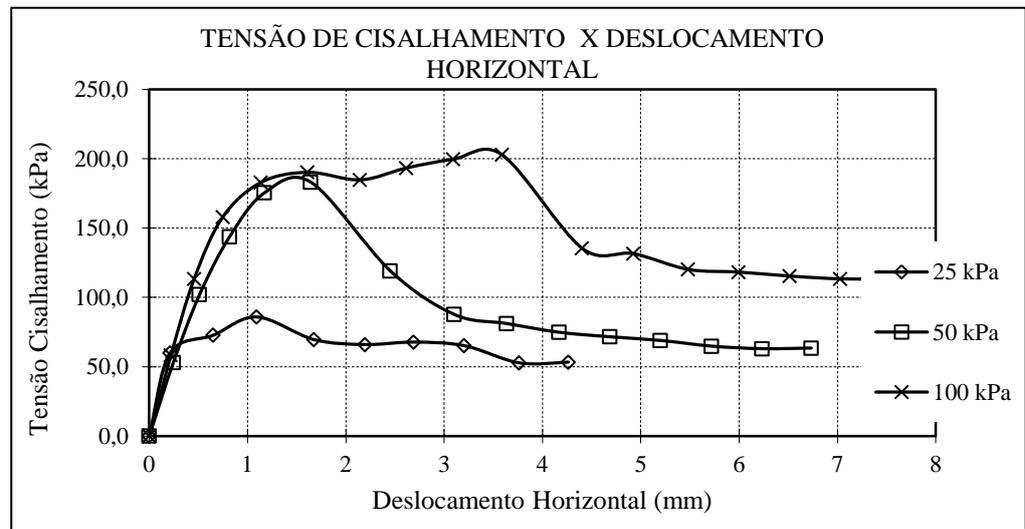
4.2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados em amostra indeformada, na umidade natural e saturada com água, e amostra compactada, na umidade ótima e saturada.

- Cisalhamento com amostra indeformada na w_{natural}

Os ensaios de cisalhamento na amostra no estado natural foram realizados a partir da moldagem de três corpos de prova que foram extraídas de bloco de solo indeformado.

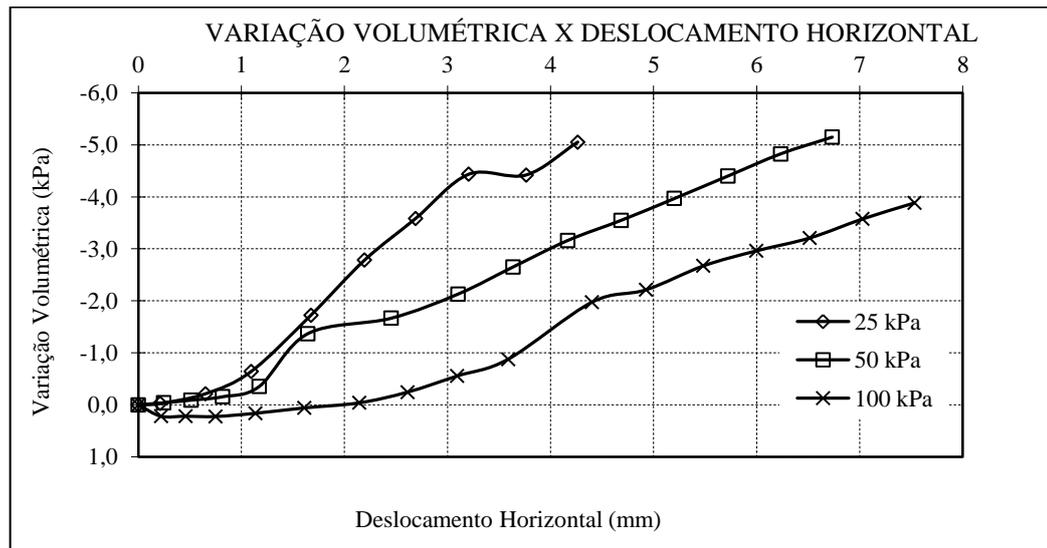
O Gráfico 10 apresenta o comportamento do deslocamento versus tensão cisalhante obtido para o solo em estudo. Observa-se o crescimento da tensão cisalhante até um pico máximo a partir do qual há um decréscimo da tensão com o deslocamento horizontal, onde fica evidente a ruptura do solo.

Gráfico 10 - Deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante da amostra indeformada na umidade natural.

Fonte: Autor, 2014.

O Gráfico 11 apresenta a variação volumétrica versus deslocamento horizontal obtidos no ensaio de cisalhamento direto com amostra indeformada rompida na umidade natural.

Gráfico 11 – Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra indeformada rompida na umidade natural.

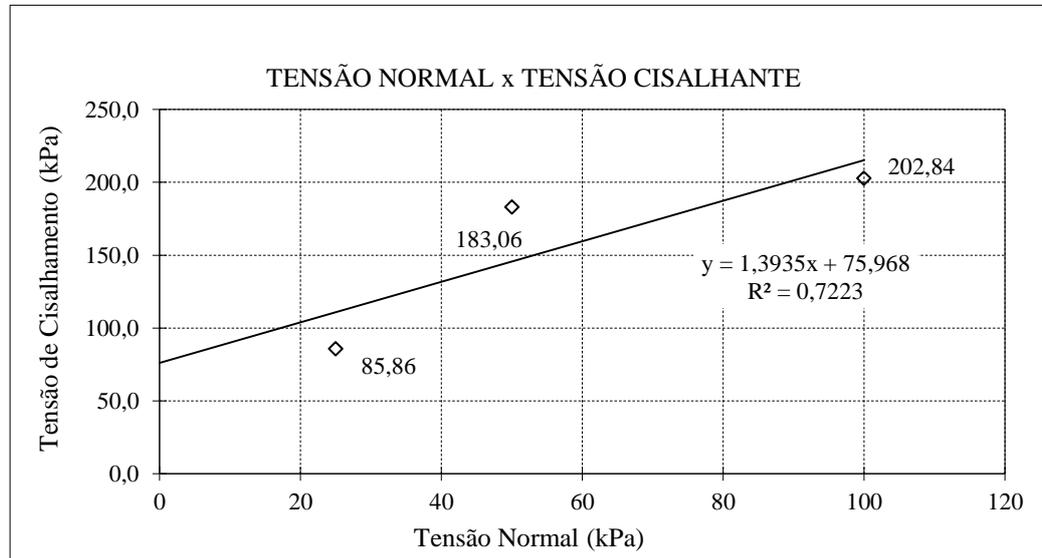


Fonte: Autor, 2014.

A envoltória de ruptura para o solo é apresentada no Gráfico 12, sendo obtido os valores de coesão de 75 kPa e ângulo de atrito de 54,3°. Vale observar que o elevado valor

obtido para a coesão é atribuído a coesão aparente que o solo apresenta na umidade natural, devido a elevada sucção apresentada.

Gráfico 12 - Envoltória de ruptura da amostra indeformada na umidade natural.

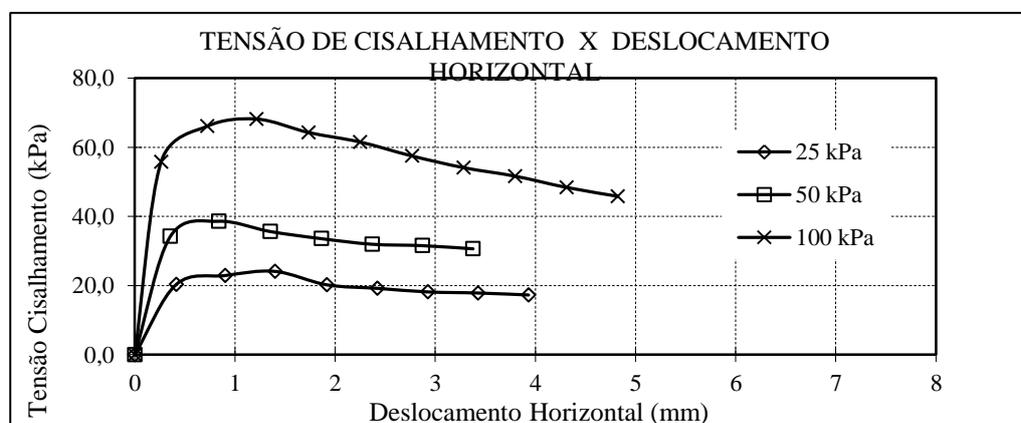


Fonte: Autor, 2014.

- Cisalhamento com amostra indeformada saturada com água

Com relação aos resultados do ensaio no estado saturado, foi obtido um ângulo de atrito no valor de $30,46^\circ$ e uma coesão no valor de 9,3 kPa. No Gráfico 13 é apresentado o comportamento do deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante, e no Gráfico 15 é apresentada a envoltória de ruptura para o solo correspondente.

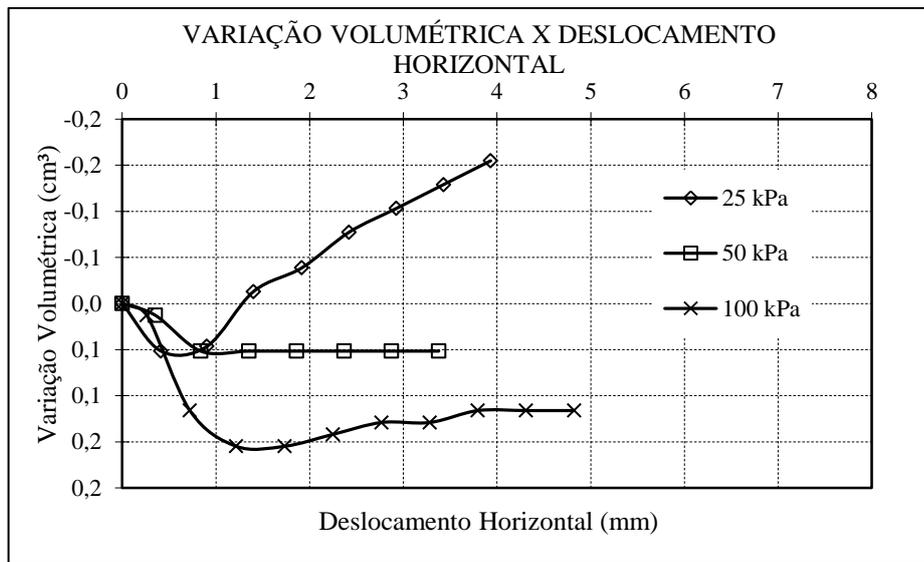
Gráfico 13 - Deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante da amostra em estado saturado.



Fonte: Autor, 2014.

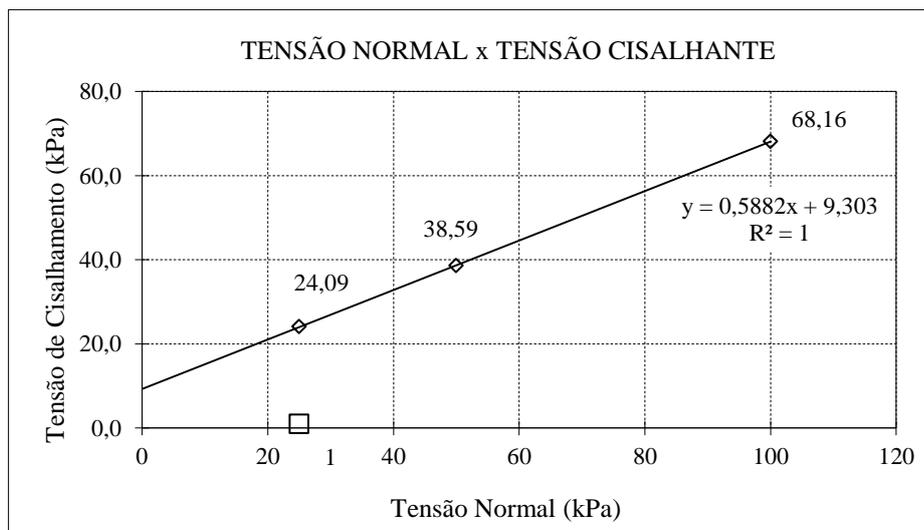
O Gráfico 14 apresenta a variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal obtidos no ensaio de cisalhamento direto com amostra indeformada rompida saturada com água.

Gráfico 14 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra indeformada rompida saturada com água.



Fonte: Autor, 2014.

Gráfico 15 - Envoltória de ruptura da amostra em estado saturado.



Fonte: Autor, 2014.

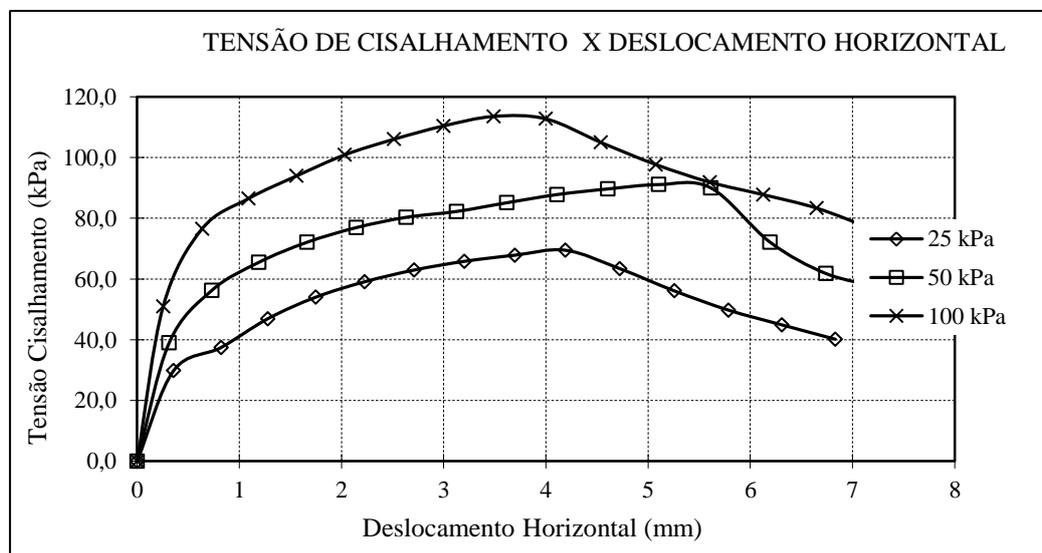
Neste caso, observa-se uma coesão inferior a amostra no estado natural, já que com a saturação do corpo de prova tem-se a redução da coesão aparente, pela diminuição da sucção.

Acredita-se que com a saturação do corpo de prova houve algum tipo de alteração estrutural, por colapso ou expansão, provocando uma variação acentuada no ângulo de atrito do corpo de prova, quando comparado com o ângulo de atrito do corpo de prova que não foi saturado durante o ensaio.

- Cisalhamento com amostra compactada na umidade ótima.

Na execução do ensaio de cisalhamento direto da amostra compactada na umidade ótima, obteve-se o Gráfico 16, que apresenta o deslocamento horizontal versus tensão cisalhante aplicada. Podendo-se observar o crescimento a tensão com o deslocamento horizontal.

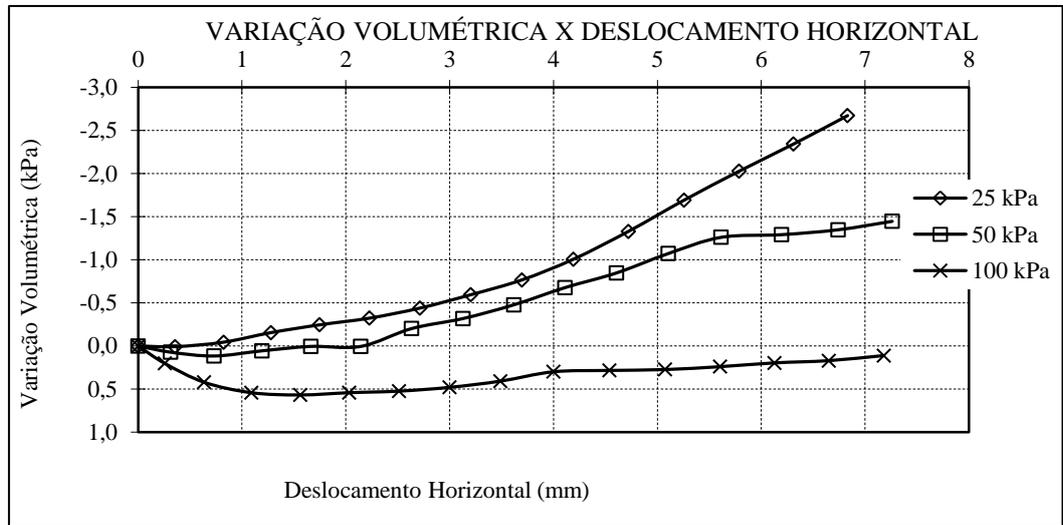
Gráfico 16 - Deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante da amostra compactada na umidade ótima.



Fonte: Autor, 2014.

O Gráfico 17 apresenta a variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal obtidos no ensaio de cisalhamento direto com amostra compactada rompida na umidade ótima.

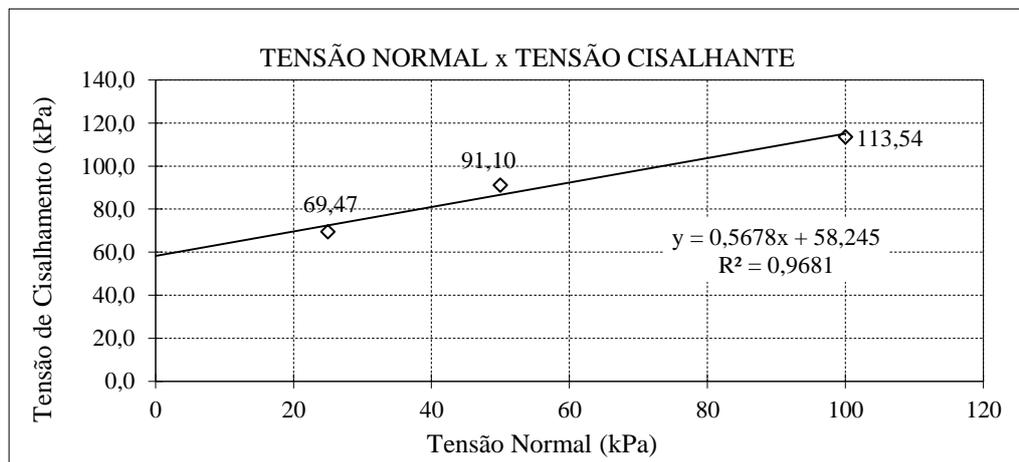
Gráfico 17 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra compactada rompida na umidade ótima.



Fonte: Autor, 2014.

O Gráfico 18 apresenta a envoltória de ruptura da amostra compactada. A partir da equação da reta, $y = 0,567x + 58,245$, foram obtidos os valores de coesão de 58 kPa e ângulo de atrito de $29,6^\circ$.

Gráfico 18 - Envoltória de ruptura da amostra compactada na umidade ótima.



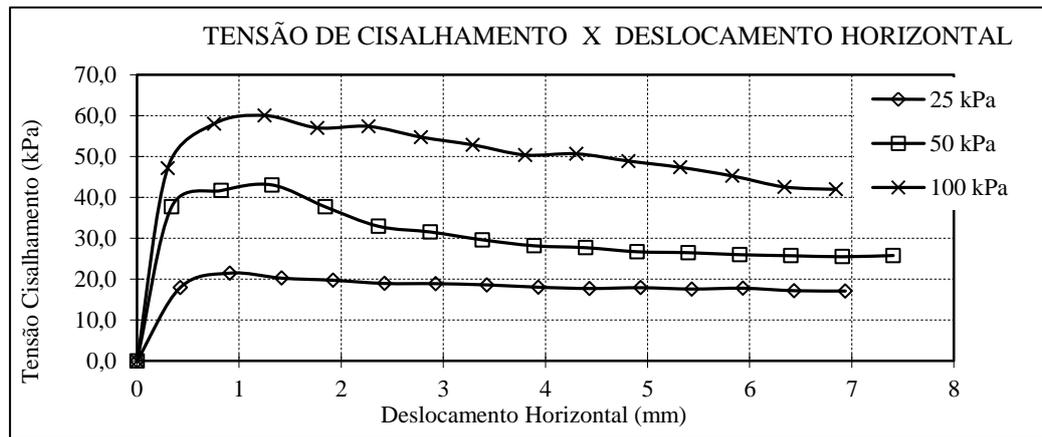
Fonte: Autor, 2014.

Comparando a envoltória do Gráfico 18 com a envoltória da amostra indeformada na umidade natural, observa-se que com a compactação houve um decréscimo de ambos os parâmetros de resistência. Esse resultado é justificado pela maior umidade encontrada no corpo de prova compactado.

- Cisalhamento com amostra compactada saturada com água

O Gráfico 19, apresenta os resultados do ensaio de cisalhamento direto da amostra de solo compactada e submetida a saturação por 24 horas.

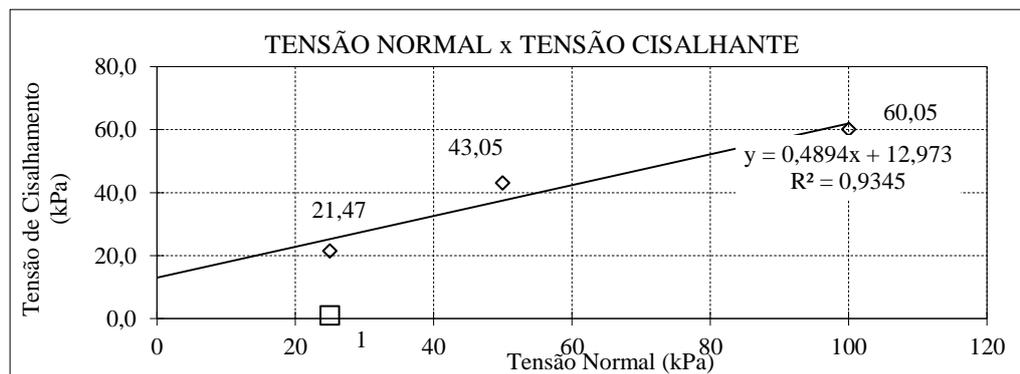
Gráfico 19 - Deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante da amostra compactada saturada com água.



Fonte: Autor, 2014.

A envoltória de ruptura para o ensaio com solo compactado saturado com água é apresentada no Gráfico 20 sendo obtido os valores de coesão de 12,97 kPa e ângulo de atrito de 26,06°.

Gráfico 20 - Envoltória de ruptura da amostra compactada saturada com água.



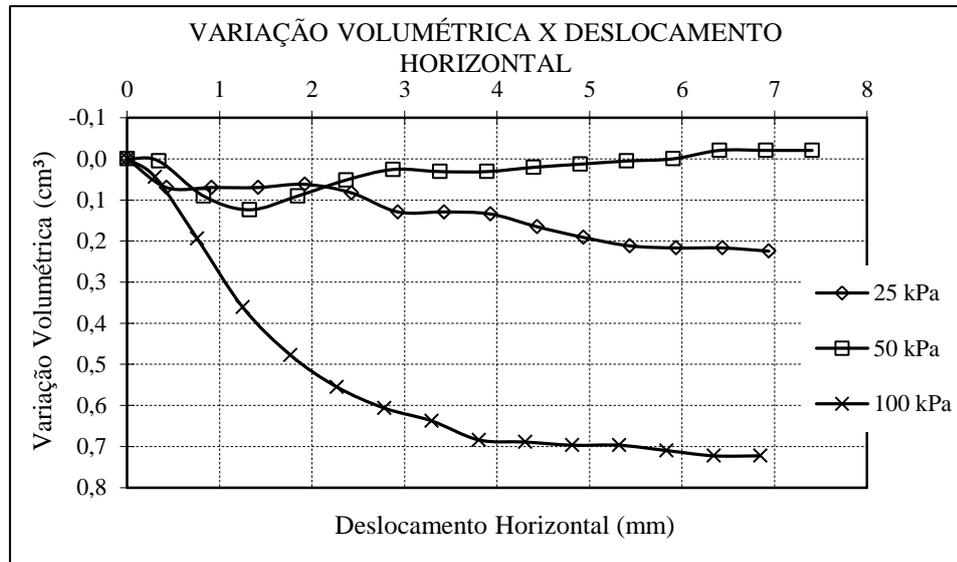
Fonte: Autor, 2014.

Comparando a envoltória do Gráfico 20 com a envoltória da amostra compactada na umidade ótima, sem saturação (Gráfico 18), observa-se que praticamente houve redução apenas no valor da coesão. Isso já era esperado pois o aumento da umidade pela saturação do

corpo de prova , teoricamente provoca redução apenas na coesão aparente pela perda de coesão.

O Gráfico 21 apresenta a variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal obtidos no ensaio de cisalhamento direto com amostra compactada rompida saturada com água.

Gráfico 21 - Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra compactada rompida saturada com água.



A Tabela 13 apresenta um resumo dos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostra de solo indeformado, ensaiado na umidade natural e saturado com água, e amostra compactada, ensaiada na umidade ótima e saturada com água.

Tabela 13 – Resultado dos Ensaio de Cisalhamento Direto.

Amostra	Tensão (kPa)	Tensão Cis. Máxima (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Indeformada (w_{natural})	25	85,86	75	54,3
	50	183,06		
	100	202,84		
Indeformada (Saturada)	25	24,09	9,3	30,46
	50	38,59		
	100	68,16		
Compactada ($w_{\text{ótima}}$)	25	69,47	58	29,6
	50	91,10		
	100	113,54		
Compactada (Saturada)	25	21,47	12,97	26,06
	50	43,05		
	100	60,05		

Fonte, Autor, 2014.

4.3 Apresentação e análise dos resultados das provas de carga realizadas

A previsão do comportamento geotécnico, em termos de resistência e deformabilidade é obtida de forma mais precisa a partir da realização de provas de carga direta.

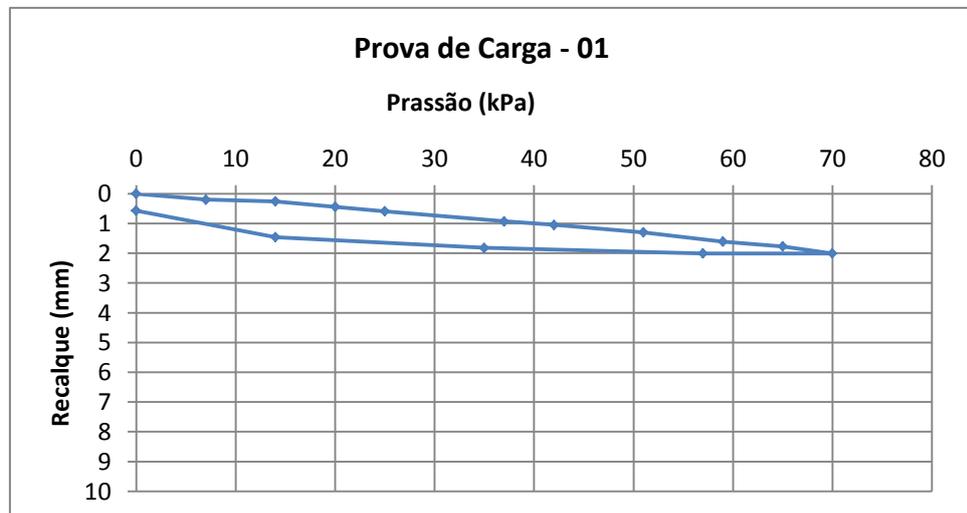
Foram realizados quatro ensaios de prova de carga, sendo duas executadas na condição natural e duas realizadas com inundação. Os resultados e análises desses ensaios são apresentados nos itens a seguir.

4.3.1 Provas de carga realizadas na condição natural

- Ensaio de Placa 01

O Gráfico 22 apresenta o comportamento da curva pressão *versus* recalque para o ensaio de placa 01 executado na condição de umidade natural. No ensaio foi aplicada pressão máxima de 70 kPa, obtendo um recalque total de apenas 2,01 mm.

Gráfico 22 – Curva carga x recalque – Prova de carga 01.



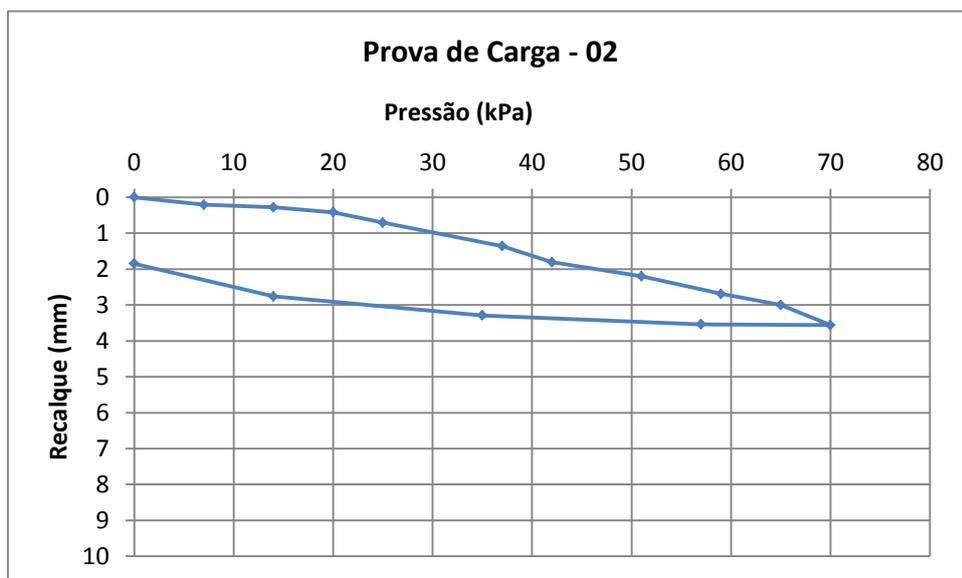
Fonte: Autor, 2013.

- Ensaio de Placa 02

O ensaio de prova de carga 02, também executado na condição de umidade natural, foi realizado com aplicação de uma pressão máxima de 70 kPa (capacidade do equipamento), e obteve-se novamente um recalque baixo, neste caso o valor máximo foi de

3,56 mm. O comportamento da curva pressão *versus* recalque está representado no Gráfico 23.

Gráfico 23 – Curva carga x recalque – Prova de carga 04.



Fonte: Autor, 2013.

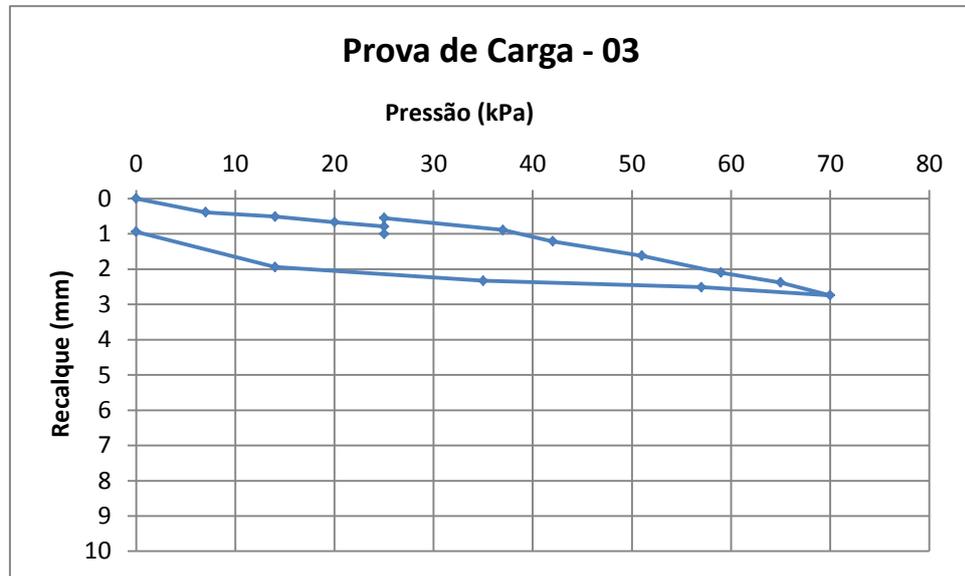
4.3.2 Provas de carga realizadas com inundação

Foram executados dois ensaios de prova de carga com inundação com água mantendo-se o nível de água constante durante todo o ensaio. Além disso, foram realizadas provas de carga sobre uma pequena camada de areia de 10 cm de espessura compactada com soquete manual. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

- Ensaio de Placa 03

O Gráfico 24 apresenta o comportamento da curva pressão *versus* recalque para o ensaio de placa 03 executado com inundação com água. No ensaio foi aplicada pressão máxima de 70 kPa, obtendo um recalque total de 2,74 mm.

Gráfico 24 – Curva carga x recalque – Prova de carga 03.



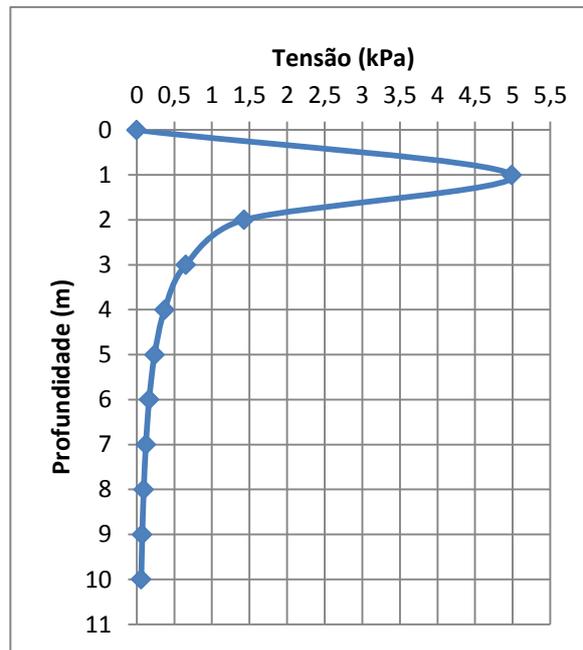
Fonte: Autor, 2013.

Pelo Gráfico 24 observa-se que a saturação ao redor da placa praticamente não alterou a relação pressão versus recalque obtida nos gráficos 18 e 19. Por outro lado, houve uma expansão de 0,016%, que assim como os resultados dos ensaios edométricos, não chegou a caracterizar o solo como expansivo. Vale observar que para o cálculo da expansão adotou-se como espessura do solo a profundidade do bulbo de tensão gerado pela placa durante o ensaio.

Com base na prova de carga direta, foi determinado o bulbo de tensão (

Gráfico 25) da futura fundação que é correspondente às placas usadas na prova de carga direta. Foi usada a tensão de projeto de 25 kPa para o cálculo do bulbo de tensão e determinada a profundidade de transmissão das tensões verticais aplicadas.

Gráfico 25 – Acréscimos externos de tensão para uma superfície flexível e circular.

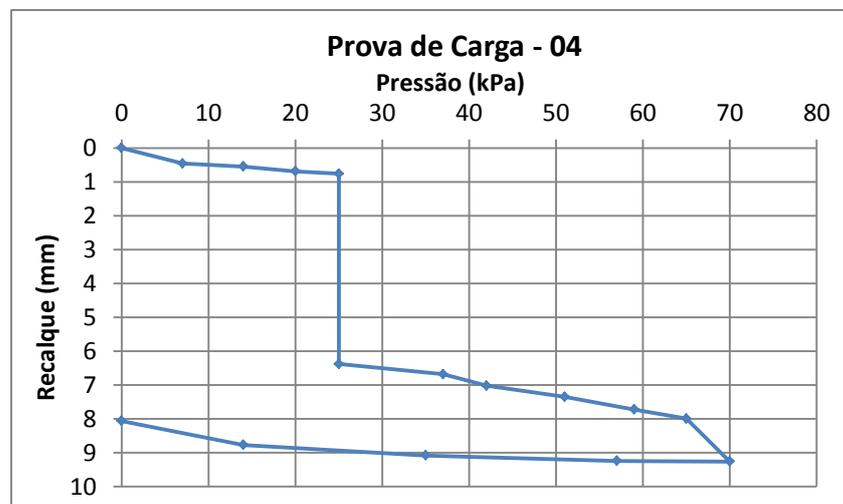


Fonte: Autor, 2014.

- Ensaio de Placa 04

O ensaio de prova de carga 04, também executado com inundação com água, foi realizado com aplicação de uma pressão máxima de 70 kPa, e obteve-se um recalque total de 9,26 mm. O comportamento da curva pressão versus recalque está representado no Gráfico 26.

Gráfico 26 – Curva carga x recalque – Prova de carga 04.



Fonte: Autor, 2013.

Neste caso, foi observado colapso do solo na pressão de 25 kPa e que foi provocado pela saturação do solo. O colapso foi estimado em 0,16%.

Comparando o colapso obtido na prova de carga do Gráfico 26 com o colapso obtido pelo ensaio edométrico duplo (Gráfico 6), que foi de 0,21%, observa-se resultados estimados com excelente concordância, demonstrando que ensaios edométricos duplos são capazes de indicar situações de colapso com confiabilidade bastante razoável. Outro fato que merece destaque é que, para esse caso, o uso de soquete manual para a compactação do solo abaixo da placa não apresentou eficácia suficientemente adequada que fosse capaz de anular o comportamento supostamente colapsível do solo.

Comparando agora a pequena expansão obtida na prova de carga do Gráfico 24 com os resultados dos ensaios edométricos simples, verifica-se que houve uma concordância na previsão da expansão que, em ambos os casos, apresentaram valores tão reduzidos que não foram capazes de caracterizar o solo como um solo expansivo.

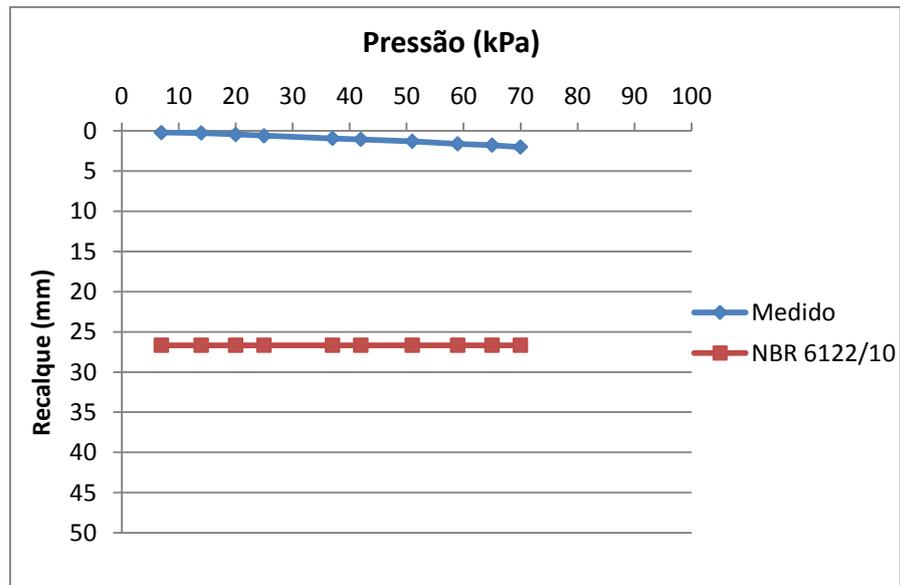
4.3.3 Previsão de Q_{ult} pelo Ensaio de Prova de Carga

- *Ensaio de Placa 01*

O Gráfico 27 contém os valores de carga (kPa) e recalque (mm) obtidos pelo ensaio de placa utilizados para a previsão de recalques. O gráfico apresenta-se linearizado, mostrando que no ensaio não foram aplicadas cargas capazes de produzir a ruptura do solo.

Neste mesmo gráfico aplicou-se o método de previsão de carga-recalque descrito pela NBR 6122/10, que como já era esperado, não possibilitou a obtenção da carga de ruptura do solo em questão.

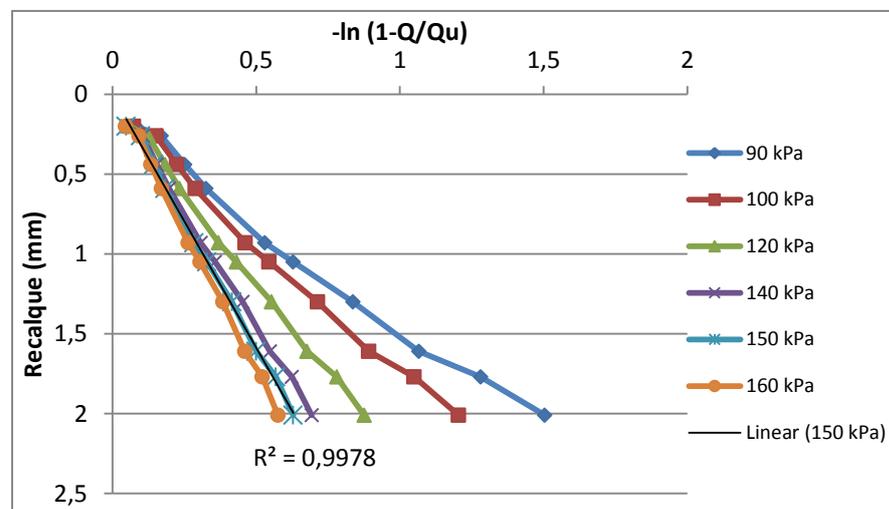
Gráfico 27 – Previsão de Qult pela NBR 6122/10 para o ensaio de placa 01.



Fonte: Autor, 2013.

Para a extrapolação da carga de ruptura (Q_u) foi construído o Gráfico 28 onde no eixo das abscissas tem-se valores de $-\ln(Q/Q_u)$ e no eixo das ordenadas os valores de recalque.

A previsão de Q_u foi então obtida pelo método de Van der Veen (1953), sendo definido para o ensaio de placa 01 uma carga de ruptura de 150 kPa, pois, essa foi a carga que possibilitou a curva que mais se aproximou de uma reta. (Gráfico 28)

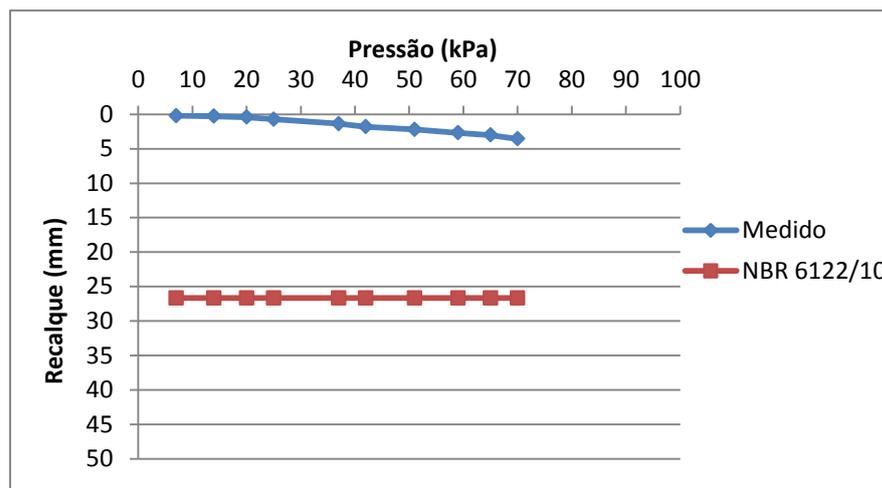
Gráfico 28 – Previsão de Q_u pelo método de Van der Veen (1953) para o ensaio de placa 01.

Fonte: Autor, 2013.

- *Ensaio de Placa 02*

Pelo Gráfico 29 observa-se que, novamente, a utilização do método da NBR 6122/10 não foi aplicável para a prova de carga 02. Isso ocorreu devido o ensaio não ter sido executado até níveis de carga que caracterizam a ruptura do solo.

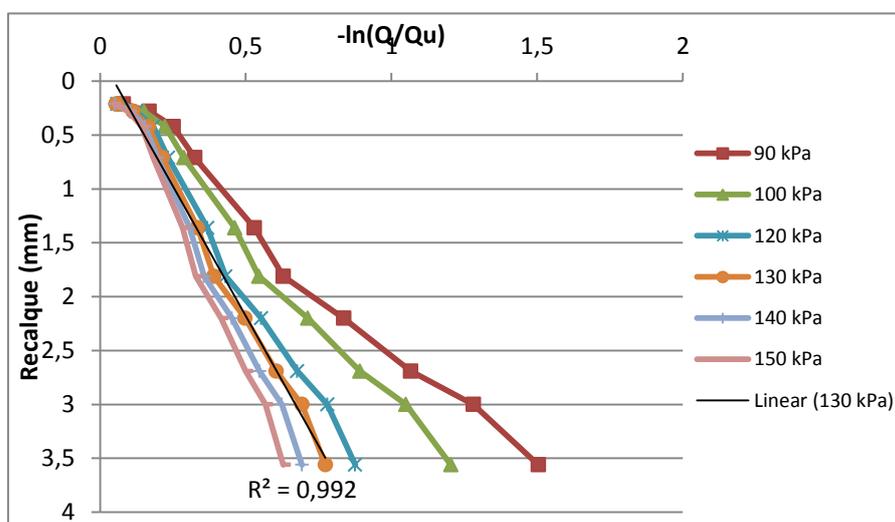
Gráfico 29 – Previsão de Q_u pela NBR 6122/10 para o ensaio de placa 02.



Fonte: Autor, 2013.

O método de Van der Veen (1953) foi utilizado para a previsão de Q_u no ensaio de placa 02, sendo obtido o valor de Q_u correspondente a 130 kPa pelo referido método, conforme Gráfico 30.

Gráfico 30 – Previsão de Q_u pelo método de Van der Veen (1953) para o ensaio de placa 02.



Fonte: Autor, 2013.

Considerando-se um fator de segurança (Fs) de 3, a Q_u média obtida nas provas de carga 01 e 02, estima-se que o conjunto solo natural/placa apresente uma pressão admissível (σ_{ADM}) de 47 kPa.

Calculando a tensão admissível (σ_{ADM}) a partir da proposta teórica de Vésic (1975), normalmente aplicando um Fs de 3, adotando para os parâmetros de resistência (c' e ϕ') obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto realizado na amostra indeformada, na umidade natural, estima-se o valor exagerado de 8106,3 kPa. A estimativa discordante mostra a dificuldade de se utilizar métodos teóricos para a estimativa de fundações de obras civis.

A Tabela 14 traz um resumo de fatores obtidos a partir dos ensaios oedométricos do solo na condição indeformado e compactado na umidade natural e inundado com água. A análise foi realizada para o solo no estado pré-adensado.

Tabela 14 – Resumo de fatores obtidos pelo ensaio oedométrico do solo em estudo.

Condição		σ'_c (kPa)	Cc	Cr	E_{oed} (kPa)	E (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (Grau)	LL (%)	LP (%)	γ_s campo (g/cm ³)	$W_{natural}$ (%)
Indeformado	Natural	170	0,048	0,0069	13837,3	6457,4	75	54,3	40	29	1,88	8
	Inundado	180	0,14	0,048	3958,9	1847,5	9,3	30,46				
Compactado	$W_{ótima}$	210	0,1	0,014	2585,5	1206,5	58	29,6				
	Inundado	67	0,15	0,027	4273,2	1994,2	12,97	26,06				

Fonte: Autor, 2014.

Vale observar que o módulo de elasticidade (E) da Tabela 14 foi obtido a partir do módulo oedométrico utilizando-se a seguinte expressão:

$$E_{EOD} = \frac{E(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} \quad (18)$$

Além disso, a partir de retroanálise das provas de carga realizadas estimaram-se valores para o módulo de elasticidade do solo de fundação das provas de carga. Dessa forma para a prova de carga 01 o módulo de elasticidade retroanalizado foi 22,5 kPa, para a prova de carga 02 foi 13,3 kPa, para a prova de carga 03 foi igual a 2,1 kPa e para a prova de carga 04 o valor estimado foi de 9,8 kPa.

Comparando-se os valores de E obtidos pelas provas de carga com as estimativas realizadas a partir de ensaios oedométricos, observam-se diferenças consideráveis de valores

estimados. Atribui-se as diferenças obtidas aos diferentes níveis de deformação dos ensaios, às condições de contorno também distintas, além da influência da amostragem nos resultados dos ensaios de adensamento.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

A partir da realização desta pesquisa foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

- A partir da realização de ensaios edométricos duplo, o solo avaliado foi qualificado como “condicionado ao colapso”;

- A compactação do solo, avaliada a partir de ensaios edométricos duplos, anulou o potencial de colapso, indicando ser um tratamento adequado para solos de comportamento colapsível;

- A partir de ensaios edométricos simples, os corpos de prova ensaiados na condição de umidade natural exibiram um comportamento expansivo de baixa magnitude, que foi praticamente anulado com a compactação do mesmo;

- Os parâmetros de resistência (c' e ϕ') estimados a partir de ensaios de cisalhamento direto nos corpos de prova na umidade natural, apresentaram redução apreciável de valores com a inundação. A redução na coesão (c') é atribuída a perda de sucção com a saturação e a redução do ângulo de atrito (ϕ') se atribui a alteração estrutural ocorrida com a inundação do corpo de prova, provavelmente devido ao colapso;

- Com relação aos corpos de prova compactados, houve redução apenas da coesão (c') com a inundação, pela perda de sucção. O ângulo de atrito (ϕ'), praticamente, ficou inalterado por não ter havido colapso durante o cisalhamento dos corpos de prova compactados.

- A utilização de métodos teóricos para a previsão da capacidade de carga (Q_u) do solo estudado não proporcionou previsões concordantes com os resultados obtidos a partir da realização de provas de carga diretas realizadas no solo natural.

- Comparando-se os módulos de elasticidade (E) obtidos a partir de retroanálises das provas de carga com estimativas realizadas a partir de ensaios oedométricos, foram observadas diferenças consideráveis. Atribui-se as diferenças obtidas aos diferentes níveis de

deformação dos ensaios, às condições de contorno também distintas, além da influência da amostragem nos resultados dos ensaios de adensamento.

5.2 Recomendações

Para a continuidade da presente pesquisa, recomenda-se a realização dos seguintes estudos:

- A complementação dos ensaios laboratoriais, para melhor compreensão do comportamento de suas características, incluindo ensaios triaxiais com corpos de prova no estado natural e saturado;
- Analisar a influencia do tipo de solicitação na magnitude da deformação de colapso, através de ensaios triaxiais;
- Identificar áreas que apresentem solos colapsíveis no estado do Ceará.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUILAR, S. A. S. **Deformabilidade de uma Argila Colapsível não Saturada sob Compressão Isotrópica com Sucção Controlada**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1990. Dissertação de Mestrado.

ALONSO, E.; LLORET, A. **Comportamiento de Suelos Parcialmente Saturados**. *Revista de Obras Publicas*, mayo-junio, pags. 435 a 461, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Análise Granulométrica**. NBR 7181. Rio de Janeiro, 13 p, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do Limite de Liquidez**. NBR 6459. Rio de Janeiro, 6 p, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do Limite de Plasticidade**. NBR 7180. Rio de Janeiro, 3 p, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação da Massa Específica Aparente, “In Situ”, com Emprego do Franco de Areia**. NBR 7185. Rio de Janeiro, 7p, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de Compactação**. NBR 7182. Rio de Janeiro, 10 p, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Índice de Suporte Califórnia**. NBR 9895. Rio de Janeiro, 14 p. 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 91 p, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de Adensamento Unidimensional**. NBR 3336. Rio de Janeiro, 1990.

ASTM D5298-92. **Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper**. ASTM Standards, vol 15.09. p 264 – 268, 1992.

BISHOP, A. W. **The Principle of Effective Stress**. Publish in Teknisk Ukeblad, vol. 106, nº 39, p. 859-863, 1959.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. **Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Unsaturated Soils**. Geotechnique, vol. 13, nº 103, p. 447-466, 1963.

CAMPOS, H.; BRAGA, A.P.C.; MELLO, A. A.; SOUZA, E. M.; ; SILVA, F. A. F.; FRANÇA, J. B. **Projeto Rio Jaguaribe**. Brasília, MME/DNPM, 1979.

CASTILLO, H.; RICO, A. **La Ingeniería de Suelos em las Vias Terrestres**. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Editorial Limusa, Mexico, 1976.

CBTU. Execução de Aterros. Instrução Técnica de Serviços de Infraestrutura, 1986.

CERNICA, J. N. **Geotechnical Engineering: Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 453p, 1995.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S. & MONTGOMERY-SMITH, G. **A low cost method of assessing clay desiccation for Low-Rise Buildings**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 92, n. 2, p. 82-89. 1992.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP, São Carlos, 116 p, 1998.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. **Design considerations for collapsible soils**. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 107, nº GT3, p. 305-317, mar. 1981.

CPRM. **Diagnóstico do Município de Icó**. Programa de Recenseamento de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea. Serviço Geológico do Brasil, 1998.

CPRM. **Estudos Hidrogeológicos das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro**. Serviço Geológico do Brasil, 2004.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Determinação da Densidade Real**. Norma Rodoviária, Método de Ensaio, DNER-ME 093, 1994.

DNIT. **Manual de Pavimentação**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 274 p, 2006.

FERREIRA, S. R. M. **Solos Colapsíveis do Nordeste**. Geotecnia do Nordeste, Editora Universitária UFPE, 2005.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devido à Inundação**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995. Tese de Doutorado.

FONSECA, C. E. **Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada em Solos não Saturados**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1991. Dissertação de Mestrado.

FREDLUND, D. G. **Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soil**, 1979.

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

FREDLUND, D. G. MORGENSTERN, N. R. **Stress State Variables for Unsaturated Soil**. Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.103 (GT5) p. 447-465, 1977.

FREDLUND, D. G. MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A., **The Shear Strength of Unsaturated Soils**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No3, pp. 313-321. 1978.

FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the Soil-Water characteristic Curve**. Canadian Geotechnical Journal, v. 31(3): p. 521-532, 1994.

FUTAI, M. M. **Análise de Ensaios Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 255 p, 1997. Dissertação de Mestrado.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. & LACERDA, W. A. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Não-Saturados**, Anais do 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 43-54, São Carlos, SP, 2004.

GENS, A.; ALONDO, E. E.; **Modeling tile Behavior of Compacted Soils upon Wetting**. Marsal Volume, México, 1992.

GOMES, R. J. **Estudo Geotécnico de um Solo Superficial da Cidade de Bragança Paulista** – SP. Universidade Estadual de Campinas, 2006. Dissertação de Mestrado.

GUSMÃO, J. A. F. **Fundações: do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia**. Editora Universitária UFPE, 1998.

HOGENTOGLER, C. A. **Essentials of Soil Compaction. In: Highway Board, Proceedings...** Washington, D. C. National Research Council, v. 16, p. 309-316, 1936.

JENNINGS E. & KNIGHT K. **The Prediction of Total Heave From The Double Oedometers Test**. Proc. Symposium on Expansive clays 7 (9), 13-19, Johannesburg, South Africa, 1957.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados bajo Succión Controlada**. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Laboratório de Geotecnia, Madri, 1997.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.,. **Mecânica de Suelos**, versão autorizada em espanhol da edição em inglês (1969), por John Wiley & Sons Inc., Editorial Limusa, 5ª reimpressão, México. 1987.

LEME, R. F. **Influência da Sucção Mátrica nas Condições de Fluxo e Estabilidade de Taludes da Barragem Pesqueiro**. Universidade Federal do Ceará, 2009. Dissertação de Mestrado.

LIMA, M. R.; **Estudo Palinológico de Sedimentos da Bacia de Icó, Cretáceo do Estado do Ceará, Brasil**. Instituto de Geociências/USP, 1990.

MAHLER, CLAUDIO FERNANDO. **Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1994. Tese de Doutorado.

MARINHO, F. A. M., **Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro**, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 2, 515-522, 1994.

MARINHO, F. A. M. **Medição de Sucção em Solos**. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT 97 – Rio de Janeiro – RJ, v.2, p. 373 – 397, 1997.

MARINHO, F. A. M; PINTO, C. S. **Soil Suction Measurement Using a Tensiometer. Symposium on Recent Development in Soil and Pavement Mechanics**, Balkema, Rotterdam, p. 249-254, 1997.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.

MARIZ, D. FARIA. **Um Estudo Físico-Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquióxicos Micro-Agregados do Planalto Central**. Dissertação Mestrado, UFRJ, 1993.

MASSAD, FAIÇAL. **Obras de Terra Curso Básico de Geotecnia**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2ª ed., 2010.

MATYAS E.L. & RADHAKRISHNA H.S. 1968. **Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soil**. Géotechnique, 18, 432-448.

MENDONÇA, M. B. **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990. (Dissertação de Mestrado)

MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; PADILHA, A. C. C. **Curvas Características de Sucção do Solo Laterítico da Região de Londrina/PR**. Revista de Ciências e Tecnologia, v.12, nº 24, p. 63-74, 2006.

MILITITSKY, JARBAS; CONSOLI, NILO CESAR; SHNAID, FERNANDO. **Patologia das Fundações**. Editora Oficina de Textos, 2008.

NELSON, J.; MILLER, D. J. **Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering**. John Wiley e Sons, Inc., p. 259, 1992.

PEREIRA, ÁLVARO. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Análise Experimental e Teórica**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006. Dissertação de Mestrado.

PINTO, C. SOUZA. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, Ed. Oficina de Textos. 2006.

PRESA, E. P. **Indeformabilidad de Las Arcillas Expansivas Bajo Succion Controlada**, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 1982.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. **Collapse Potencial of Soil Water Chemistry**, 1973.

RICARDO, H. S.; CATALANI, G. **Manual Prático de Escavação: terraplanagem e escavação de rocha**. 3ª ed. Editora Pini, 2007.

ROCHABRASIL. **Relatório Prova de Carga Direta**, Icó-CE, 2012.

SANTOS, A. G. **Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica Saturada de um Rejeito de Minério de Ferro**. Universidade Federal de Ouro Preto, 2004. (Dissertação de Mestrado)

SILVA, J. M. J. **Solos Expansivos**. Geotecnia do Nordeste, Editora Universitária UFPE, 2005.

STEFANOFF, G.; JELLEV, J.; TSANKOVA, N. et al. Stress and Strain State of a Cement-loess Cushion. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983.

TRINDADE, P. T et al. Compactação dos Solos Fundamentos Teóricos e Práticos. Editora Universidade Federal de Viçosa, 2011.

UFAM. Mecânica dos Solos. Notas de Aula. Universidade Federal do Amazonas, 2003.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: ICSMFE, 3., 1953, Zurich. Proceedings...Zurich, v. 2, p. 84-90, 1953.

VASCONCELOS, M. A.; GOMES, F. E. M.; Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Iguatu. Folha SB.24-Y-B. Estado do Ceará. CPRM, 1998.

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

PERTA. <<http://www.perta.pt/produtos/ensaio-de-compactacao-proctor-manual/#!prettyPhoto>> Acessado em: 12.06.13.