

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL**

**LOUISE HELLENA BIANCHI
MARJORIE DOS SANTOS RAMOS**

**CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DE COLAPSIBILIDADE DE UM
SOLO DA REGIÃO DE CAMPINAS / SP**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2013

**LOUISE HELLENA BIANCHI
MARJORIE DOS SANTOS RAMOS**

**CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DE COLAPSIBILIDADE DE UM
SOLO DA REGIÃO DE CAMPINAS / SP**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro de Produção Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo

Co-orientador: Prof. Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi

CURITIBA

2013



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Ponta Grossa

Nome da Diretoria
Nome da Coordenação
Nome do Curso



TERMO DE APROVAÇÃO

**CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DE COLAPSIBILIDADE DE UM SOLO DA
REGIÃO DE CAMPINAS / SP**

por

LOUISE HELLENA BIANCHI

MARJORIE DOS SANTOS RAMOS

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado em 07 de agosto de 2013 como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. As candidatas foram argüidas pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo
Prof. Orientador

Prof. Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi
Prof. Co-orientador

Prof. José Luiz Brandi
Membro titular

- O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do Curso -

AGRADECIMENTOS

Certamente estes parágrafos não irão atender a todas as pessoas que fizeram parte dessa importante fase de nossas vidas. Portanto, desde já pedimos desculpas àquelas que não estão presentes entre essas palavras, mas elas podem estar certas que fazem parte do nosso pensamento e de nossa gratidão.

Agradecemos ao Engenheiro Civil Joaquim Duarte pelo apoio e partilha dos seus conhecimentos.

Ao nosso orientador Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo, pela sabedoria com que nos guiou nesta trajetória.

Aos nossos colegas de sala.

Gostaríamos de deixar registrado também, o nosso reconhecimento à nossas famílias, pois acreditamos que sem o apoio deles seria muito difícil vencer esse desafio.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

RESUMO

BIANCHI, L. H.; RAMOS, M. S., **Correlações com Parâmetros de Colapsibilidade de um Solo da Região de Campinas / SP**. 2013.p.93.Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia de Produção Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2013.

Os solos não saturados apresentam comportamento relativamente complexo e sua padronização é objeto de estudo de diversos profissionais da área geotécnica e geológica. Nesse trabalho correlaciona-se os parâmetros de um solo da região de Campinas / SP a fim de obter a classificação do solo quanto à colapsibilidade. Em alguns dos poços ensaiados havia previamente a confirmação da existência de solos colapsíveis, e, através da aplicação de alguns critérios de identificação de solos colapsíveis, pré-existentes na literatura, tentou-se determinar a possibilidade de ocorrência do colapso. O objetivo desse estudo foi analisar a eficácia dos critérios citados no referencial teórico para o solo em questão. Pode-se dizer que os critérios estudados, de maneira geral, não se aplicam à região estudada.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Critérios de identificação de solos colapsíveis. Correlação de parâmetros. Colapso.

ABSTRACT

BIANCHI, L. H.; RAMOS, M. S., **Correlations with collapsibility parameters of a soil in Campinas / SP region**. 2013. p.93. Paperwork of Course Conclusion (Bachelor's Degree in Civil Engineering) - Federal Technology University of Parana.

Non saturated soils present relatively complex behavior and their standard is field of study of many geotechnical and geological professionals. This paper correlates parameters of a soil in Campinas / SP region in order to obtain the collapsibility classification of it. Some of the tested wells already had confirmation of the existence of collapsible soils and through the application of some collapsible soils identification criteria (pre-existing in the literature) was possible to obtain the determination of collapse occurrence possibility. The objective of this work is to analyze the efficiency of the criteria presented in the theoretical framework for the soil in question. It's possible to say that the studied criteria, in general, can't be applied to the studied region.

Keywords: Collapsible Soils. Collapsible Soils Identification Criteria. Parameters correlations. Collapse.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1–Histerese da Curva Característica(MELGAREJO, 2002)	15
Figura 2 - Estruturas metaestáveis sustentadas por forças eletromagnéticas (BARDEN, et al., 1973)	17
Figura 3 - Vínculos formados por capilaridade(BARDEN, et al., 1973)..	18
Figura 4 - Envoltórias de resistência para solos não saturados(LU, et al., 2004).....	22
Figura 5 - Ilustração do ensaio SPT	29
Figura 6 - Ilustração do amostrador padrão de Raymond (NBR 6484/80)	30
Figura 7–Ilustração de montagem do torquímetro.....	31
Figura 8 - Trados: cavadeira (\varnothing mín 63,5mm); helioidal (\varnothing mín 63,5mm) (NBR 9603, 1986)	32
Figura 9 - Critério GIBBS & BARA para identificação da colapsibilidade dos solos ..	38
Figura 10 - Ensaio edométrico simples (FEUERHARMEL, 2003)	40
Figura 11 - Ensaio edométrico duplo para solos normalmente adensados.....	41
Figura 12 - Ensaio edométrico duplo para solos pré adensados (JENNIGS, et al., 1975)	41
Figura 13 - Gráfico da análise Granulométrica segundo escala ABNT de um material genérico	44
Figura 14 - Gráfico de classificação do solo segundo os parâmetros e' e c' (LOLLO, 2008)	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente de Colapsibilidade	36
Tabela 2 - Limites do critério de JENNINGS & KNIGHT (FEUERHARMEL, 2003)	39
Tabela 3 - Gráfico dos limites de plasticidade e estados do solo (LOLLO, 2008)	45
Tabela 4 - Classificação do solo quanto à plasticidade (LOLLO, 2008)	46
Tabela 5 - Classificação do solo de acordo com a SUCS	47
Tabela 6 - Grupos de Classificação segundo AASHTO	49
Tabela 7 - Valores de A, B, LL, IP para classificação AASHTO	50
Tabela 8 - Ensaios de Laboratório nos pontos PB1, PB2 e PB4	57
Tabela 9 - Ensaios de Laboratório nos pontos PB4, PB5, PB6 e PB7	58
Tabela 10 - Ensaios de laboratório nos pontos PB8, PB9 e PB10	59
Tabela 11 - Ensaios de laboratório no ponto PB11	60
Tabela 12 - Poços sem informação de índice de vazios	61
Tabela 13 - Cálculo do Grau de Saturação (Sr)	63
Tabela 14 - Cálculo do índice de vazios no limite de liquidez	65
Tabela 15 - Critério DENISOV aplicado aos poços	67
Tabela 16 - Critério PRIKLONSKIJ aplicado aos poços	69
Tabela 17 - Código de Construção da União Soviética aplicado aos poços	69
Tabela 18 - Código de obra da URSS aplicado aos poços	71
Tabela 19 - Critério FEDA aplicado aos poços	73
Tabela 20 - Critério de GIBBS & BARA aplicado aos poços	74
Tabela 21 - Critério de HANDY aplicado aos poços	75
Tabela 22 - Critério de JENNINGS & KNIGHT aplicado aos poços	76
Tabela 23 - Resultados	78

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÔNIMOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	California Bearing Ratio
CC	Coeficiente de curvatura
CI	Coeficiente de colapsividade
CIU	Consolidado, Isotropicamente, Não Drenado
CNU	Coeficiente de não conformidade
CP	Corpo de prova
CPT	Cone Penetration Test (Ensaio de Penetração de Cone)
Cu	Coeficiente de uniformidade
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
IG	Índice de grupo
IP	Índice de plasticidade
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de plasticidade
MCT	miniatura, compactado, tropical
MCV	Moisture Condition Value
MIT	Massachusetts Institute of Technology
PC	Potencial de colapso
PI	Coeficiente de perda por imersão
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test with Torque Measurements
SUCS	Unified Soil Classification System

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVOS.....	9
1.1.1 Objetivo Geral.....	9
1.1.2 Objetivos Específicos.....	10
1.2 JUSTIFICATIVA.....	10
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	11
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	11
2.2 ÍNDICES FÍSICOS.....	12
2.3 SOLOS NÃO SATURADOS.....	12
2.3.1 Fenômeno de Sucção.....	13
2.3.2 Curva Característica do Solo.....	14
2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	15
2.4.1 Estrutura dos Solos Colapsíveis.....	15
2.4.2 Propriedades dos Solos Colapsíveis.....	18
2.4.2.1 Comportamento à compressão.....	19
2.4.2.2 Resistência ao cisalhamento.....	19
2.4.2.3 Permeabilidade.....	23
2.4.3 Tipos de Solos Sujeitos ao Colapso.....	24
2.4.3.1 Aterro compactado.....	24
2.4.3.2 Depósitos de origem eólica.....	24
2.4.3.3 Depósitos de origem aluvial.....	25
2.4.3.4 Perfis de solos residuais (solos lateríticos).....	25
2.4.4 Fatores que Influenciam o Colapso.....	26
2.4.5 Tipos de Sondagens.....	28
2.4.5.1 Ensaio SPT.....	28
2.4.5.1.1 SPT-T.....	30
2.4.5.2 Sondagem a trado.....	32

2.4.5.3 Ensaio CPT.....	32
2.4.6 Sondagens que Identificam o Solo Colapsível.....	33
2.4.7 Critérios de Identificação de Solos Colapsíveis.....	34
2.4.7.1 Critérios baseados nos índices físicos.....	34
2.4.7.1.1 Critério de DENISOV (1951).....	34
2.4.7.1.2 Critério de PRIKLONSKIJ (1952).....	35
2.4.7.1.3 Código de construção da União Soviética.....	35
2.4.7.1.4 Código de obra da URSS.....	36
2.4.7.1.5 Critério de FEDA (1966).....	36
2.4.7.1.6 Critério de GIBBS & BARA (1962).....	37
2.4.7.1.7 Critério de HANDY (1973).....	38
2.4.7.1.8 Critério de JENNINGS & KNIGHT (1975).....	38
2.4.7.2 Critérios baseados em ensaios de laboratório.....	39
2.4.7.2.1 Ensaio edométrico simples.....	39
2.4.7.2.2 Ensaio edométrico duplo.....	40
2.4.7.3 Classificação dos solos e dos solos colapsíveis.....	41
2.4.7.3.1 Classificação Genérica Geral.....	42
2.4.7.3.2 Classificação textural ou granulométrica.....	43
2.4.7.3.3 Classificação unificada (SUCS).....	46
2.4.7.3.4 Classificação AASHTO.....	49
2.4.7.3.5 Classificação MCT.....	50
3 ESTUDO DE CASO.....	53
3.1 APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....	53
3.1.1 Caracterização do Estudo de Caso.....	53
3.1.2 Caracterização Geológica e Geotécnica.....	53
4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	56
4.1 EMBASAMENTO TEÓRICO.....	56
4.2 DADOS.....	56
4.3 CÁLCULO DOS DADOS.....	61

4.3.1 Cálculo dos índices.....	61
4.3.1.1 Grau de Saturação.....	62
4.3.1.2 Índice de vazios no limite de liquidez.....	65
5 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS.....	67
5.1 CRITÉRIO DE DENISOV (1951)	67
5.2 CRITÉRIO DE PRIKLONSKIJ (1952)	68
5.3 CÓDIGO DE CONSTRUÇÃO DA UNIÃO SOVIÉTICA.....	69
5.4 CÓDIGO DE OBRA DA URSS	70
5.5 CRITÉRIO DE FEDA (1966)	72
5.6 CRITÉRIO DE GIBBS & BARA (1962).....	74
5.7 CRITÉRIO DE HANDY (1973).....	75
5.8 CRITÉRIO DE JENNINGS & KNIGHT (1975).....	76
6 RESULTADOS	77
6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	77
6.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	81
7 CONCLUSÃO.....	83
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	83
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	83
REFERÊNCIAS.....	85
ANEXO I.....	90

1 INTRODUÇÃO

As camadas mais superficiais do solo estão constantemente em contato com a água, seja proveniente da chuva ou da evaporação da vegetação. As mais profundas podem estar sujeitas a capilaridade através de lençóis freáticos, tubulações subterrâneas entre outras. A perda ou retenção de água faz com que o solo altere suas propriedades iniciais passando a responder às mesmas solicitações de forma diferente.

Solos colapsíveis são solos não saturados formados em ambientes onde uma estação chuvosa se alterna com períodos muito secos. Apresentam deformações volumétricas acentuadas, rápida compressão, quando encharcados sem que varie a tensão total a que estejam submetidos.

São comuns em regiões de clima tropical, mas também podem ser encontrados na região do Mediterrâneo e no norte da África. No Brasil, esse tipo de solo está presente em grandes extensões da região Centro-Sul, especialmente no interior de São Paulo e Paraná.

O estudo do comportamento e a estrutura dos solos colapsíveis (característica não saturada) foi ainda pouco explorado. Os ensaios que definiram os parâmetros e comportamento dos solos e, de maneira geral, os princípios da Mecânica dos Solos, tiveram como base solos saturados e solos secos. Apesar da maioria das edificações serem construídas sobre solos não saturados, a utilização de solos saturados como amostra de estudos, deve-se a suposição de que solos saturados apresentam um comportamento mais crítico quando sujeitos à solicitação permanente ou acidental.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

- Analisar através de critérios de identificação a colapsibilidade de um solo em Campinas – SP.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Examinar o comportamento do solo através da correlação de parâmetros;
- Verificar a incidência do colapso em poços de amostras indeformadas previamente ensaiados;

1.2 JUSTIFICATIVA

O estudo de solos colapsíveis ainda é relativamente recente para muitos profissionais geotécnicos. Apesar da identificação de solos colapsíveis ser complexa e rara, esse fenômeno ocorre em grande parte do estado de São Paulo, do Brasil e do mundo, o que justifica a necessidade de novos estudos sobre o tema.

O solo colapsível tem características peculiares, devido à sua formação, alta porosidade, presença de agentes cimentantes e condição não saturada. Apresenta elevado recalque quando saturado e, portanto, riscos à estrutura e às pessoas.

Justificando a importância do conhecimento da colapsibilidade dos solos, não somente para a Engenharia Civil, mas também para diversas outras áreas do conhecimento, José Augusto de Lollo, em entrevista à Agência FAPESP (2009), explica:

“Os riscos ambientais e os problemas de segurança ocasionados pelos solos colapsíveis tornam o conhecimento do tema importante também para pesquisadores de outras áreas do conhecimento, como geologia, engenharia ambiental, engenharia agrícola, engenharia de minas e arquitetura.”

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios que definiram os parâmetros e comportamento dos solos e, de maneira geral, os princípios da Mecânica dos Solos, tiveram como base solos saturados. Apesar da maioria das edificações serem construídas sobre solos não saturados, a utilização de solos saturados como amostra de estudos, deve-se a suposição de que solos saturados apresentam um comportamento mais crítico quando sujeitos à solicitação permanente ou acidental.

Solos colapsíveis são solos considerados metaestáveis, ou seja, são estáveis até determinado teor de umidade e quando esse teor é ultrapassado, apresentam uma considerável e rápida compressão, sem que varie a tensão total a que estão submetidos, levando-os ao colapso.

Basicamente, um solo colapsível pode ser caracterizado por dois pontos principais: sua estrutura porosa (caracterizada pelo alto índice de vazios) e baixa umidade (menor do que a necessária para a sua saturação). Segundo Barden et al. (1973), essa estrutura potencialmente instável, combinada com um valor suficientemente elevado do componente de tensão aplicada e alto valor de sucção do solo (ou outro agente de ligação ou "cimentação"), para estabilizar os contatos intergranulares, são as três condições necessárias para a ocorrência do colapso.

Com relação aos índices físicos, Lollo (2008) afirma que apesar dos valores variarem para cada tipo de solo, as principais propriedades podem ser generalizadas. Em sua condição natural, os solos colapsíveis apresentam massa específica aparente seca baixa, índice de vazios e porosidade altos (em geral, superior a 40%), baixo grau de saturação (inferior a 50%), textura predominantemente arenosa e plasticidade reduzida.

2.2 ÍNDICES FÍSICOS

Os índices físicos do solo são parâmetros determinados para avaliar as condições físicas de um solo e, assim, enquadrá-lo a uma categoria. Eles provêm da relação quantitativa dos grãos, ar e água presentes (LOLLO, 2008).

A partir da relação de volumes, entre os três elementos que constituem os solos; fases líquida, sólida e gasosa, é possível determinar a porosidade, o índice de vazios e o grau de saturação do material. Com estas informações e também a massa, é possível determinar a massa específica natural do solo, massa específica dos sólidos, massa específica da parte líquida, geralmente água, e umidade (LOLLO, 2008).

A determinação dos índices físicos é fundamental para a análise geotécnica do solo. A determinação dos demais índices físicos provêm de equações que correlacionam os índices físicos básicos citados.

2.3 SOLOS NÃO SATURADOS

O grau de saturação depende do ambiente, clima, umidade, fatores regionais e sociais nos quais o solo está localizado. Pode-se dizer que abaixo do nível d'água os solos estão, em geral, sujeitos a poro pressão positiva, portanto denominados solos saturados. Acima deste nível os solos estão não saturados (FEUERHARMEL, 2003).

O solo não saturado é constituído de três fases: sólida, líquida e gasosa, sendo elas representadas pelos grãos, água e ar, respectivamente. Quando a quantidade de água é baixa, grau de saturação até 80%, o ar fica distribuído de maneira uniforme e contínua, formando micro canais. A superfície de contato água-ar, denominada membrana contrátil, é responsável pela pressão negativa nos poros da água. Quando o grau de saturação é mais elevado, cerca de 90%, o desempenho do solo muda, o ar fica disperso formando micro bolhas dentro do solo e a água tem comportamento contínuo (LOLLO, 2008).

O solo não saturado apresenta comportamento diferente ao solo saturado quando sujeito a pressão. Por existir micro espaços preenchidos de ar no solo não

saturado, este possui característica compressível, ou seja, o fluido pode ser comprimido ocupando os poros vazios. Quando este fenômeno acontece, e toda massa gasosa do solo é eliminada, o solo é dito saturado. De um modo geral, os solos não saturados apresentam uma queda de resistência quando atingem a saturação. Este grau de saturação define a incompressibilidade do solo (LOLLO, 2008).

Após a saturação do solo, poderá ocorrer perda de resistência na interface entre os grãos e diminuição da sucção. Quando este solo perde o teor de umidade, na forma de vapor, por exemplo, de maneira geral ele pode chegar ao colapso (LOLLO, 2008).

2.3.1 Fenômeno de Sucção

A sucção é uma pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou diminuindo seu grau de saturação. (LOLLO, 2008 apud MARINHO, 1997, p.75). Em outras palavras, a sucção é a pressão responsável por reter ou eliminar a água do solo.

A sucção (Ψ) pode ser definida pela equação de Kelvin:

$$\Psi = \frac{R.T}{v_w \cdot \omega_v} \ln \frac{u_v}{u_{v0}} \quad (2.1)$$

T = temperatura absoluta em [K]

R = constante universal dos gases [8,31432 J/mol.K]

v_w = volume específico da água [m³/kg]

ω_v = massa molecular do vapor de água do poro

u_v = pressão parcial de vapor da água do poro

u_{v0} = pressão de saturação do vapor de água sobre uma superfície plana de água pura, na mesma temperatura [kPa]

A equação de Kelvin representa qualquer variação na pressão parcial de vapor d'água dentro do solo.

Se a sucção ocorrer devido à modificação da concentração do líquido, é denominada sucção osmótica, absorve água quando o teor de sais se eleva e

elimina na ocorrência contrária. Quando ocorre interação entre a água e partículas sólidas (grãos) na forma de adsorção ou capilarização, a sucção é denominada matricial, provinda da matriz do solo. (LOLLO, 2008)

A soma dos dois tipos de sucção, matricial e osmótica, representa a sucção total do solo.

Segundo Lollo (2008), para solos não saturados, somente a sucção matricial é considerada, sendo esta a de maior influência na alteração do teor de umidade do solo. A representação da retenção de água pelas partículas do solo é definida pela diferença entre a poro pressão de ar (u_a) e a poro pressão de água (u_w). A sucção matricial está intimamente relacionada com a geometria do poro.

2.3.2 Curva Característica do Solo

A interpretação da curva característica do solo não saturado é importante para determinar o teor de umidade volumétrico em relação à sucção matricial do material. Ou seja, a curva característica de solos não saturados desempenha o mesmo papel que a curva de adensamento para solos saturados. A curva característica de solos não saturados descreve a capacidade de um solo armazenar água quando sujeito a sucção (FEUERHARMEL, 2003).

A curva característica é produzida pela verificação do comportamento da amostra de solo ensaiada. Através da secagem ou umedecimento do solo, acompanhamento das etapas de alteração no teor de umidade, e do valor da sucção matricial para as respectivas condições, é possível construir a curva específica do solo ensaiado.

Os principais pontos da curva característica são o ponto de entrada de ar, também denominado sucção na entrada de ar e teor de umidade residual. O ponto da sucção da entrada de ar é o momento de início da queda do teor de umidade, então o gráfico passa por uma etapa denominada zona de transição, na qual a amostra passa por secagem. A perda da umidade pela secagem deixa o solo poroso, este então atinge o limite da zona de transição com a de não saturação, no instante que se torna difícil a remoção da água por drenagem. No fim da zona do teor de umidade residual, o teor de umidade deve se aproximar de zero. O inverso

acontece quando o solo inicia o ensaio não saturado, ele deve ser umedecido a fim de elevar o teor de umidade ao ponto limite de entrada de ar (LOLLO, 2008).

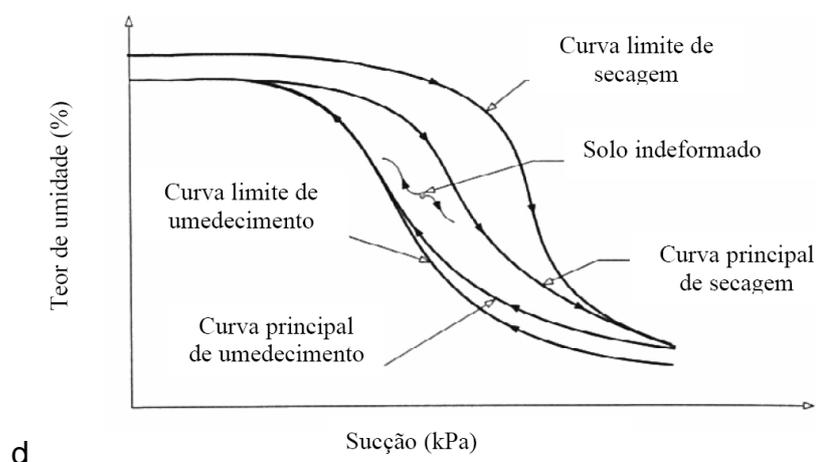


Figura 1–Histerese da Curva Característica (MELGAREJO, 2002)

Quando plotadas juntamente, essas curvas mostram que o comportamento do solo varia quando submetido à secagem ou umedecimento. A diferença da curvatura cria uma região central no gráfico denominada histerese. A histerese representa o comportamento distinto entre o processo de saturação e não saturação (FEUERHARMEL, 2003).

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

2.4.1 Estrutura dos Solos Colapsíveis

Segundo Lollo (2008, apud COLLARES, 1997, p.67), a ocorrência do colapso está condicionada a existência de uma estrutura com elevada porosidade associada ao equilíbrio metaestável entre as partículas, que é mantido pela presença de um vínculo capaz de conferir uma resistência temporária ao solo.

Lollo (2008) ainda destaca os principais fatores capazes de garantir ao solo esta resistência temporária: as forças eletromagnéticas de superfície, a sucção e a presença de substâncias cimentantes, como óxidos de ferro e carbonatos. Portanto, quando ocorrem variações de sucção por umedecimento, mudanças no estado de

tensões ou alterações do equilíbrio magnético e das ligações cimentantes, esta estabilidade provisória é interrompida, levando o solo ao colapso.

Ainda segundo o autor, a estrutura metaestável pode ter a resistência temporária do solo atribuída às tensões capilares que atuam no interior do perfil.

Lollo (2008) explica que “a interface ar-água existente nos vazios do solo produz pressão neutra negativa”. Desta forma, podemos considerar o princípio das tensões efetivas:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

Onde:

σ' - tensão efetiva;

σ - tensão total; e

u - pressão neutra.

Nos solos colapsíveis, a tensão efetiva se torna maior que a tensão total, o que justifica o acréscimo de resistência aparente. Este acréscimo diminui conforme as tensões capilares são eliminadas, pela saturação do solo, por exemplo, que reduz a pressão de contato entre as partículas (LOLLO, 2008apud DUDLEY, 1970, p.68).

Outra razão para o aumento da rigidez da estrutura, segundo Lollo (2008), é o aumento da sucção matricial ($u_a - u_w$), que é a pressão na água intersticial devido à capilaridade e às forças de adsorção.

O autor cita os dois tipos de sucção matricial: a sucção devido à capilaridade, que, de um modo geral, tem maior importância para baixas sucções, quando os poros têm diâmetros relativamente grandes, e a sucção devido às forças de adsorção, que são mais relevantes para altos valores de sucção, ou seja, para poros de menores diâmetros.

Ainda segundo Lollo (2008), “a variação da sucção condiciona o aparecimento de uma família de curva de compressão confinada”, o que dificulta a atribuição de um único valor para a tensão de pré-adensamento. Por esse motivo, os valores de tensão encontrados são chamados de tensão de pré-adensamento aparente ou virtual.

O autor exemplifica a situação citando os solos laterizados, comuns no Estado de São Paulo, que apresentam tensão de pré-adensamento virtual. Quando solicitados em células edométricas, estes solos apresentam comportamento similar aos solos sedimentares pré-adensados, ou seja, têm comportamento rígido quando

as tensões externas são menores do que a tensão de pré-adensamento virtual, mas, quando são umedecidos e a sucção diminui, apresentam alta compressibilidade.

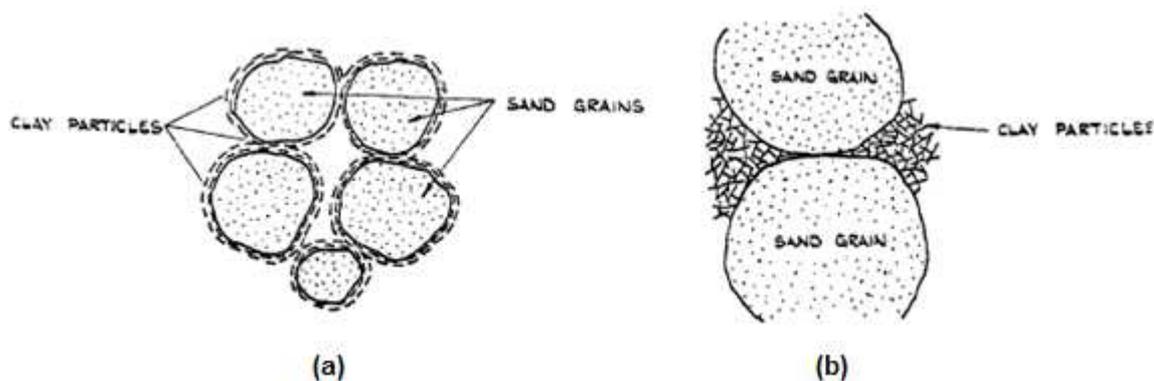


Figura 2 - Estruturas metaestáveis sustentadas por forças eletromagnéticas (BARDEN, et al., 1973)

As Figuras 2 e 3 mostram os modelos de vínculos possíveis entre partículas. Os vínculos da Figura 2, sustentados por forças eletromagnéticas apresentam os grãos maiores conectados por partículas de argila ou silte. Nesse caso, Lollo (2008) explica que a resistência aparente do solo é influenciada pelas forças de Van der Waals, de osmose e de atração molecular.

Barden et al (1973) destaca que “os vínculos de argila podem ser formados por processos de autogênese ou transporte”. Os formados por autogênese podem ser derivados do intemperismo sobre feldspatos, que produz grãos de areia envolvidos por finas camadas de placas argilosas dispostas paralelamente (Figura 2a). Segundo Lollo (2008), esse arranjo apresenta boa resistência sob condições secas, mas em presença de água, os grãos se separam, reduzindo a resistência e as forças de tração. Em regiões de precipitações pluviométricas intensas, as partículas de argila ficam dispersas no fluido intersticial devido à lixiviação. Conforme o solo seca, essas partículas são carregadas pela água dos espaços intergranulares e floculam aleatoriamente nesses espaços (Figura 2b). Quando o solo volta a ficar saturado, as tensões capilares e a concentração iônica no fluido diminuem, possibilitando o aumento da repulsão entre as partículas, o que causa a perda de resistência e conseqüentemente o colapso do solo (LOLLO, 2008, apud DUDLEY, 1970, p.71).

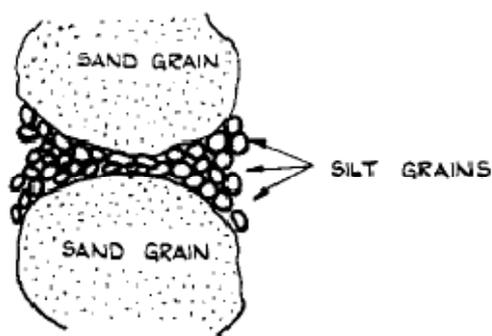


Figura 3 - Vínculos formados por capilaridade(BARDEN, et al., 1973).

Nos casos em que o solo é constituído por areia com um agente ligante de lodo fino, considera-se que as forças capilares simples fornecem as ligações lodo-lodo e lodo-areia, como é mostrado na Figura 3.

Os agentes cimentantes (óxidos de ferro ou carbonatos, por exemplo) constituem outro tipo de vínculo possível entre as partículas. Eles também atribuem uma resistência temporária ao solo, mas são dissolvidos pela água, o que significa que, quando o solo é umedecido, sua resistência sofre uma drástica redução, levando-o ao colapso. Lollo (2008) afirma que, nesse caso, “a magnitude do colapso dependerá da solubilidade do cimento em relação ao fluido de inundação”.

2.4.2 Propriedades dos Solos Colapsíveis

As principais propriedades a serem consideradas para os solos colapsíveis são: a resistência a compressão, a permeabilidade e a resistência ao cisalhamento. Sua importância é devido ao fato desses solos não serem encontrados na natureza na condição saturada.

Quando estudamos solos saturados, a única variável a ser considerada para a análise das propriedades mecânicas é a tensão normal atuante no solo. Para solos não saturados, Lollo (2008) destaca a sucção matricial como a principal fonte de sucção a interferir no comportamento mecânico destes solos. Ela deve ser considerada, junto com a tensão normal atuante, a segunda variável independente capaz de governar a permeabilidade, a variação de volume e a resistência ao cisalhamento dos solos(RODRIGUES, 2005).

2.4.2.1 Comportamento à compressão

Por se encontrarem na condição não saturada, os solos colapsíveis devem ser avaliados quanto à sua compressibilidade através de ensaios edométricos em laboratório e provas de carga em campo. Esses ensaios quantificam as deformações do solo em função das cargas aplicadas, do teor de umidade e de saturação do solo para cada nível de tensões. A sucção deve ser considerada para melhorar a precisão das análises (LOLLO, 2008).

Segundo Lollo (2008, apud ALONSO et al., 1987, p.96), o comportamento tensão x deformação dos solos colapsíveis pode ser analisado através das variáveis tensionais ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$), onde:

σ = tensão atuante

u_a = pressão no ar

u_w = pressão na água

O autor explica que existem quatro modelos de ensaio para avaliar a compressibilidade do solo. No primeiro, a umidade do solo é mantida, enquanto se aumenta a tensão atuante no solo ($\sigma - u_a$), fazendo com que o grau de saturação aumente e conseqüentemente, a sucção diminua.

O segundo modelo mantém a umidade constante até certo carregamento e, a partir desse ponto, inunda o solo a valores de ($\sigma - u_a$) constantes. Esse é o ensaio mais utilizado para avaliação do colapso do solo.

A terceira alternativa, típica para avaliação da pressão de expansão do solo, inunda o solo enquanto o valor da sobrecarga é majorado, evitando a expansão. O último modelo apresentado por Lollo (2008) corresponde aos ensaios mais comuns em laboratórios. Nesse caso, o solo é saturado antes do carregamento e durante o ensaio sofre acréscimos de pressão de ($\sigma - u_a$).

2.4.2.2 Resistência ao cisalhamento

Lollo (2008) explica que a resistência ao cisalhamento está diretamente relacionada às tensões efetivas atuantes no solo. Utilizando o critério de Mohr-Coulomb e aplicando o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, teremos a seguinte equação:

$$s = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}\phi' \quad (2.3)$$

Onde:

s = resistência ao cisalhamento

c' = intercepto de coesão efetiva

σ' = tensão efetiva ($\sigma' = \sigma - u$)

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo

No entanto, o estado de tensões de solos não saturados depende de vários outros fatores, como a natureza e interação de suas fases sólida, líquida e gasosa, por exemplo, o que impede que a equação acima represente com exatidão o seu estado tensional. Por esse motivo, e com base no princípio das tensões efetivas de Terzaghi, surgiram diversas propostas de equacionamento para as tensões efetivas em solos não saturados. Contudo, todas possuem limitações devido ao comportamento de cada solo (LOLLO, 2008).

Como exemplo das equações desenvolvidas para a extensão do princípio das tensões efetivas aos solos não saturados, pode-se observar a equação de Bishop & Blight (1963):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (2.4)$$

Onde:

σ' = tensão efetiva

σ = tensão total

χ = parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo

u_a = pressão do ar

u_w = pressão de água

A equação 2.4 é a única a considerar a sucção matricial ($u_a - u_w$) isoladamente. O parâmetro χ é obtido experimentalmente e é relacionado ao grau de saturação e ao tipo de solo. Pode variar de 0 a 1 não linearmente ($\chi = 0$ quando o solo está seco e $\chi = 1$ quando o solo é saturado).

Essa equação, contudo, também possui limitações devido ao comportamento dos solos colapsíveis, já que, quando ocorre redução da sucção, estes sofrem variação volumétrica mesmo com a redução da tensão efetiva (LOLLO, 2008).

De acordo com Jennings & Burland (1962), citados por Lollo (2008), a equação de Bishop & Blight também não representa satisfatoriamente a variação de

volume de vários solos, especialmente aqueles com o grau de saturação abaixo dos valores críticos (20% para areias e siltes e 85 a 90% para argilas).

Segundo Lollo (2008, apud JUCÁ, 1990, p. 108), a melhor maneira de estudar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é através da análise da influência da variação do grau de saturação (teor de umidade) pela avaliação da sucção. Por exemplo, a sucção atua como elemento gerador de rigidez no solo por agrupar as partículas sólidas, assim, se a sucção aumenta, conseqüentemente, ocorre um aumento na resistência ao cisalhamento do solo.

A partir desse princípio, algumas equações foram desenvolvidas para relacionar a resistência ao cisalhamento com a sucção. Uma das mais citadas pela maioria dos pesquisadores atuais é a de Fredlund et al. (1978) a seguir:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}\phi' + (u_a - u_w) \cdot \text{tg}\phi^b \quad (2.5)$$

Onde:

s = resistência ao cisalhamento

c' = intercepto de coesão efetiva quando $(\sigma - u_a) = (u_a - u_w) = 0$

ϕ' = ângulo de atrito interno com relação à variação de $(\sigma - u_a)$

ϕ^b = ângulo de atrito interno com relação à variação de $(u_a - u_w)$

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial no plano de ruptura na ruptura

Supondo o ângulo de atrito interno do solo (ϕ^b) constante com a sucção e a resistência ao cisalhamento crescendo linearmente com o aumento da sucção, obtemos uma envoltória plana em um gráfico tridimensional (Figura 4). (LOLLO, 2008)

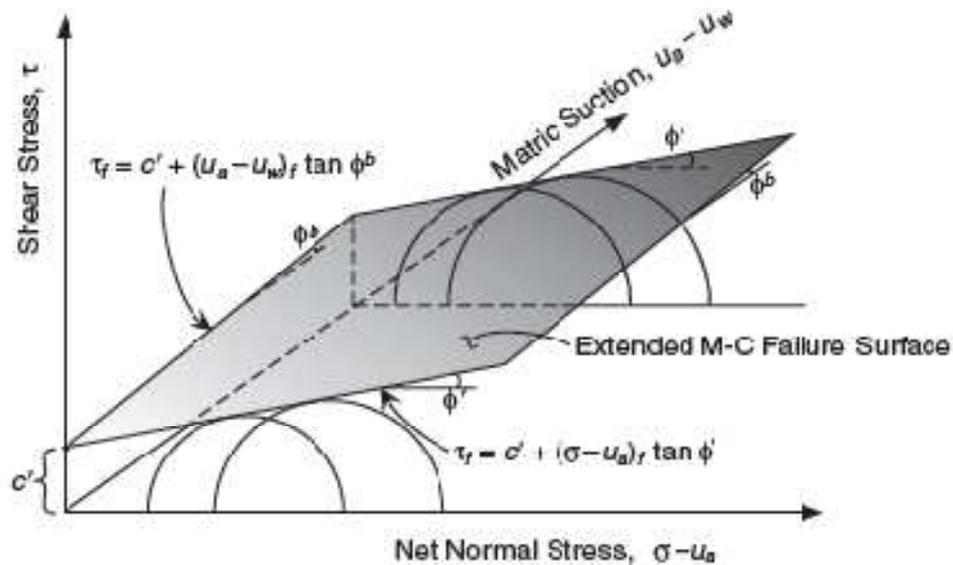


Figura 4 - Envoltórias de resistência para solos não saturados(LU, et al., 2004).

Com o ângulo de atrito interno constante, todo o ganho de resistência se reflete em um aumento da coesão e, apesar de ser aplicável a algumas situações, esse modelo vem sendo contestado por vários autores.

Atualmente, devido às muitas variáveis para determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, ainda não foi definido um modelo único que seja preciso para o cálculo. Contudo, as equações propostas por Öberg & Sällfors (1997) (Eq. 4.5) e por Fredlund (1996) (Eq. 4.6) têm sido utilizadas como métodos rápidos e práticos para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

$$\tau = c' + (\sigma - S_r \cdot u_w - (1 - S_r) \cdot u_a) \cdot \text{tg}\phi' \quad (2.6)$$

Essa equação correlaciona a curva característica de sucção do solo com sua resistência ao cisalhamento.

$$\tau = C_1 + C \int_0^{(u_a - u_w)} [Se]^p (u_a - u_w) \quad \rightarrow \quad Se = \frac{S_r - S_{r_f}}{1 - S_{r_f}} \quad (2.7)$$

Onde:

C_1 = constante de integração

S_{r_f} = grau de saturação residual do solo

Se = saturação efetiva

p = expoente de adequação (para a maioria dos solos, $p=1$)

Para esse método, quando a sucção for igual a zero, a equação (2.7) deve resultar na equação de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + \operatorname{tg} \phi' \int_0^{(u_a - u_w)} [Se]^p (u_a - u_w) \quad (2.8)$$

2.4.2.3 Permeabilidade

O comportamento do fluxo de água nos vazios do solo é caracterizado por sua condutividade hidráulica, que mede a capacidade do solo de conduzir água, e sua curva característica, que representa a capacidade do solo de armazenar água (KLUTE, 1986).

A condutividade hidráulica dos solos não saturados depende, basicamente, dos mesmos fatores que influenciam a permeabilidade dos solos saturados. Segundo alguns autores, a perda de água do solo diminui o seu grau de saturação e faz com que o ar substitua a água no interior dos poros, o que pode causar uma perda de condutividade hidráulica do solo pela retração dos poros. As principais causas dessa diminuição da condutividade hidráulica são a diminuição da área disponível para o fluxo de água, já que o ar passa a ocupar parte dos poros anteriormente saturados, e, com o enchimento dos poros por ar, uma parte da água fica isolada em poros descontínuos, o que dificulta o fluxo da água.

Lollo cita dois métodos para determinar a condutividade hidráulica de solos não saturados. O primeiro, em que se submete a amostra a sucção constante em suas extremidades (fluxo em regime permanente), e o segundo, que considera o fluxo em regime transiente, como nos ensaios de colunas de solo e os realizados em câmaras de pressão.

Contudo, os ensaios mais comuns para determinação da condutividade hidráulica são os ensaios de campo de infiltração. Alguns exemplos são os ensaios com anéis de infiltração simples e duplo associados a tensiômetros, que apresentam limitações dependendo do tipo de solo e da profundidade requerida para o ensaio, e o permeâmetro de Ghelph, feito em regime permanente em furos de sondagens em que pequenas cargas hidráulicas são mantidas constantes durante todo o ensaio. (LOLLO, 2008).

Em solos não saturados, a condutividade hidráulica varia de acordo com a sucção, ou seja, quanto maior for a sucção do solo, menor será a quantidade de água contida nos vazios.

2.4.3 Tipos de Solos Sujeitos ao Colapso

Lollo (2008) afirma que a estrutura de um solo colapsível depende da sua formação, que, por sua vez, depende dos fatores climáticos regionais e do ambiente geológico. Devido à variedade de origens possíveis para solos colapsíveis, a granulometria desses solos também varia muito. No entanto, cada textura costuma ser facilmente relacionada com o conjunto de processos responsável pela sua formação. Da mesma forma, os índices físicos também são bons indicadores para a caracterização desses solos.

Os principais processos de formação de depósitos de solos colapsíveis são:

2.4.3.1 Aterro compactado

A construção de um aterro, tomados todos os cuidados no momento da compactação, tem como principal função melhorar as propriedades geotécnicas do solo, diminuindo sua permeabilidade e compressibilidade e aumentando a resistência ao cisalhamento (LOLLO, 2008).

Quando os materiais que compõem o aterro são mal compactados, passam a ter elevadas compressibilidade e permeabilidade, caracterizando solos colapsíveis.

Esses solos, quando solicitados e umedecidos, podem apresentar deformações excessivas, o que caracteriza o processo de colapso.

Nesse caso, a granulometria do solo vai depender da textura do solo utilizado para a confecção do aterro, contudo, predominam os solos arenosos.

2.4.3.2 Depósitos de origem eólica

Esses solos são geralmente formados por grãos de areia e silte que são depositados pela ação de vento. Devido ao alto grau de seleção do agente de transporte dos sedimentos, esse perfil de solo é, em geral, pouco coesivo, de baixa massa específica, com elevada porosidade e boa drenagem.

Nesse tipo de solo, se a água intersticial evapora, proporciona condição de cimentação dos grãos de silte e areia por sais em solução, gerando vínculos de cimentação que atribuem uma resistência temporária ao solo, o que faz com que,

em contato com a água, o material apresenta comportamento colapsível (LOLLO, 2008).

2.4.3.3 Depósitos de origem aluvial

São solos formados por materiais transportados pela ação da água e compreendem depósitos aluviais e aqueles formados por corridas de lama (*mudflow*). Sua granulometria é basicamente formada por frações finas (argilas). Esse tipo de solo colapsível apresenta perfis mal consolidados, com elevada porosidade, baixa massa específica e considerável teor de argila (LOLLO, 2008).

2.4.3.4 Perfis de solos residuais (solos lateríticos)

Lollo (2008) explica que esses perfis são originados da desagregação e alteração de rochas sãs pela ação do intemperismo. Por isso, esses materiais podem apresentar grãos de vários tamanhos, desde matacão até argilas e têm sua granulometria controlada pela sua rocha matriz e pela intensidade das intempéries às quais estiveram sujeitos. Dessa forma, os solos colapsíveis com origem a partir de sedimentares químicas e detríticas finas e rochas ígneas básicas costumam ter textura mais argilosa, já os formados a partir da alteração de rochas sedimentares têm textura mais grosseira, enquanto os originados de rochas ígneas ácidas costumam apresentar textura arenosa.

Esse tipo de solo se torna potencialmente colapsível devido à lixiviação das camadas superficiais, que gera camadas com alta porosidade (presença de macroporos), baixa massa específica e baixo teor de umidade.

Segundo Vargas (1978), a infiltração da água da chuva nas camadas superficiais causa a lixiviação dos óxidos de ferro e frações finas dessas camadas para as camadas mais profundas, deixando as camadas superiores mais porosas e instáveis, enquanto as camadas mais profundas se tornam mais duras e resistentes. Como consequência desse processo, é possível perceber entre as camadas uma linha demarcatória formada por concreções lateríticas.

Lollo (2008) ainda afirma que as regiões tropicais, onde as estações se alternam entre relativa seca e precipitações intensas, apresentam condições

favoráveis à formação dos solos lateríticos. Nesse caso, as precipitações eluviam a parte fina do solo, enquanto a época de seca permite que o agente cimentante endureça e/ou aglutine os grãos.

2.4.4 Fatores que Influenciam o Colapso

Lollo (2008) traz a definição de colapso segundo alguns pesquisadores como Dudley (1970), Ferreira & Teixeira (1989) e Ferreira (1994). Segundo eles:

“O termo colapso é geralmente empregado para se definir o comportamento de deformação sob umedecimento, ou seja, entende-se por colapso a ocorrência de deformações volumétricas compressivas por conta de um processo de umedecimento do solo.”

No entanto, a colapsibilidade do solo pode ser influenciada por diversos fatores, que serão apresentados a seguir:

- **Clima e geomorfologia:** Knodel (1981) citado por Feuerharmel (2003, p. 42), explica que devem ser consideradas as variações sazonais de clima de uma região, especialmente aquelas que apresentam períodos curtos de intensa precipitação pluviométrica alternados com longos períodos de seca. O autor ainda destaca que locais com encostas íngremes e vegetação escassa, durante períodos de chuvas intensas, estão sujeitos a deslizamentos e conseqüente formação de depósitos inconsolidados, com alta porosidade e grande potencial de colapso.

- **Granulometria e Índices Físicos:** Basma e Tuncer (1992) relacionam a colapsibilidade com o coeficiente de uniformidade (Cu). Segundo eles, quanto maior for o valor de Cu maior será o potencial de colapso do solo. Os autores também analisaram a influência do teor de areia e argila na granulometria do solo sobre o potencial de colapso e foi possível concluir que quanto maior a diferença entre os teores, menor será a colapsibilidade do solo para uma mesma tensão atuante. Isso acontece porque, com baixos teores de umidade, o material ligante presente nas frações argilosas em contato com as partículas de areia propiciam uma resistência cisalhante que resiste à deformação e, conseqüentemente, um menor índice de vazios. Quando o solo é saturado, as ligações de argila são destruídas e o solo entra em colapso (TEIXEIRA, 2006). Lawton et al. (1992) compararam várias misturas

compactadas de areia, silte e argila com mesma densidade e mesmo teor de umidade inicial, concluindo que o potencial de colapso é máximo quando o teor de argila está entre 10 e 40%. Para Dudley (1970), a maioria dos solos colapsíveis apresenta limite de liquidez (LL) menor que 45 e índice de plasticidade (IP) abaixo de 25 (FEUERHARMEL, 2003).

- **Natureza do líquido de saturação e do agente cimentante:** a velocidade da perda de resistência dos vínculos dos agentes cimentantes varia de acordo com a sua solubilidade e com a natureza do fluido de saturação. Estudos mostram uma tendência de colapsibilidade menor para fluidos com pH próximos de 7 (FEUERHARMEL, 2003, apud FERREIRA, 1994, p. 43).

- **Carregamento:** as deformações de colapso estão condicionadas ao valor da tensão aplicada sobre o solo. Futai (1997) e Cintra (1998) demonstram que o potencial de colapso tende a aumentar com a tensão de inundação até atingir um valor crítico, a partir do qual pode permanecer constante ou até diminuir. O valor crítico varia de acordo com as características iniciais do solo (NETO, 2004; FEUERHARMEL, 2003). Vargas (1978), explica que provavelmente exista uma pressão limite que deva destruir as ligações entre as partículas do solo, fazendo com que ele se comprima normalmente e a saturação não tenha mais o efeito de provocar o colapso.

- **Peso Específico Aparente Seco Inicial:** Basma e Tuncer (1992), estudados por Teixeira (2006), concluem que o peso específico aparente seco inicial é inversamente proporcional à colapsibilidade, se mantidas a tensão vertical de inundação e a umidade inicial do solo. Isso acontece porque solos mais densos têm menores índices de vazios e, conseqüentemente, uma estrutura mais estável.

- **Umidade e Grau de Saturação Iniciais:** como os solos colapsíveis são encontrados em condição não saturada, o aumento da umidade e do grau de saturação são fatores importantes a serem analisados. Para um mesmo grau de compactação e tensão vertical de inundação, vários autores (Jennings e Knight, 1975; Popescu, 1986 e Ferreira, 1995) concluem que a umidade inicial é inversamente proporcional a colapsibilidade. Dessa forma, quanto menor a umidade, mais rígido será o solo, devido à sucção, e menor será a parcela dos recalques medidos antes da inundação em relação ao recalque total (TEIXEIRA, 2006). Souza Neto (2004) afirma que esse critério tem efeito direto na colapsibilidade medida pelos ensaios de campo ou laboratório. Caso sejam realizados em amostras

coletadas em estações úmidas, o potencial de colapso será baixo. Por outro lado, se as amostras forem coletadas na estação seca, sob a mesma tensão, a colapsibilidade será máxima.

- **Tempo:** Segundo Lawton et al. (1992), o tempo requerido para que o colapso ocorra em campo depende principalmente da taxa de infiltração do fluido no solo. O autor conclui que o colapso ocorre geralmente em menos de 4 horas após a inundação do solo.

- **Velocidade de inundação:** essa variável depende da natureza do fluido de saturação e da capacidade de absorção do solo. Estudos realizados por Ferreira (1995) demonstraram que a inundação brusca costuma provocar um colapso mais abrupto, mas de menor magnitude do que o colapso causado por inundação lenta. Assim como o teor de umidade, existe um valor limite para o qual a redução da vazão de inundação deixa de influenciar o crescimento do potencial de colapso.

Entre todos os fatores apresentados, é consenso entre os autores que os principais a serem analisados para a avaliação do potencial de colapso de um solo colapsível são a tensão aplicada (σ), o peso específico aparente seco inicial (e_0) e o teor de umidade inicial, ou grau de saturação (w).

2.4.5 Tipos de Sondagens

A sondagem é definida como procedimento geotécnico de campo para conhecimento do subsolo, coletando ou não amostras. Existem diversos tipos de sondagens e elas podem atuar em diversos cenários, solos, rochas, solo marítimo. A palavra sondagem vem de sondar, pesquisar os parâmetros do solo como; o tipo de solo, a presença de nível de água, a resistência entre outros parâmetros.

Entre vários tipos de sondagens estes são os mais utilizados no Brasil:

2.4.5.1 Ensaio SPT

O ensaio de penetração padrão (Standard Penetration Test), SPT, é considerado um dos métodos mais tradicionais e econômicos de investigação do subsolo que existe. Faz reconhecimento do subsolo e retorna de forma numérica

índices de resistência do solo. (BRANDÃO DOS SANTOS, 2003 apud Schnaid, 2000 p.30),

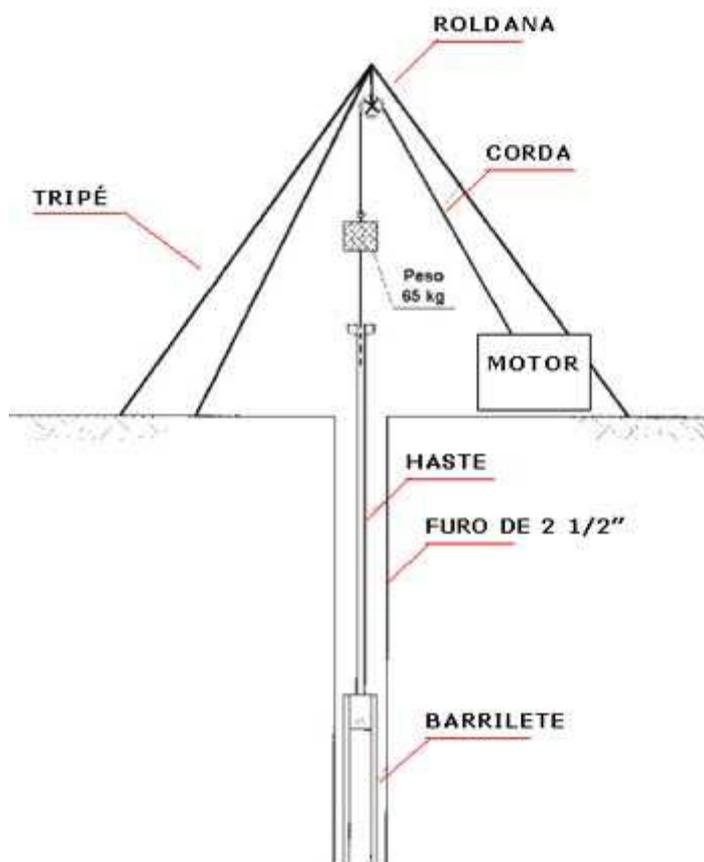


Figura 5 - Ilustração do ensaio SPT
Fonte: CAMPOS. In: Fórum da Construção, 2013

Funciona com uma haste martelo que golpeia o trépano, tipo de guia que perfura o solo. O martelo tem 65kg e cai de uma altura de 0,75m em relação ao trépano. O índice SPT, N , definido por Therzagi-Peck, é a soma dos golpes da última camada de 30cm perfurada, desprezando os golpes dados nos 15cm superiores de um mostrador padrão de 45 cm.

A cada metro perfurado, o ensaio SPT permite a retirada de amostras para reconhecimento das características do solo em laboratório, e uma avaliação tato visual em situ.

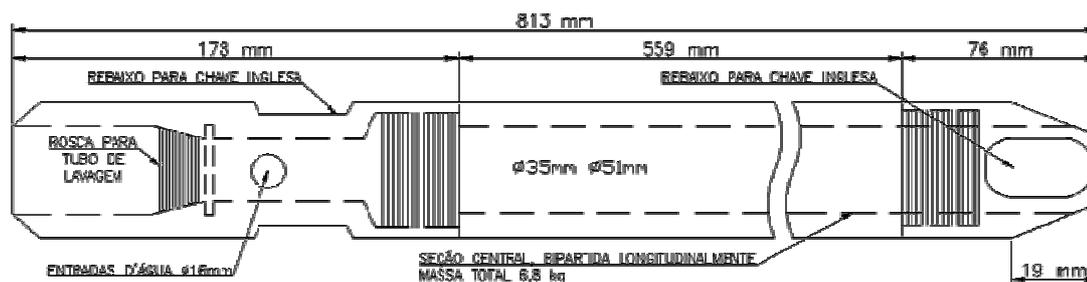


Figura 6 - Ilustração do amostrador padrão de Raymond (NBR 6484/80)

Segundo Décourt, por existir uma diversidade de equipamentos para realização do ensaio SPT, os resultados obtidos podem não ser eficientes devido a falta de controle da energia aplicada, influenciando diretamente no valor de N . Os ensaios realizados segundo a NBR 6468/80 apresentam cerca de 72,0% da energia teórica prevista, sendo necessária a adaptação do valor de $N_{\text{teórico}}$ para N_{real} .

O padrão internacional estadunidense tem como N_{real} uma eficiência de 60%. Através da relação entre energia aplicada e energia de referência encontra-se o N_{60} . (BRANDÃO DOS SANTOS, 2003 apud Schnaid, 2000, p.30)

$$N_{60} = \frac{E_{\text{APL}} \cdot N}{E_{60}} \quad (2.9)$$

Onde:

N_{60} = valor de N convertido para uma eficiência de 60% da energia teórica (padrão internacional)

N = número de golpes da camada de 30 cm final

E_{APL} = energia efetiva aplicada

E_{60} = energia de referência.

Décourt (1989) adaptando para a prática brasileira, onde a energia aplicada é aproximadamente 72%, determinou um coeficiente de correção, onde $C = 1,2$.

2.4.5.1.1 SPT-T

O procedimento SPT-T (Standard Penetration Test with Torque Measurements), definido por Ranzini (1988) consiste em, após a cravação do amostrador padrão conforme prevê a Norma Brasileira NBR 6484/2001, retira-se a cabeça de bater e coloca o disco centralizador até este apoiar-se no tubo guia. Encaixa na mesma luva, onde estava acoplada a cabeça de bater, o pino adaptador.

Encaixa no pino uma chave soquete onde se acopla o torquímetro. Através desse ensaio é possível determinar o torque máximo necessário para vencer o atrito lateral existente na interface solo-amostrador (RANZINI, 1994).

Definido por Ranzini (1994), a equação do atrito lateral na interface solo-amostrador.

$$f_T = \frac{100.T}{(0,41336h - 0,032)} \quad (2.10)$$

Onde:

f_T = tensão de atrito lateral [kPa]

T = torque máximo (medido pelo torquímetro) [kgf.m]

h = penetração do amostrador [cm]

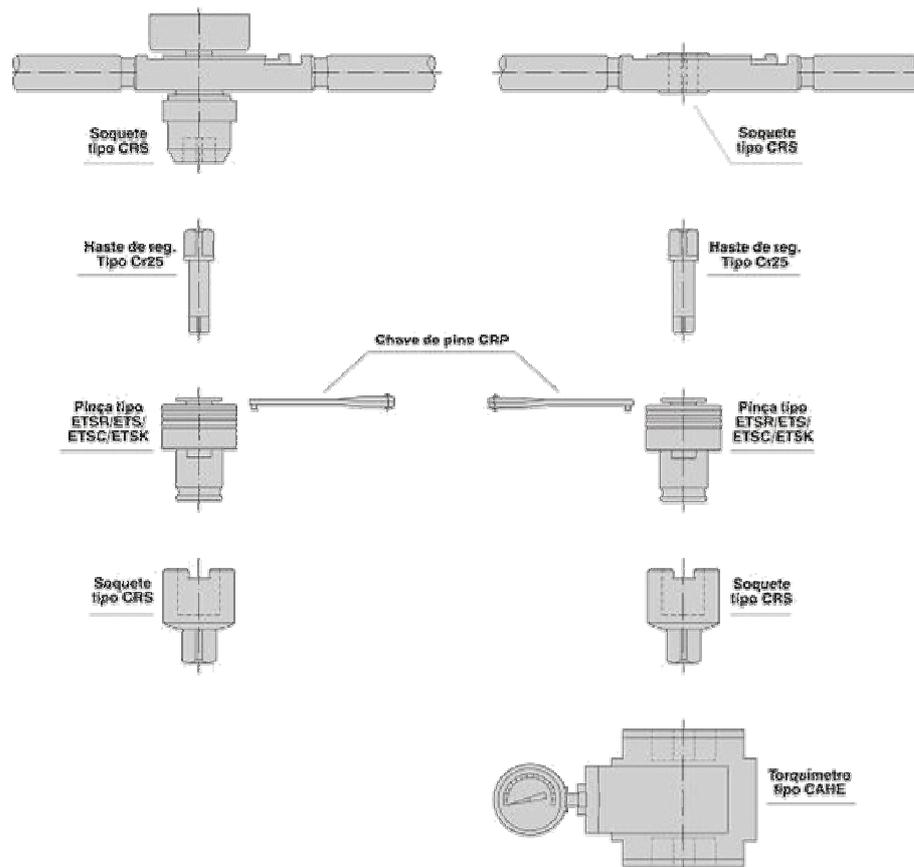


Figura 7—Ilustração de montagem do torquímetro
Fonte: SANCHES BLANES. In: Torquímetro

Segundo Brandão dos Santos, uma das principais características é a possibilidade da determinação estática, com baixo custo adicional, de uma medida

de resistência que relacione a tensão de atrito lateral, visto que o SPT puro relaciona apenas a resistência dinâmica do solo.

2.4.5.2 Sondagem a trado

É um método de investigação para solos de baixa e média resistência, feita manualmente, a sondagem a trado possui um tipo de concha que armazena o material conforme penetra no solo. As amostras são coletadas de metro em metro e possibilitam ensaios para determinação de índices físicos. (NBR 9603, 1986)

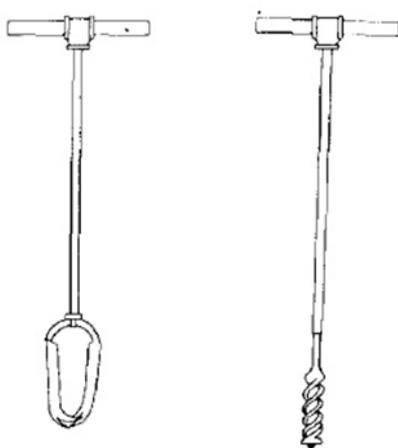


Figura 8 - Trados: cavadeira (\varnothing mín 63,5mm); helicoidal (\varnothing mín 63,5mm) (NBR 9603, 1986)

2.4.5.3 Ensaio CPT

Ensaio CPT ou Ensaio de Penetração de Cone (Cone Penetration Test) consiste na cravação estática de uma ponteira cônica, com seção transversal de 10cm ou 15cm, ângulo de 60°, e cravação com velocidade constante de aproximadamente 20mm/s.

Conhecida a força necessária para cravação e a área da ponteira, o CPT fornece em um valor de tensão de resistência do solo à perfuração. (NBR 12069, 1991).

2.4.6 Sondagens que Identificam o Solo Colapsível

Existe a possibilidade de uma prévia identificação do solo colapsível em campo. Os padrões de identificação em campo provêm da comparação de boletins de sondagens e a confirmação laboratorial da colapsibilidade.

Na região Noroeste do estado de São Paulo a presença de solos colapsíveis pode ser confirmada através do comportamento do SPT. São apresentadas baixas quantidades de golpes para atravessar os primeiros metros, cerca de três golpes, e em dez metros o número de golpes é de aproximadamente seis. Para o CPT, a resistência de ponta é em torno de 2,5MN/m². (LOLLO, 2008 apud Carvalho & Souza, 1990, p.147)

Lollo (2008, p.148-149) cita diversos autores que utilizaram diferentes formas de interpretação dos resultados de SPT, SPT-T:

1) Segundo Décourt (1992), os valores do índice de torque (T) entre 1,0 e 1,2 indicam solos estáveis, enquanto valores iguais ou maiores que 2,5 são indicativos de solos colapsíveis. Solo base: argila porosa do estado de São Paulo.

2) Guimarães (et al 2000), em Goiás, encontrou valores de T/N, para um solo comprovadamente colapsível, entre 0,5 e 1,7.

Esses índices variantes mostram que outros fatores devem ser levados em consideração, como estrutura do solo e a padronização dos ensaios. A regionalização dos valores limites também é uma opção válida para a padronização das correlações entre SPT e o atrito lateral. (LOLLO, 2008)

Valores altos e baixos de SPT não indicam se o solo é ou não colapsível. Valores altos de SPT em solos comprovadamente colapsíveis estão associados a baixos teores de umidade ($w < 5\%$), dificultando a penetração. (LOLLO, 2008 apud Ferreira et al, 1989, p.149). Comprovando essa consideração, se comparar o valor do SPT (N) com a sucção matricial (pF) e a sucção matricial normalizada (pF/e), que é a sucção matricial dividida pelo índice de vazios (e), realizadas sobre a amostras indeformadas, verifica-se que o resultado do SPT é influenciado pelo comportamento mecânico dos solos não saturados. Não existindo tendência definida entre os ensaios, apesar de existir aumento do SPT em relação ao aumento da sucção matricial normalizada (pF/e). (LOLLO, 2008 apud Camapum de Carvalho et al., 2001, p.149)

Observa-se que não há tendência dos resultados quando a sucção matricial (pF) e sucção matricial normalizada (pF/e) são comparadas ao SPT-T. Este comportamento é justificado, pois o SPT é realizado com a amostra ainda indeformada, enquanto o SPT-T é realizado com o solo já rompido, ou seja, a sucção não representa o estado real do solo. O aumento do teor de umidade provoca o colapso dos solos ditos colapsíveis. O colapso estrutural tende a aumentar o número de partículas dispersas ou o número de torrões, aumentando a superfície de contato que aumenta o valor de T (atrito lateral). Essa consideração comprova o colapso estrutural quando aumentada a umidade, através do acréscimo do valor do torque. (LOLLO, 2008)

2.4.7 Critérios de Identificação de Solos Colapsíveis

O colapso pode ser definido como um fenômeno caracterizado pela redução rápida do volume do solo, devido a um ganho de umidade, com a presença ou não de sobrecarga. (LOLLO, 2008 apud Dudley et al, 1970, p.129)

Diversos estudos tratam da identificação do solo colapsível, porém os dois pontos principais configuram o solo como sujeitos ao colapso; elevado índice de vazios (alta porosidade) e um teor de umidade menor que o necessário para sua saturação. (LOLLO, 2008 apud Dudley et al, 1970, p.129).

2.4.7.1 Critérios baseados nos índices físicos

Os critérios baseados em índices físicos são aqueles que correlacionam as propriedades do solo a valores padrão de classificação do solo; conhecidos intervalos de valores que classificam o solo como colapsíveis, ou altamente colapsíveis, e não colapsíveis.

A subsidência do solo, movimento da superfície para baixo relativo a um ponto de referência, recalque, tem seu valor padronizado de acordo com os critérios a seguir:

2.4.7.1.1 Critério de DENISOV (1951)

Este critério relaciona o índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L) e o índice de vazios no estado natural (e_0). Através desta relação obtém-se o coeficiente de subsidência (K). (LOLLO, 2008)

$$K = \frac{e_L}{e_0} \quad (2.11)$$

Sendo:

$0,50 < K < 0,75$	→	Solos altamente colapsíveis
$0,75 < K < 1,50$	→	Margas não colapsíveis
$1,50 < K < 2,00$	→	Solos não colapsíveis

2.4.7.1.2 Critério de PRIKLONSKIJ (1952)

Este critério define um coeficiente denominado K_d , em função dos limites de Atterberg: (LOLLO, 2008)

- Limite de Liquidez (LL)
- Limite de Plasticidade (LP)
- Teor de umidade (w_0)

Assim, temos:

$$K_d = \frac{LL - w_0}{LL - LP} \quad (2.12)$$

Sendo:

$K_d < 0$	→	Solos altamente colapsíveis
$K_d \geq 0,5$	→	Solos não colapsíveis
$K_d > 1,0$	→	Solos expansivos

O coeficiente K_d , na nomenclatura de Priklonskij, corresponde ao Índice de Consistência (IL), definido por Atterberg.

2.4.7.1.3 Código de construção da União Soviética

Este critério é aplicado em solos com baixo grau de saturação, máximo de 60%. (LOLLO, 2008)

Define um coeficiente denominado λ , relacionando o índice de vazios no estado do limite de liquidez e no estado natural. (LOLLO, 2008)

$$\lambda = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (2.13)$$

Sendo:

$\lambda \geq -0,1$ → Solos colapsíveis

$\lambda \leq -0,3$ → Solos expansivos

2.4.7.1.4 Código de obra da URSS

Este critério relaciona e_0 (índice de vazios inicial no estado natural) e e_L (índice de vazios no estado limite de liquidez).

$$CI = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (2.14)$$

Considera-se o solo como potencialmente colapsível quando o grau de saturação for menor que 80% e o Coeficiente de colapsibilidade (CI) for menor do que os valores apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Coeficiente de Colapsibilidade

Índice de Plasticidade (IP)	CI
$1 \leq IP \leq 10$	0,10
$10 \leq IP \leq 14$	0,17
$14 \leq IP \leq 22$	0,24

2.4.7.1.5 Critério de FEDA (1966)

Este critério prevê o colapso de solos parcialmente saturados. Relacionando w_0 (umidade natural), S_0 (grau de saturação natural), e os limites de plasticidade (LP) e liquidez (LL). (LOLLO, 2008)

$$K = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - LP}{LL - LP} \quad (2.15)$$

Sendo:

$K > 0,85$ – Solos parcialmente saturados → “Solos subsidentes”

Quando $S_0 < 60\%$ (grau de saturação), são considerados solos “colapsíveis quando saturados”.

2.4.7.1.6 Critério de GIBBS & BARRA (1962)

Este critério define o coeficiente de subsidência (R) relacionando o W_{sat} (100% de saturação) e o LL (Limite de liquidez). (LOLLO, 2008)

$$R = \frac{W_{sat}}{LL} \quad (2.16)$$

Podendo ser escrita como;

$$R = \frac{\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d}\right) - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)}{LL} \quad (2.17)$$

γ_w – peso específico da água

γ_s – peso específico dos sólidos

Sendo:

$R > 1 \quad \rightarrow \quad$ Solo colapsível

O critério de GIBBS & BARRA é dividido em três casos:

1) CASO I – volume de vazios maior que o necessário para conter o volume de água necessário para saturar e atingir o limite de liquidez. Não apresenta plasticidade e nem resistência, totalmente propício ao colapso.

2) CASO II – volume de vazios igual ao volume de água necessário para o limite de liquidez, estado limite. No gráfico, representado pela curva que delimita os casos I e III.

3) CASO III – volume de vazios é inferior ao volume de água que representa o teor de umidade no limite de liquidez, estado intermediário. Quando saturado apresenta comportamento plástico, definindo um solo não sujeito ao colapso.

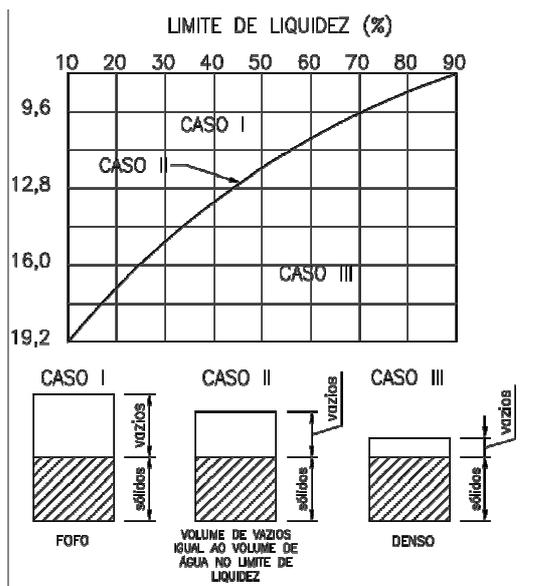


Figura 9 - Critério GIBBS & BARA para identificação da colapsibilidade dos solos (LOLLO, 2008)

2.4.7.1.7 Critério de HANDY (1973)

Este critério classifica a probabilidade de colapso do solo a partir da porcentagem de finos presente na sua composição.

% de finos(< 0,002 mm)		Classificação
< 16%	→	Alta probabilidade de colapso
De 16 a 24%	→	Provavelmente colapsível
De 24 a 32%	→	Probabilidade de colapso < 50%
>32%	→	Geralmente não colapsível

2.4.7.1.8 Critério de JENNINGS & KNIGHT (1975)

Este critério classifica o solo em colapsível ou não de acordo com sua classificação geológico-geotécnica e o seu grau de saturação (S_r).

Tabela 2 - Limites do critério de JENNINGS & KNIGHT (FEUERHARMEL, 2003)

Classificação geológico-geotécnica	Grau de saturação (%)	Classificação de colapsividade
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

2.4.7.2 Critérios baseados em ensaios de laboratório

De acordo com Lollo (2008), “o ensaio mais empregado para caracterização do colapso em laboratório é o ensaio edométrico”. O ensaio consiste pelo acréscimo de sobrecarga atuando em paralelo pela inundação dos corpos de prova, para assim determinar as deformações axiais sofridas.

2.4.7.2.1 Ensaio edométrico simples

O ensaio edométrico simples consiste na sobrecarga da amostra de solo até atingir a solitação requerida, posteriormente o corpo de prova é inundado. Observa-se então o colapso estrutural vertical da amostra. (LOLLO, 2008)

Após o colapso, mantido o teor de umidade, o solo permanece sendo carregado até atingir um valor padrão de tensão para então ser descarregado. (LOLLO, 2008)

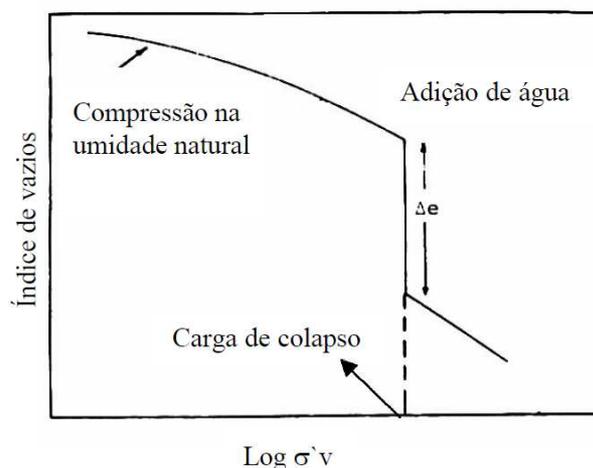


Figura 10 - Ensaio edométrico simples (FEUERHARMEL, 2003)

2.4.7.2.2 Ensaio edométrico duplo

Segundo Lollo (2008), “Neste ensaio, são preparados dois corpos de prova (CPs) idênticos, isto é, devem possuir as mesmas características para o ensaio. Aqui surge uma dificuldade do ensaio, o preparo de dois corpos de prova que sejam basicamente idênticos.”

Um dos corpos de prova deve iniciar o ensaio numa situação não saturada, enquanto o outro deve ser inundado desde o início do ensaio. Ambos são carregados durante 24 horas com uma tensão de 1kPa. Após este período, o carregamento cresce progressivamente para determinar valores de deformação axial. (LOLLO, 2008)

As curvas de desempenho de ambos os corpos de prova são graficadas juntamente. A região de colapso é determinada com a adequação das curvas. O ajuste consiste em mover verticalmente a curva de amostras não saturadas até o ponto de coordenadas tensão vertical devido ao peso próprio do solo e índice de vazios natural (σ_{v0} , e_0). (LOLLO, 2008)

Comparando a tensão de pré-adensamento do solo inundado (σ_{vps}) com a tensão vertical (σ_0), têm-se as seguintes condições:

1) Se $(\sigma_{vps}/\sigma_{v0})$ estiver entre 0,8 e 1,5, considera-se solo normalmente adensado e o ajuste é feito transladando a curva até o ponto $(\sigma_{v0}$, e_0), sobre a reta virgem.

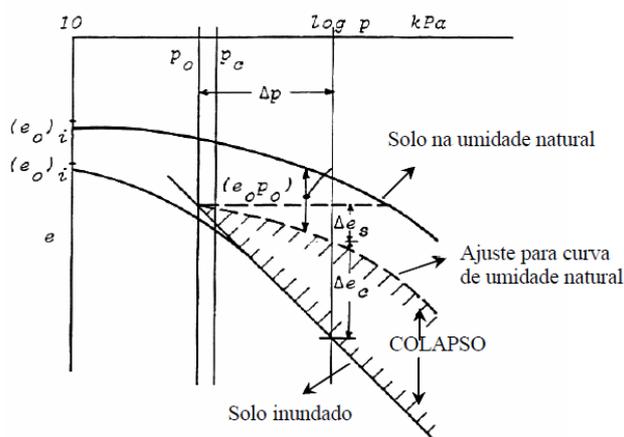


Figura 11 - Ensaio edométrico duplo para solos normalmente adensados (JENNIGS, et al., 1975)

2) Se $(\sigma_{vps}/\sigma_{v0})$ for maior que 1,5, considera solo pré-adensado e o ajuste é feito transladando a curva até o ponto (σ_{v0}, e_0) , porém este não se posiciona sobre a reta virgem.

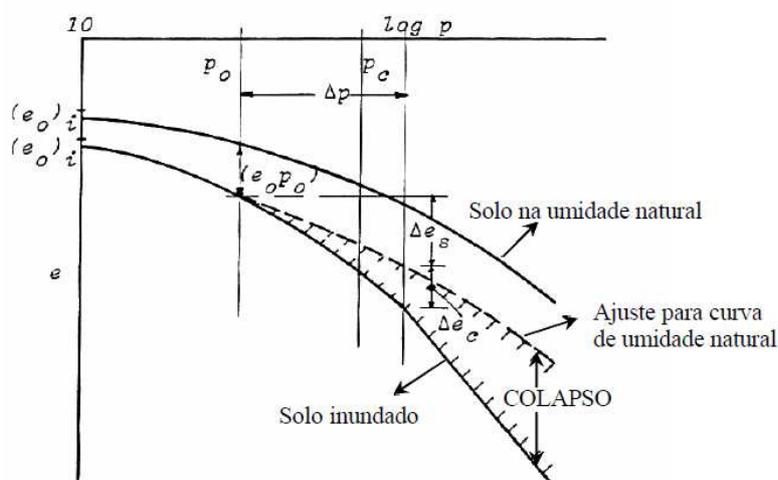


Figura 12 - Ensaio edométrico duplo para solos pré adensados (JENNIGS, et al., 1975)

2.4.7.3 Classificação dos solos e dos solos colapsíveis

Os principais tipos de classificação dos solos são:

- 1) Classificação Genérica Geral
- 2) Classificação textural ou granulométrica
- 3) Classificação Unificada (SUCS)
- 4) Classificação AASHTO

5) Classificação de Solos Colapsíveis segundo ensaio MCT

Essas classificações são realizadas em conjunto com ensaios laboratoriais. Classificações mais simples devem ser de fácil memorização para permitir rápida determinação ao grupo qual o solo pertence. (LOLLO, 2008 apud Bueno & Vilar, 1998, p.17)

Para determinar as características predominantes do solo existem ensaios rápidos, para posteriormente, determinar demais características em laboratório. As características determinadas por ensaios rápidos têm caráter mais qualitativo que quantitativo, as amostras devem ser analisadas laboratorialmente para serem determinadas as frações do solo. (LOLLO, 2008)

1) Teste visual e tátil do solo; realizado em grandeza macroscópica, verificando a consistência do solo umedecido e a sua aparência. A areia é áspera ao tato e apresentam partículas visíveis; o silte é medianamente áspero; as argilas são semelhantes a sabão quando umedecidas e moldáveis.

2) Teste de sujar as mãos; mistura uma pasta de solo com água; a areia escorre facilmente entre os dedos; após certa fricção o silte é limpo facilmente da palma da mão; a argila apresenta maior dificuldade de ser limpa, mesmo quando se aplica a fricção.

3) Teste de desagregação do solo submerso; quando submersos os solos arenosos e siltosos desagregam mais rapidamente que solos argilosos.

4) Teste de resistência do solo seco; verifica-se a resistência de um torrão de solo seco quando apertado entre dedos e a palma da mão. Solos arenosos e siltosos são mais frágeis enquanto solos argilosos são mais difíceis de quebrar.

5) Teste de dispersão em água; agita-se uma proveta com água e a amostra em questão, solos argilosos demoram horas para segregarem, enquanto solos siltosos podem demorar cerca de uma hora e arenosos menos de um minuto.

Solos orgânicos, que originam solos colapsíveis, podem ser identificados através da sua coloração acinzentada. Tem odor característico de material em decomposição e podem ser inflamáveis quando secos. (LOLLO, 2008)

2.4.7.3.1 Classificação Genérica Geral

A classificação Genérica Geral consiste em classificar os solos de acordo com a sua formação, como; rocha de origem, clima regional, agente de transporte, relevo regional e processos orgânicos. (LOLLO, 2008)

O conhecimento da procedência do solo é essencial para a avaliação e compreensão das características e parâmetros obtidos em ensaios. (LOLLO, 2008)

2.4.7.3.2 Classificação textural ou granulométrica

Os solos são compostos por diferentes tamanhos de partículas, a determinação desses tamanhos é feito através da análise granulométrica. Esta análise é representada por uma curva de distribuição granulométrica em escala semilog, sendo o eixo “x” representando o diâmetro equivalente e o eixo “y” as porcentagens relativas de cada tamanho.

Para solos muito finos, o peneiramento torna-se impraticável, sendo então determinados os diâmetros equivalentes (D_i), em mm, através do ensaio de segregação. Coloca-se o solo em meio aquoso e mede-se a velocidade de queda das partículas. (LOLLO, 2008)

$$D = \left[\frac{30\eta}{(G_s - 1) \cdot \rho_w} \cdot \frac{L}{t} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.18)$$

Sendo:

D = Diâmetro das partículas do solo (mm)

L = Distância (cm)

t = tempo (min)

G_s = massa específica dos sólidos

ρ_w = massa específica da água

η = viscosidade dinâmica da água (g.s/cm^2)

Atingido o tempo t , algumas partículas estarão localizadas abaixo de L . A porcentagem de partículas com diâmetro menor que D ($P < D$) é calculada pela expressão:

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \cdot \left(L_2 - \frac{V_B}{A} \right) \quad (2.19)$$

Sendo:

L_1 = distância ao longo da haste do densímetro do topo do bulbo até a marca para a leitura do densímetro (cm)

L_2 = comprimento do bulbo do densímetro (14 cm)

V_B = volume do bulbo do densímetro (67 cm³)

A = área da seção transversal do cilindro de sedimentação (27,8 cm²)

Algumas partículas podem estar grudadas com outras, porém é importante garantir que todas interagem separadamente. Para isso utiliza-se o defloculante (hexametáfosfato de sódio, silicato de sódio entre outros), para fazer a peneiração química da amostra. (LOLLO, 2008)

Existem diferentes formas de escalar granulometricamente a amostra. As escalas mais comuns são da ABNT e MIT. Solos com má distribuição entre as faixas granulométricas são denominados “mal graduados”, os solos “bem graduados” são aqueles que apresentam uniformidade de distribuição do tamanho das partículas.

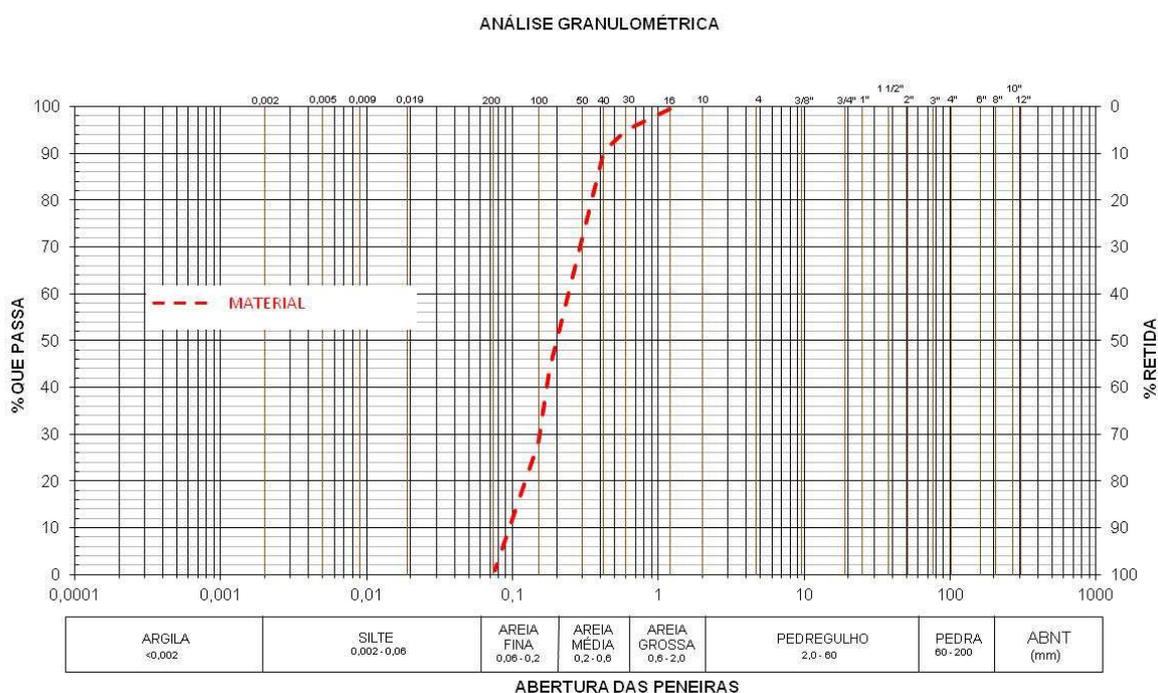


Figura 13 - Gráfico da análise Granulométrica segundo escala ABNT de um material genérico

Para análise e construção do gráfico existem dois parâmetros de avaliação, o CNU (coeficiente de não conformidade) e o CC (coeficiente de curvatura). Os parâmetros são calculados através da relação entre D10 (diâmetro efetivo – abertura da peneira na qual se tem 10% das partículas passando) D30 e D 60 (passantes para 30 e 60%, respectivamente). Os valores de CNU e D10 são suficientes para construção do gráfico. (LOLLO, 2008)

O CNU pode ser calculado através de:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.20)$$

O valor de CNU indica a amplitude dos grãos. Quanto maior o valor de CNU mais bem graduado é o solo.

O CC pode ser calculado através de:

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2.21)$$

O CC fornece a idéia do formato da curva permitindo detectar descontinuidades no conjunto.

Quanto maior a quantidade de partículas finas de um solo, maior a sua plasticidade. Definida por Atterberg e padronizada por Arthur Casagrande, os limites de plasticidade de um solo. (LOLLO, 2008)

Tabela 3 - Gráfico dos limites de plasticidade e estados do solo(LOLLO, 2008)

SÓLIDO	SEMI-SÓLIDO	PLÁSTICO	LÍQUIDO
LC	LP	LL	w(%)

Lollo (2008) esclarece que no estado líquido, o solo não possui resistência ao cisalhamento. No limite de liquidez (LL) há a perda de umidade, tornando o solo plástico, ou seja, deformação sem variação volumétrica. No estado de limite de plasticidade (LP), o teor de umidade diminui e o solo apresenta característica quebradiça, passando então a ser classificado como semi-sólido. No limite de contração, todo teor de umidade é removido, não ocorrem mais variações volumétricas pela secagem do solo.

O índice de plasticidade (IP), calculado através da diferença entre LL e LP, e é definido por Lollo (2008) como; um índice que “procura medir a plasticidade do solo e representa a quantidade de água necessária a acrescentar ao solo para que este passe do estado plástico para o líquido”.

Intervalos de IP para classificação do solo quanto à plasticidade:

Tabela 4 -Classificação do solo quanto à plasticidade(LOLLO, 2008)

Não plástico	Pouco Plástico	Plasticidade Média	Muito Plástico
IP = 0	1 < IP < 7	7 < IP < 15	IP > 15

2.4.7.3.3 Classificação unificada (SUCS)

A classificação Unificada (SUCS – Unified Soil Classification System) foi proposta por Arthur Casagrande. Era destinada primeiramente a aeroportos e posteriormente passou a ser adotada em barragens e outras obras geotécnicas. (LOLLO, 2008)

Este sistema de classificação utiliza a curva granulométrica e os limites de plasticidade como critérios de definição das classes. Para solos com granulometria mais fina, adota-se o critério de classificação em função dos limites de plasticidade. Para solos com poucos finos e granulometria mais grossa, adota-se a curva granulométrica para definir sua classe.

Tabela 5 - Classificação do solo de acordo com a SUCS
Fonte: (MACHADO, 2001)

PROCESSOS PARA IDENTIFICAÇÃO NO CAMPO					GRUPO	Designação característica		
SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA	Mais de metade é maior que a abertura da peneira de malha n.º 40	PEDREGULHOS Mais que metade da fração grosseira maior que a n.º 10	PEDREGULHOS COM FINOS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda escala de graduação com qtd substancial de todas as partículas intermediárias	GW	Pedregulhos bem graduados, misturas de areia e pedregulho com pouco ou nenhum fino		
				predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausência de alguns tamanhos de grão)	GP	Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino		
			PEDREGULHOS COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	finos não plásticos (ML ou MH)	CF	Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.		
				finos plásticos (CL ou CH)	GC	Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila bem graduados.		
		AREIAS Mais que metade da fração grosseira menor que a n.º 10	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	grãos cobrindo toda a escala da graduação com quant substancial de todas as partículas intermediárias	SW	Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.		
				predominância de um grão ou graduação falhada	SP	Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.		
			AREIA COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	finos não plásticos (ML ou MH)	SF	Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.		
				finos plásticos (CL CH OU OH)	SC	Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.		
				SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA				
				Mais que a metade do material é menor que a abertura de malha de #200	Processo de identificação executado sobre a fração < #n.º40			
Ensaio expedito	RESISTÊNCIA A SECO (esmagamento pelos dedos)	DILATÂNCIA/ DILATAÇÃO	RIGIDEZ (consistência na porosidade do LP)		A abertura da malha # nº 200 corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu			
	SILTES E ARGILAS Limite de liquidez menor que 50	nenhuma a pequena	rápida a lenta		nenhuma	ML	Siltos inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade	
		média a elevada	nenhuma a muito lenta		média	CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas macias	
SILTES E ARGILAS Limite de liquidez maior que 50	pequena a média	lenta	pequena		OL	Siltos orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade		
	pequena a média	lenta a nenhuma	pequena a média		MH	Siltos inorgânicos, micáceos ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltes elásticos.		
	elevada a muito elevada	nenhuma	elevada		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.		
Turfas	Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e freqüentemente pela textura fibrosa	nenhuma a muito lenta	pequena a média		OH	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade		
		Pt Solos com elevado teor de matéria orgânica						

Sendo as letras:

Para solos grossos:

- G = gravel (pedregulho)
- S= sand (areia)
- W = wellgraded (bem graduado)
- P = poorly graded (mal graduado)
- C = clay (com argila)
- F = fine (com finos)

Para solos finos:

- L = low (baixa compressibilidade)
- H = high (alta compressibilidade)
- M = mo (silte em sueco)
- O = organic (silte ou argila, orgânicos)
- C = clay (argila inorgânica)

Para turfas (Pt):

Solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e muito compressíveis.

Os solos estão distribuídos em 6 grupos:

- 1) pedregulhos (G);
- 2) areias (S);
- 3) siltes inorgânicos e areias finas (M);
- 4) argilas inorgânicas (C);
- 5) siltes e argilas orgânicos (O).

Cada grupo é então dividido em subgrupos de acordo com suas propriedades índices mais significativos.

Os pedregulhos e areias com pouco ou nenhum material fino são subdivididos de acordo com suas propriedades de distribuição granulométrica como bem graduado (GW e SW) ou uniforme (GP e SP). (MACHADO, 2001)

Se o solo (grosso) contém mais que 12% de finos, suas propriedades devem ser levadas em conta na classificação. Como a fração fina nos solos pode ter

influência substancial no comportamento do solo, os pedregulhos e areias têm outras duas subdivisões. (MACHADO, 2001)

Segundo Machado (2001), se o solo (grosso) contém 5% a 12% de finos, deverá ser representado por símbolo duplo: primeiro o do solo grosso (GW, GP, SW, SP), seguido pelo que descreve a fração fina:

- Aqueles cuja fração fina é o silte são GM ou SM.
- Se os finos contêm argilas plásticas, os solos são GC ou SC.
- Se os finos são orgânicos, acrescentar “com finos orgânicos”.
- Se em pedregulho a areia >15%, acrescentar “com areia”.
- Se em areia o pedregulho ultrapassa 15%, acrescentar “com pedregulho”.

2.4.7.3.4 Classificação AASHTO

O sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) tem sido usado para classificar solos para fins rodoviários, relacionando a granulometria e os limites de Atterberg. (LOLLO, 2008)

Tabela 6 - Grupos de Classificação segundo AASHTO
Fonte: (MACHADO, 2001)

Grupos de Classificação	Características	Tipo de Solo
A1 (IG)	Pedregulhos e areia grossa (bem graduados) *Grupo GW do SUCS	SOLOS GROSSOS
A2 (IG)	Pedregulhos e areia grossa (bem graduados), com material cimentante	
A3 (IG)	Areias finas mal graduadas não plásticas *Grupo SP do SUCS	
A4 (IG)	Solos siltosos com pequena quantidade de material grosso e argila	SOLOS FINOS
A5 (IG)	Solos siltosos com pequena quantidade de material grosso e argila. Rico em mica e diatomita	
A6 (IG)	Argilas siltosas medianamente plásticas com pouco ou nenhum material grosso	

Grupos de Classificação	Características	Tipo de Solo
A7 (IG)	Argilas plásticas com presença de matéria orgânica	SOLOS FINOS

*A8 (IG) – Solos altamente orgânicos classificados visualmente

Sendo IG o índice de grupo, fator que varia de 1 – 20. Quanto maior o seu valor, pior será o solo quando comparado a outro do mesmo grupo. Ex.: A1 (2) melhor que A1 (6). (LOLLO, 2008)

$$IG = (A - 35) \cdot [0,20 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (B - 15) \cdot (IP - 10) \quad (2.22)$$

Sendo os valores de A e B, LL e LP adotados de acordo com a tabela:

Tabela 7 - Valores de A, B, LL, IP para classificação AASHTO
Fonte: (LOLLO, 2008)

Valores para cálculo do índice de grupo (A, B, LL, IP)			
Valores Limites	Valores a adotar	Valores Limites	Valores a adotar
Se A < 35	A = 35	Se B < 15	B = 15
Se A > 70	A = 70	Se B > 55	B = 55
Se LL < 40	LL = 40	Se IP < 10	IP = 10
Se LL > 60	LL = 60	Se IP > 30	IP = 30

2.4.7.3.5 Classificação MCT

Conforme Lollo (2008) menciona, os solos são classificados convencionalmente a partir de sua granulometria, propriedades físicas e limites de Atterberg. Mas a classificação MCT (miniatura, compactado, tropical), desenvolvida por Nogami & Villibor (1985), é destinada a solos tropicais apenas. Os solos tropicais têm características específicas, decorrentes da sua formação, ação de processos geológicos e pedológicos. Dos solos tropicais existentes, destacam-se os saprolíticos e lateríticos.

A classificação MCT é feita com base em ensaios de compactação e de ensaios de perda de massa por imersão. A compactação é feita em amostras

úmidas não saturadas, de 200g, com diferentes teores de água, os corpos de prova recebem golpes e suas alturas são medidas no fim de cada série. (LOLLO, 2008)

Com cada medição de altura, é possível construir as curvas de compactação. A inclinação do ramo seco da curva obtida para 12 golpes representa o coeficiente d' , necessário para classificação. Os solos argilosos lateríticos, por exemplo, apresentam geralmente valores de d' normalmente acima de 20, enquanto que solos argilosos não lateríticos apresentam valores inferiores a 10. (LOLLO, 2008)

A classificação MCT originou pela diferença entre solos tropicais, por estarem sujeitos a chuvas abundantes e frequentes, dos solos originalmente estudados. Têm como parâmetros principais os resultados do ensaio mini-CBR: esforço de penetração, absorção, expansão e contração, mais permeabilidade, perda de massa por imersão, granulometria entre 2,00 e 0,075mm. (LOLLO, 2008)

Para classificar o solo tropical segundo MCT, deve-se determinar o valor de c' , este corresponde, segundo Lollo (2008), ao “módulo do valor da inclinação da reta mini-MCV 10”. O valor de mini-MCV é o número de golpes correspondente ao ponto que a curva deforma 2,0mm.

Os ensaios de perda de massa por imersão resultam no coeficiente PI (perda por imersão). Este coeficiente, em %, é determinado pela pesagem da massa seca desprendida em relação a massa seca da parte saliente. De acordo com Lollo (2008), “para fins de classificação adota-se PI correspondente ao mini-MCV 10 ou 15”.

A associação de PI e d' , define o valor de e' , através da equação:

$$e' = \left(\frac{20}{d'} + \frac{PI}{100} \right) \cdot \frac{1}{3} \quad (2.23)$$

Com os valores de e' e c' , o solo é classificado de acordo com o gráfico a seguir.

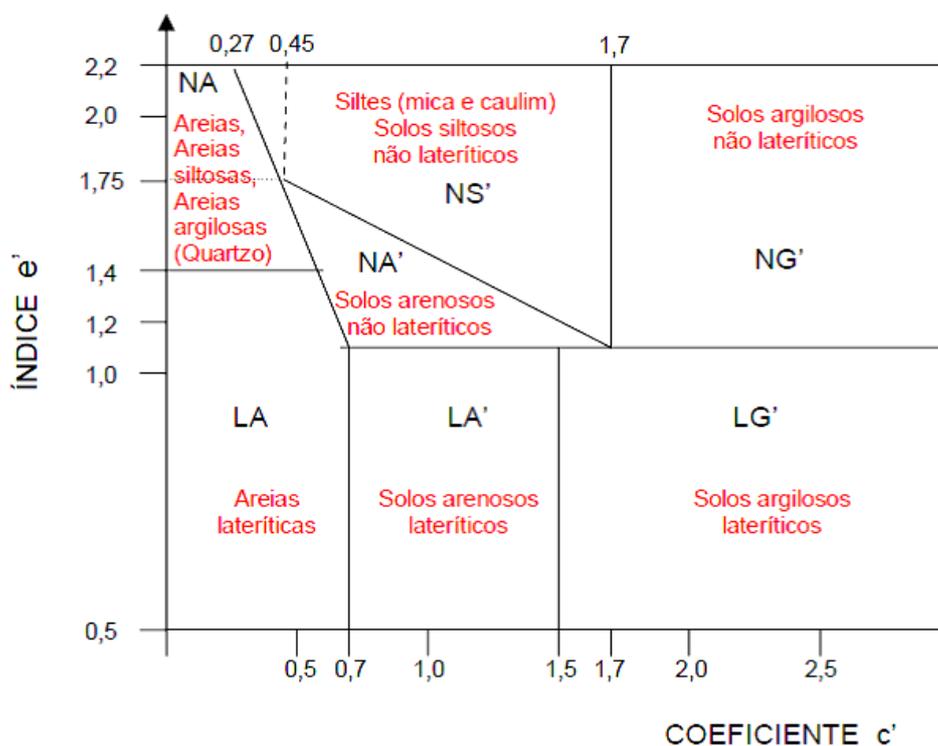


Figura 14 - Gráfico de classificação do solo segundo os parâmetros e' e c' (LOLLO, 2008)

Sendo as primeiras letras:

L – solos lateríticos

N – solos não lateríticos

As segundas letras: A, A', S', G'; complementam a classificação, indicando a fração granulométrica dominante. Neste gráfico os solos coesivos estão localizados à direita e os não coesivos, à esquerda.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

3.1.1 Caracterização do Estudo de Caso

Os postos de instrumentação e sondagens são localizados no município de Campinas / SP. O interior de São Paulo apresenta elevado número de regiões com a presença de solo colapsível, solo este de origem orgânica e com relativo grau de resistência.

Na região de estudo de caso serão implantados aterros e serão realizadas escavações que dependem intimamente da estabilidade do solo. Além de estarem previstas cargas de impacto e sobrecargas temporárias e permanentes.

Por estes e outros motivos estruturais, o solo deve ser preparado, estabilizado e estruturado, deve possuir tratamento de drenagem e também ser inspecionado periodicamente.

3.1.2 Caracterização Geológica e Geotécnica

As informações disponíveis de sondagens consistem em 11 poços manuais/trincheiras, locados conforme Anexo I, com profundidade máxima estimada em 6m. Foram retiradas 11 amostras de solo indeformadas (blocos) e ensaios de laboratório englobando ensaios de caracterização, adensamento, compressão triaxial CIU em solo.

O campo de estudo é composto por solo de alteração de argilito/arenito, argila arenosa, areia argilosa e apresenta o colúvio vegetal, argila arenosa e siltica (areia fina a média), possibilitando o caráter colapsível da região.

Foram identificados três tipos predominantes de solo na região, pode-se representar os perfis como:

- a) Região apresentando aterro superficial pré-existente sobre o terreno natural;
- Camada superficial constituída por aterro de argila arenosa (areia fina a grossa), presença de raízes, cor cinza escuro a marrom;

- Presença de colúvio vegetal abaixo da camada de aterro, constituída por argila arenosa. Presença de fragmentos milimétricos de carvão, cor cinza escuro/preto;
 - Subjacente à camada de colúvio vegetal se encontra camada de colúvio poroso. Esta camada é constituída por argila arenosa. Material homogêneo e poroso, cor marrom avermelhado. Alto potencial de colapso (até 15% para carregamento de inundação de 200 kPa). Espessura variando entre 5 e 10m;
 - Subjacentes às camadas de colúvio, são encontradas camadas de solo alterado, as quais se caracterizam por grande resistência ao cisalhamento, além de colapsividade insignificante;
- b) Região caracterizada por importante presença camada superficial de colúvio poroso com potencial de colapso, sobrejacente ao material residual;
- Presença de colúvio vegetal na camada mais superficial, constituída por argila arenosa. Presença de fragmentos milimétricos de carvão, cor cinza escuro/preto;
 - Camada de colúvio poroso constituída por argila arenosa. Material homogêneo e poroso, cor marrom avermelhado. Alto potencial de colapso (até 15% para carregamento de inundação de 200 kPa). Espessura variando entre 5 e 10m;
 - Subjacentes às camadas de colúvio, são encontradas camadas de solo de alterado, as quais se caracterizam por colapsividade insignificante;
- c) Região caracterizada ausência das camadas de material coluvionar vegetal e poroso superficiais.
- Solo de alteração de argilito, apresentando colapsividade insignificante (entre 0,00 e 0,78%).

A característica geotécnica mais marcante e importante na região estudada é a presença de material coluvionar poroso, com alto potencial de colapso, em

espessura importante. A remoção deste material não é economicamente viável, face às espessuras e profundidades que o mesmo se encontra. O tratamento deste material, o qual implicaria em provocar o colapso deste material previamente à execução deste aterro, deveria utilizar metodologia de grande abrangência, confiabilidade e controle, a fim de efetivamente eliminar-se o problema.

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste trabalho, definiu-se como interesse para a pesquisa aplicar os parâmetros conhecidos de um solo, onde se verifica a ocorrência colapso, localizado na cidade de Campinas / SP.

4.1 EMBASAMENTO TEÓRICO

Foram realizadas pesquisas de autores que abordassem o estudo da colapsibilidade dos solos. Dentre os encontrados, destacam-se dissertações de mestrado, teses de doutorado e livros.

4.2 DADOS

Os dados foram fornecidos com propósito de possibilitar o desenvolvimento deste estudo. Consistem nas informações de ensaios nas amostras indeformadas (blocos), na descrição da estrutura do terreno e nos índices físicos.

As tabelas 8, 9, 10 e 11 apresentam os resultados de umidade natural e massa específica real dos grãos, classificação geológico-geotécnica e unificada (SUCS), ensaio de granulométrico, determinação dos limites de Atterberg, adensamento unidimensional e o ensaio Triaxial (CU_{sat}) das onze amostras.

Para a locação dos poços de coleta dos blocos indeformados, vide Anexo I.

Tabela 8 - Ensaios de Laboratório nos pontos PB1, PB2 e PB4

Identificação		PB1			PB2			PB3					
Norte	-	7.454.698,00			7.454.403,00			7.454.129,00					
Este	-	279.530,00			279.512,00			279.803,00					
Cota	-	633,00			646,00			642,47					
Sondagem próxima	-	BH D15-05			BH D15-04			BH D30-09					
Profundidade	M	2,0			4,5			2,0			4,5		
Ensaio													
Umidade natural	%	16,3			25,3			21,6			24,9		
M.E. real dos grãos	tf/m ³	2,70			2,66			2,7			2,67		
Classificação													
Geológico-Geotécnica	-	Solo de alteração de argilito/arenito - Argila arenosa / Areia argilosa			Colúvio vegetal - Argila arenosa (areia fina a média)			Colúvio Vegetal - Argila arenosa (areia fina a média)			Colúvio - Argila arenosa (areia fina a média)		
Unificada (USCS)	-	CL			ML			ML			CH		
Granulometria (ABNT/NBR 6502/95)													
Pedregulho (60,0 → 2,0 mm)	%	2,0			0,0			0,0			0,0		
Areia grossa (2,0 → 0,6 mm)	%	6,0			5,0			8,0			9,0		
Areia média (0,6 → 0,2 mm)	%	22,0			20,0			23,0			16,0		
Areia fina (0,2 → 0,06 mm)	%	15,0			13,0			13,0			8,0		
Silte (0,06 → 0,002 mm)	%	27,0			13,0			6,0			5,0		
Argila (< 0,002 mm)	%	28,0			49,0			50,0			62,0		
Limites de Atterberg													
Limite de Liquidez (LL)	%	36,1			43,6			41,2			69,8		
Limite de Plasticidade (LP)	%	19,0			27,0			24,5			28,4		
Índice de Plasticidade (IP)	%	17,1			16,6			16,7			41,4		
Índice de Grupo (IG)	-	-			-			-			-		
Adens. unidimensional													
Carregamento de inundação	kPa	50	100	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
Pressão de pré-adensamento	kPa	190	160	230	350	320	230	240	440	280	-	-	-
Índice de vazios inicial	-	0,95	0,93	0,90	1,05	1,11	1,23	0,71	0,78	0,82	1,43	1,43	1,43
Cc (índice de compressão)	-	0,32	0,32	0,34	0,43	0,45	0,52	0,15	0,22	0,29	-	-	-
Cs (índice de expansão)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Potencial de colapso (PC)	%	0,52	0,63	0,33	0,00	0,14	0,35	0,16	0,24	0,05	5,71	4,77	5,58
Triaxial CU_{sat}													
Φ (ângulo de atrito) (máx. σ' ₁ /σ' ₃)	°	-			42,5			43,6			33,8		
c (coesão) (máx. σ' ₁ /σ' ₃)	kPa	-			9,6			5,2			9,9		
Φ (ângulo de atrito) (máx. σ' ₁ -σ' ₃)	°	-			23,7			36,2			25,5		
c (coesão) (máx. σ' ₁ -σ' ₃)	kPa	-			42,2			18,8			9,0		

Tabela 9 - Ensaio de Laboratório nos pontos PB4, PB5, PB6 e PB7

Identificação		PB4			PB5			PB6			PB7		
Norte	-	7.454.039,00			7.454.107,00			7.453.964,00			7.453.873,00		
Este	-	279.806,00			279.644,00			279.587,00			279.645,00		
Cota	-	642,01			641,64			643,6			643,07		
Sondagem próxima	-	BH D30-10			BH D30-13			BH D30-36			BH D30-22S		
Profundidade	m	2,5			4,0			6,0			6,0		
Ensaio													
Umidade natural	%	14			6,6			1,3			1,3		
M.E. real dos grãos	tf/m ³	2,697			2,707			2,661			2,673		
Classificação													
Geológico-Geotécnica	-	Colúvio - Material de natureza argila-siltica			Colúvio - Material de natureza argila-siltica			Colúvio - Material de natureza argila-siltica e algum tanto arenoso			Colúvio - Material argilo-siltoso e uma proporção pequena de areia fina a média		
Unificada (USCS)	-	CH			CH			MH			MH		
Granulometria (ABNT/NBR 6502/95)													
Pedregulho (60,0 → 2,0 mm)	%	0,0			0,5			1,5			1,0		
Areia grossa (2,0 → 0,6 mm)	%	8,5			8,5			7,8			7,0		
Areia média (0,6 → 0,2 mm)	%	22,0			21,5			19,1			16,0		
Areia fina (0,2 → 0,06 mm)	%	14,5			21,0			15,1			24,5		
Silte (0,06 → 0,002 mm)	%	8,0			7,0			9,9			9,0		
Argila (< 0,002 mm)	%	47,0			41,5			46,6			42,5		
Limites de Atterberg													
Limite de Liquidez (LL)	%	57			57			57			53		
Limite de Plasticidade (LP)	%	21			21			30			31		
Índice de Plasticidade (IP)	%	37			37			27			22		
Índice de Grupo (IG)	-	15			15			15			14		
Adens. unidimensional		50	100	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
Carregamento de inundação	kPa												
Pressão de pré-adensamento	kPa	50	32	-	-	120	-	-	-	-	-	-	-
Índice de vazios inicial	-	0,870	1,415	-	-	0,640	-	-	-	-	-	-	-
Cc (índice de compressão)	-	0,3	0,4	0,4	0,4	0,31	0,37	0,33	0,31	0,37	0,39	0,32	0,38
Cs (índice de expansão)	-	0,01	0,01	0,01	0,04	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0	0,01	0,01
Potencial de colapso (PC)	%	1,44	0,75	15,99	0,02	2,24	15,56	1,62	3,77	5,01	0,04	0,94	10,42
Triaxial CUsat													
Φ (ângulo de atrito) (máx. σ'_1/σ'_3)	°	36,3			29,8			33,9			40,8		
c (coesão) (máx. σ'_1/σ'_3)	kPa	4,4			2,2			0,0			0,0		
Φ (ângulo de atrito) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	°	26,4			23,5			25,5			29,7		
c (coesão) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	kPa	6,0			6,9			0,0			1,4		

Tabela 10 - Ensaios de laboratório nos pontos PB8, PB9 e PB10

Identificação		PB8			PB9			PB10					
Norte	-	7.454.171,00			7.453.892,00			7.453.837,00					
Este	-	279.235,00			279.532,00			279.886,00					
Cota	-	635,563			642,03			642,74					
Sondagem próxima	-	BH D15-08			BH D30-37			BH D30-117S					
Profundidade	m	2,5		4,0		5,0		4,0					
Ensaios													
Umidade natural	%	15,8			22,6			21,9			1,4		
Massa específica aparente natural	tf/m ³	1,70			1,65			1,56			-		
Massa específica aparente seca	tf/m ³	1,47			1,35			1,28			-		
M.E. real dos grãos	tf/m ³	2,685			2,687			2,708			2,653		
Classificação													
Geológico-Geotécnica	-	Solo de alteração de argilito - Argila Arenosa (areia fina a média)			Solo de alteração de argilito - Argila Arenosa (areia fina a média)			Colúvio - Argila arenosa (areia fina a média)			Colúvio - Material de natureza argila arenosa-siltica		
HRB	-	-			-			-			A-7-6		
Unificada (USCS)	-	CH			CL			MH			CH		
Granulometria (ABNT/NBR 6502/95)													
Pedregulho (60,0 → 2,0 mm)	%	3,0			0,0			1,0			0,0		
Areia grossa (2,0 → 0,6 mm)	%	10,0			3,0			4,0			7,0		
Areia média (0,6 → 0,2 mm)	%	18,0			20,0			16,0			17,5		
Areia fina (0,2 → 0,06 mm)	%	13,0			25,0			16,0			18,5		
Silte (0,06 → 0,002 mm)	%	21,0			12,0			13,0			0,0		
Argila (< 0,002 mm)	%	35,0			40,0			50,0			57,0		
Limites de Atterberg													
Limite de Liquidez (LL)	%	51			45			51			70		
Limite de Plasticidade (LP)	%	27			25			30			30		
Índice de Plasticidade (IP)	%	24			20			22			40		
Índice de Grupo (IG)	-	-			-			-			19		
Adens. unidimensional		50	100	300	50	100	300	50	100	200	50	100	200
Carregamento de inundação	kPa												
Pressão de pré-adensamento	kPa	170	240	400	340	320	310	86	75	120	-	-	-
Índice de vazios inicial	-	0,86	0,88	0,85	0,95	1,00	1,01	1,42	1,37	1,26	-	-	-
Cc (índice de compressão)	-	7	4	5	9	4	9	0	0	1	-	-	-
Cs (índice de expansão)	-	0,29	0,32	0,38	0,44	0,47	0,49	0,48	0,45	0,44	0,27	0,35	0,43
Potencial de colapso (PC)	%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,01	0,01
Potencial de colapso (PC)	%	0,42	0,63	0,78	0,12	0,13	0,00	1,22	2,76	3,24	0,42	9,14	2,42
Triaxial CUsat													
Φ (ângulo de atrito) (máx. σ'_1/σ'_3)	°	33,9			36,7			-			36,7		
c (coesão) (máx. σ'_1/σ'_3)	kPa	21,0			16,8			-			2,7		
Φ (ângulo de atrito) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	°	32,4			30,8			-			36,7		
c (coesão) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	kPa	22,4			23,7			-			2,3		

Tabela 11 - Ensaios de laboratório no ponto PB11

Identificação		PB11		
Norte	-	7.453.866,00		
Este	-	279.978,00		
Cota	-	642,8		
Sondagem próxima	-	BH D45-109S		
Profundidade	m	4,0		
Ensaios				
Umidade natural	%	1,2		
Massa específica aparente natural	tf/m ³	-		
Massa específica aparente seca	tf/m ³	-		
M.E. real dos grãos	tf/m ³	2,659		
Classificação				
Geológico-Geotécnica	-	Colúvio - Material argilo-siltoso e uma proporção pequena de areia fina a média		
HRB	-	A-7-6		
Unificada (USCS)	-	CH		
Granulometria (ABNT/NBR 6502/95)				
Pedregulho (60,0 → 2,0 mm)	%	0,0		
Areia grossa (2,0 → 0,6 mm)	%	8,5		
Areia média (0,6 → 0,2 mm)	%	21,0		
Areia fina (0,2 → 0,06 mm)	%	20,5		
Silte (0,06 → 0,002 mm)	%	9,0		
Argila (< 0,002 mm)	%	41,0		
Limites de Atterberg				
Limite de Liquidez (LL)	%	61		
Limite de Plasticidade (LP)	%	25		
Índice de Plasticidade (IP)	%	36		
Índice de Grupo (IG)	-	16		
Adens. unidimensional		50	100	200
Carregamento de inundação	kPa			
Pressão de pré-adensamento	kPa	-	-	-
Índice de vazios inicial	-	-	-	-
Cc (índice de compressão)	-	0,37	0,38	0,27
Cs (índice de expansão)	-	0,02	0,02	0,01
Potencial de colapso (PC)	%	0,26	0,09	1,50
Triaxial CU_{sat}				
Φ (ângulo de atrito) (máx. σ'_1/σ'_3)	°	35,4		
c (coesão) (máx. σ'_1/σ'_3)	kPa	0,0		
Φ (ângulo de atrito) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	°	22,7		
c (coesão) (máx. $\sigma'_1-\sigma'_3$)	kPa	9,4		

4.3 CÁLCULO DOS DADOS

Através dos critérios explicitados no capítulo 2.4.7 será feita a análise de cada poço de coleta e, então, o solo será classificado de acordo com os limites estabelecidos nos critérios.

O propósito dessa classificação é determinar o potencial de colapso ou a provável incidência de colapso através das amostras retiradas em campo.

Os blocos ensaiados, citados na Tabela 12, não apresentaram os valores de índice de vazios, por isso, alguns dos critérios que dependiam deste valor não puderam ser calculados.

Tabela 12 - Poços sem informação de índice de vazios

Bloco	Carregamento de Inundação
PB 4	200
PB 5	50
	200
PB 6	50
	100
	200
PB 7	50
	100
	200
PB 10	50
	100
	200
PB 11	50
	100
	200

4.3.1 Cálculo dos índices

Para aplicar alguns dos critérios abaixo aos poços de blocos indeformados, foi preciso calcular outros índices a partir dos dados obtidos nos ensaios.

4.3.1.1 Grau de Saturação

O grau de saturação foi calculado através da fórmula:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (4.1)$$

Onde:

S_r = grau de saturação

V_w = volume de água

V_v = volume de vazios

Para determinar o grau de saturação, construímos uma tabela com os dados necessários. Como alguns pontos não apresentavam índice de vazios inicial (e_0), não foi possível determinar o grau de saturação de tais pontos.

Tabela 13 - Cálculo do Grau de Saturação (Sr)

Ponto	Profundidade	Carregamento de Inundação	Índice de Vazios	Volume de sólidos (Vs)	Volume de vazios (Vv)	Umidade Natural (w_0)	Massa específica real dos grãos	Massa de sólidos (Ms)	Massa de água (Mw)	Volume de água (Vw)	Grau de Saturação Natural (s_0)
PB 1	2,0	50	0,947	0,514	0,486	16,3	2,700	1386,7	226,0	0,226	46,473
		100	0,934	0,517	0,483			1396,1	227,6	0,228	47,120
		200	0,898	0,527	0,473			1422,6	231,9	0,232	49,009
PB 2	4,5	50	1,052	0,487	0,513	25,3	2,660	1296,3	328,0	0,328	63,971
		100	1,107	0,475	0,525			1262,5	319,4	0,319	60,793
		200	1,228	0,449	0,551			1193,9	302,1	0,302	54,803
PB 3	2,0	50	0,709	0,585	0,415	21,6	2,700	1579,9	341,3	0,341	82,257
		100	0,783	0,561	0,439			1514,3	327,1	0,327	74,483
		200	0,823	0,549	0,451			1481,1	319,9	0,320	70,863
	4,5	50	1,431	0,411	0,589	24,9	2,670	1098,3	273,5	0,273	46,459
		100	1,428	0,412	0,588			1099,7	273,8	0,274	46,557
		200	1,430	0,412	0,588			1098,8	273,6	0,274	46,492
PB 4	2,5	50	0,870	0,535	0,465	14,0	2,697	1442,2	201,9	0,202	43,400
		100	1,415	0,414	0,586			1116,8	156,3	0,156	26,684
		200	-	-	-			-	-	-	-
PB 5	4,0	50	-	-	-	6,6	2,707	-	-	-	-
		100	0,640	0,610	0,390			1650,6	108,9	0,109	27,916
		200	-	-	-			-	-	-	-
PB 6	6,0	50	-	-	-	1,3	2,661	-	-	-	-
		100	-	-	-			-	-	-	-
		200	-	-	-			-	-	-	-
PB 7	6,0	50	-	-	-	1,3	2,673	-	-	-	-
		100	-	-	-			-	-	-	-
		200	-	-	-			-	-	-	-

Ponto	Profundidade	Carregamento de Inundação	Índice de Vazios	Volume de sólidos (Vs)	Volume de vazios (Vv)	Umidade Natural (w_0)	Massa específica real dos grãos	Massa de sólidos (Ms)	Massa de água (Mw)	Volume de água (Vw)	Grau de Saturação Natural (s_0)
PB 8	2,5	50	0,867	0,536	0,464	15,8	2,685	1438,1	227,2	0,227	48,931
		100	0,884	0,531	0,469			1425,2	225,2	0,225	47,990
		200	0,855	0,539	0,461			1447,4	228,7	0,229	49,618
	4,0	50	0,959	0,510	0,490	22,6	2,687	1371,6	310,0	0,310	63,322
		100	1,004	0,499	0,501			1340,8	303,0	0,303	60,484
		200	1,019	0,495	0,505			1330,9	300,8	0,301	59,594
PB 9	5,0	50	1,420	0,413	0,587	21,9	2,708	1119,0	245,1	0,245	41,764
		100	1,370	0,422	0,578			1142,6	250,2	0,250	43,288
		200	1,261	0,442	0,558			1197,7	262,3	0,262	47,030
PB 10	4,0	50	-	-	-	1,4	2,653	-	-	-	-
		100	-	-	-			-	-	-	-
		200	-	-	-			-	-	-	-
PB 11	4,0	50	-	-	-	1,2	2,659	-	-	-	-
		100	-	-	-			-	-	-	-
		200	-	-	-			-	-	-	-

4.3.1.2 Índice de vazios no limite de liquidez

O índice de vazios no limite de liquidez foi calculado através da fórmula:

$$e_L = LL \cdot G_s \quad (4.2)$$

Onde:

e_L = índice de vazios no limite de liquidez

LL = Limite de liquidez

G_s = massa específica dos sólidos

A partir da equação 4.2, foi possível construir a Tabela 13 abaixo:

Tabela 14 - Cálculo do índice de vazios no limite de liquidez

Ponto	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	Índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)
PB 1	36,1	2,7	50	0,947	0,975
			100	0,934	
			200	0,898	
PB 2	43,6	2,66	50	1,052	1,160
			100	1,107	
			200	1,228	
PB 3	41,2	2,7	50	0,709	1,112
			100	0,783	
			200	0,823	
	69,8	2,67	50	1,431	1,864
			100	1,428	
			200	1,430	
PB 4	57	2,697	50	0,870	1,537
			100	1,415	
			200	-	
PB 5	57	2,707	50	-	1,543
			100	0,640	
			200	-	
PB 6	57	2,661	50	-	1,517
			100	-	
			200	-	
PB 7	53	2,673	50	-	1,417
			100	-	
			200	-	
PB 8	51	2,685	50	0,867	1,369
			100	0,884	
			200	0,855	
PB 8	45	2,687	50	0,959	1,209
			100	1,004	

Ponto	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	Índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)
			200	1,019	
PB 9	51	2,708	50	1,420	1,381
			100	1,370	
			200	1,261	
PB 10	70	2,653	50	-	1,857
			100	-	
			200	-	
PB 11	61	2,659	50	-	1,622
			100	-	
			200	-	

5 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS

5.1 CRITÉRIO DE DENISOV (1951)

Aplicando DENISOV aos blocos estudados temos, na tabela 15, os resultados de classificação do critério.

Como este critério depende dos valores do índice de vazios no estado natural de todos os casos ensaiados, alguns blocos tiveram como resultado "Critério não aplicável", devido à falta de informações disponibilizadas.

Tabela 15 - Critério DENISOV aplicado aos poços

	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coeficiente de subsidência (K)	Resultado
PB 1	36,1	2,7	50	0,947	0,975	1,029	Margas não colapsíveis
			100	0,934		1,044	Margas não colapsíveis
			200	0,898		1,085	Margas não colapsíveis
PB 2	43,6	2,66	50	1,052	1,160	1,102	Margas não colapsíveis
			100	1,107		1,048	Margas não colapsíveis
			200	1,228		0,944	Margas não colapsíveis
PB 3	41,2	2,7	50	0,709	1,112	1,569	Solos não colapsíveis
			100	0,783		1,421	Margas não colapsíveis
			200	0,823		1,352	Margas não colapsíveis
	69,8	2,67	50	1,431	1,864	1,302	Margas não colapsíveis
			100	1,428		1,305	Margas não colapsíveis
			200	1,430		1,303	Margas não colapsíveis
PB 4	57	2,697	50	0,870	1,537	1,767	Solos não colapsíveis
			100	1,415		1,086	Margas não colapsíveis
			200	-			Critério não aplicável
PB 5	57	2,707	50	-	1,543		Critério não aplicável
			100	0,640		2,411	Critério não aplicável
			200	-			Critério não aplicável

	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coefficiente de subsidência (K)	Resultado
PB 6	57	2,661	50	-	1,517		Critério não aplicável
			100	-			Critério não aplicável
			200	-			Critério não aplicável
PB 7	53	2,673	50	-	1,417		Critério não aplicável
			100	-			Critério não aplicável
			200	-			Critério não aplicável
PB 8	51	2,685	50	0,867	1,369	1,579	Solos não colapsíveis
			100	0,884		1,549	Solos não colapsíveis
			200	0,855		1,602	Solos não colapsíveis
	45	2,687	50	0,959	1,209	1,261	Margas não colapsíveis
			100	1,004		1,204	Margas não colapsíveis
			200	1,019		1,187	Margas não colapsíveis
PB 9	51	2,708	50	1,420	1,381	0,973	Margas não colapsíveis
			100	1,370		1,008	Margas não colapsíveis
			200	1,261		1,095	Margas não colapsíveis
PB 10	70	2,653	50	-	1,857		Critério não aplicável
			100	-			Critério não aplicável
			200	-			Critério não aplicável
PB 11	61	2,659	50	-	1,622		Critério não aplicável
			100	-			Critério não aplicável
			200	-			Critério não aplicável

5.2 CRITÉRIO DE PRIKLONSKIJ (1952)

Aplicando o critério de PRIKLONSKIJ aos poços de blocos indeformados, temos:

Tabela 16 - Critério PRIKLONSKIJ aplicado aos poços

	Profundidade	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Umidade Natural (w_0)	Coefficiente Kd	Classificação do solo
PB 1	2,0	36,1	19,0	16,3	1,16	Expansivo
PB 2	4,5	43,6	27,0	25,3	1,10	Expansivo
PB 3	2,0	41,2	24,5	21,6	1,17	Expansivo
	4,5	69,8	28,4	24,9	1,08	Expansivo
PB 4	2,5	57,0	21,0	14,0	1,19	Expansivo
PB 5	4,0	57,0	21,0	6,6	1,40	Expansivo
PB 6	6,0	57,0	30,0	1,3	2,06	Expansivo
PB 7	6,0	53,0	31,0	1,3	2,35	Expansivo
PB 8	2,5	51,0	27,0	15,8	1,47	Expansivo
	4,0	45,0	25,0	22,6	1,12	Expansivo
PB 9	5,0	51,0	30,0	21,9	1,39	Expansivo
PB 10	4,0	70,0	30,0	1,4	1,72	Expansivo
PB 11	4,0	61,0	25,0	1,2	1,66	Expansivo

5.3 CÓDIGO DE CONSTRUÇÃO DA UNIÃO SOVIÉTICA

Da mesma forma que o critério DENISOV, o cálculo do Código de Construção da União Soviética depende do valor do índice de vazios, portanto alguns poços não foram classificados.

Tabela 17 - Código de Construção da União Soviética aplicado aos poços

	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coef. λ	Resultado
PB 1	36,1	2,7	50	0,947	0,975	- 0,014	Solo colapsível
			100	0,934		- 0,021	Solo colapsível
			200	0,898		- 0,040	Solo colapsível
PB 2	43,6	2,66	50	1,052	1,160	- 0,053	Solo colapsível
			100	1,107		- 0,025	Solo colapsível
			200	1,228		0,031	Solo colapsível
PB 3	41,2	2,7	50	0,709	1,112	- 0,236	Critério não aplicável

	LL	Massa específica dos grãos	Carregamento de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coef. λ	Resultado
	69,8	2,67	100	0,783	1,864	- 0,185	Critério não aplicável
			200	0,823		- 0,159	Critério não aplicável
			50	1,431		- 0,178	Critério não aplicável
			100	1,428		- 0,179	Critério não aplicável
			200	1,430		- 0,178	Critério não aplicável
PB 4	57	2,697	50	0,870	1,537	- 0,357	Solo expansivo
			100	1,415		- 0,051	Solo colapsível
			200	-		-	Critério não aplicável
PB 5	57	2,707	50	-	1,543	-	Critério não aplicável
			100	0,640		- 0,551	Solo expansivo
			200	-		-	Critério não aplicável
PB 6	57	2,661	50	-	1,517	-	Critério não aplicável
			100	-		-	Critério não aplicável
			200	-		-	Critério não aplicável
PB 7	53	2,673	50	-	1,417	-	Critério não aplicável
			100	-		-	Critério não aplicável
			200	-		-	Critério não aplicável
PB 8	51	2,685	50	0,867	1,369	- 0,269	Critério não aplicável
			100	0,884		- 0,258	Critério não aplicável
			200	0,855		- 0,277	Critério não aplicável
	45	2,687	50	0,959	1,209	- 0,128	Critério não aplicável
			100	1,004		- 0,102	Critério não aplicável
			200	1,019		- 0,094	Solo colapsível
PB 9	51	2,708	50	1,420	1,381	0,016	Solo colapsível
			100	1,370		- 0,005	Solo colapsível
			200	1,261		- 0,053	Solo colapsível
PB 10	70	2,653	50	-	1,857	-	Critério não aplicável
			100	-		-	Critério não aplicável
			200	-		-	Critério não aplicável
PB 11	61	2,659	50	-	1,622	-	Critério não aplicável
			100	-		-	Critério não aplicável
			200	-		-	Critério não aplicável

5.4 CÓDIGO DE OBRA DA URSS

Aplicando o código de obra da URSS aos poços de blocos indeformados, temos:

Tabela 18 - Código de obra da URSS aplicado aos poços

	IP	LL	Massa específica dos grãos	Carreg. de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	CI*	Grau de Saturação Natural (s_0)	Resultado
PB 1	17,1	36,1	2,7	50	0,947	0,975	-0,014	46,473	Potencialment e colapsível
				100	0,934		-0,021	47,120	Potencialment e colapsível
				200	0,898		-0,040	49,009	Potencialment e colapsível
PB 2	16,6	43,6	2,66	50	1,052	0,116	0,456	63,971	Não colapsível
				100	1,107		0,470	60,793	Não colapsível
				200	1,228		0,499	54,803	Não colapsível
PB 3	16,7	41,2	2,7	50	0,709	0,111	0,350	82,257	Não colapsível
				100	0,783		0,377	74,483	Não colapsível
				200	0,823		0,390	70,863	Não colapsível
	16,7	69,8	2,67	50	1,431	0,186	0,512	46,459	Não colapsível
				100	1,428		0,511	46,557	Não colapsível
				200	1,430		0,512	46,492	Não colapsível
PB 4	41,4	57	2,697	50	0,870	0,154	0,383	43,400	Critério não aplicável
				100	1,415		0,522	26,684	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável
PB 5	37	57	2,707	50	-	0,154	-	-	Critério não aplicável
				100	0,640		0,296	27,916	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável
PB 6	27	57	2,661	50	-	0,152	-	-	Critério não aplicável
				100	-		-	-	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável
PB 7	24	53	2,673	50	-	0,142	-	-	Critério não aplicável
				100	-		-	-	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável

	IP	LL	Massa específica dos grãos	Carreg. de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	CI*	Grau de Saturação Natural (S_0)	Resultado
PB 8	20	51	2,685	50	0,867	0,137	0,391	48,931	Não colapsível
				100	0,884		0,397	47,990	Não colapsível
				200	0,855		0,387	49,618	Não colapsível
	20	45	2,687	50	0,959	0,121	0,428	63,322	Não colapsível
				100	1,004		0,441	60,484	Não colapsível
				200	1,019		0,445	59,594	Não colapsível
PB 9	22	51	2,708	50	1,420	0,138	0,530	41,764	Não colapsível
				100	1,370		0,520	43,288	Não colapsível
				200	1,261		0,497	47,030	Não colapsível
PB 10	40	70	2,653	50	-	0,186	-	-	Critério não aplicável
				100	-		-	-	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável
PB 11	36	61	2,659	50	-	0,162	-	-	Critério não aplicável
				100	-		-	-	Critério não aplicável
				200	-		-	-	Critério não aplicável

CI* - Coeficiente de Colapsividade.

5.5 CRITÉRIO DE FEDA (1966)

Assim como alguns critérios anteriores, o FEDA depende da pré-determinação do índice de vazios, o critério aplicado aos poços ensaiados, nos mostra:

Tabela 19 - Critério FEDA aplicado aos poços

	Profundidade	Carregamento de Inundação	Índice de Vazios	Grau de Saturação Natural (s ₀)	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Coefficiente K _d	Classificação do solo
PB 1	2,0	50	0,947	46,473	36,1	19,0	1,09	Solos Subsidentes
		100	0,934	47,120			1,09	Solos Subsidentes
		200	0,898	49,009			1,09	Solos Subsidentes
PB 2	4,5	50	1,052	63,971	43,6	27,0	1,60	Solos Subsidentes
		100	1,107	60,793			1,60	Solos Subsidentes
		200	1,228	54,803			1,60	Solos Subsidentes
PB 3	2,0	50	0,709	82,257	41,2	24,5	1,45	Solos Subsidentes
		100	0,783	74,483			1,45	Solos Subsidentes
		200	0,823	70,863			1,45	Solos Subsidentes
	4,5	50	1,431	46,459	69,8	28,4	0,67	Solos estáveis
		100	1,428	46,557			0,67	Solos estáveis
		200	1,430	46,492			0,67	Solos estáveis
PB 4	2,5	50	0,870	43,400	57,0	21,0	0,57	Solos estáveis
		100	1,415	26,684			0,57	Solos estáveis
		200	-	-			-	Critério não aplicável
PB 5	4,0	50	-	-	57,0	21,0	-	Critério não aplicável
		100	0,640	27,916			0,58	Solos estáveis
		200	-	-			-	Critério não aplicável
PB 6	6,0	50	-	-	57,0	30,0	-	Solos Subsidentes
		100	-	-			-	Solos Subsidentes
		200	-	-			-	Solos Subsidentes
PB 7	6,0	50	-	-	53,0	31,0	-	Solos Subsidentes
		100	-	-			-	Solos Subsidentes
		200	-	-			-	Solos Subsidentes
PB 8	2,5	50	0,867	48,931	51,0	27,0	1,11	Solos Subsidentes
		100	0,884	47,990			1,11	Solos Subsidentes
		200	0,855	49,618			1,11	Solos Subsidentes
	4,0	50	0,959	63,322	45,0	25,0	1,23	Solos Subsidentes
		100	1,004	60,484			1,23	Solos Subsidentes
		200	1,019	59,594			1,23	Solos Subsidentes
PB 9	5,0	50	1,420	41,764	51,0	30,0	1,40	Solos Subsidentes
		100	1,370	43,288			1,40	Solos Subsidentes
		200	1,261	47,030			1,41	Solos Subsidentes
PB 10	4,0	50	-	-	70,0	30,0	-	Critério não aplicável
		100	-	-			-	Critério não aplicável
		200	-	-			-	Critério não aplicável
PB 11	4,0	50	-	-	61,0	25,0	-	Critério não aplicável
		100	-	-			-	Critério não aplicável
		200	-	-			-	Critério não aplicável

5.6 CRITÉRIO DE GIBBS & BARA (1962)

Aplicando o critério de GIBBS & BARA aos poços de blocos indeformados, temos:

Tabela 20 - Critério de GIBBS & BARA aplicado aos poços

	Carregam. de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coef. R	Resultado	Coef. K	Resultado
PB 1	50	0,947	0,975	2,700	Solo colapsível	0,972	Solo não colapsível
	100	0,934				0,958	Solo não colapsível
	200	0,898				0,921	Solo não colapsível
PB 2	50	1,052	1,160	2,660	Solo colapsível	0,907	Solo não colapsível
	100	1,107				0,955	Solo não colapsível
	200	1,228				1,059	Solo colapsível
PB 3	50	0,709	1,112	2,700	Solo colapsível	0,637	Solo não colapsível
	100	0,783				0,704	Solo não colapsível
	200	0,823				0,740	Solo não colapsível
	50	1,431	1,864	2,670	Solo colapsível	0,768	Solo não colapsível
	100	1,428				0,766	Solo não colapsível
	200	1,430				0,767	Solo não colapsível
PB 4	50	0,870	1,537	2,697	Solo colapsível	0,566	Solo não colapsível
	100	1,415				0,920	Solo não colapsível
	200	-				-	Critério não aplicável
PB 5	50	-	1,543	2,707	Solo colapsível	-	Critério não aplicável
	100	0,640				0,415	Solo não colapsível
	200	-				-	Critério não aplicável
PB 6	50	-	1,517	2,661	Solo colapsível	-	Critério não aplicável
	100	-				-	Critério não aplicável
	200	-				-	Critério não aplicável
PB 7	50	-	1,417	2,673	Solo colapsível	-	Critério não aplicável
	100	-				-	Critério não aplicável
	200	-				-	Critério não aplicável
PB 8	50	0,867	1,369	2,685	Solo colapsível	0,633	Solo não colapsível
	100	0,884				0,646	Solo não colapsível
	200	0,855				0,624	Solo não colapsível
	50	0,959	1,209	2,687	Solo colapsível	0,793	Solo não colapsível
	100	1,004				0,830	Solo não colapsível

	Carregam. de Inundação	índice de vazios no estado natural (e_0)	índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L)	Coef. R	Resultado	Coef. K	Resultado
	200	1,019				0,843	Solo não colapsível
PB 9	50	1,420	1,381	2,708	Solo colapsível	1,028	Solo colapsível
	100	1,370				0,992	Solo não colapsível
	200	1,261				0,913	Solo não colapsível
PB 10	50	-	1,857	2,653	Solo colapsível	-	Critério não aplicável
	100	-				-	Critério não aplicável
	200	-				-	Critério não aplicável
PB 11	50	-	1,622	2,659	Solo colapsível	-	Critério não aplicável
	100	-				-	Critério não aplicável
	200	-				-	Critério não aplicável

5.7 CRITÉRIO DE HANDY (1973)

Aplicando o critério de HANDY aos poços de blocos indeformados, temos:

Tabela 21 - Critério de HANDY aplicado aos poços

Pontos	Profundidade	% de finos (< 0,002 mm)	Classificação do solo
PB 1	2,0	28,0	Probabilidade de colapso < 50%
PB 2	4,5	49,0	Geralmente não colapsível
PB 3	2,0	50,0	Geralmente não colapsível
	4,5	62,0	Geralmente não colapsível
PB 4	2,5	47,0	Geralmente não colapsível
PB 5	4,0	41,5	Geralmente não colapsível
PB 6	6,0	46,6	Geralmente não colapsível
PB 7	6,0	42,5	Geralmente não colapsível
PB 8	2,5	35,0	Geralmente não colapsível
	4,0	40,0	Geralmente não colapsível
PB 9	5,0	50,0	Geralmente não colapsível
PB 10	4,0	57,0	Geralmente não colapsível
PB 11	4,0	41,0	Geralmente não colapsível

5.8 CRITÉRIO DE JENNINGS & KNIGHT (1975)

Aplicando o critério de JENNINGS & KNIGHT aos poços de blocos indeformados, temos:

Tabela 22 - Critério de JENNINGS & KNIGHT aplicado aos poços

	Profundidade	Carregamento de Inundação	Índice de Vazios	Grau de Saturação Natural (s_0)	Classificação geológico-geotécnica	Classificação do solo
PB 1	2,0	50	0,947	0,465	Areia fina	Colapsível
		100	0,934	0,471		Colapsível
		200	0,898	0,490		Colapsível
PB 2	4,5	50	1,052	0,640	Areia fina	Não colapsível
		100	1,107	0,608		Não colapsível
		200	1,228	0,548		Falha do Critério
PB 3	2,0	50	0,709	0,823	Areia fina	Não colapsível
		100	0,783	0,745		Não colapsível
		200	0,823	0,709		Não colapsível
	4,5	50	1,431	0,465	Areia fina	Colapsível
		100	1,428	0,466		Colapsível
		200	1,430	0,465		Colapsível
PB 4	2,5	50	0,870	0,434	Silte argiloso	Colapsível
		100	1,415	0,267		Colapsível
		200	-	-		Critério não aplicável
PB 5	4,0	50	-	-	Silte argiloso	Critério não aplicável
		100	0,640	0,279		Colapsível
		200	-	-		Critério não aplicável
PB 6	6,0	50	-	-	Areia fina	Critério não aplicável
		100	-	-		Critério não aplicável
		200	-	-		Critério não aplicável
PB 7	6,0	50	-	-	Silte argiloso	Critério não aplicável
		100	-	-		Critério não aplicável
		200	-	-		Critério não aplicável
PB 8	2,5	50	0,867	0,489	Areia fina	Colapsível
		100	0,884	0,480		Colapsível
		200	0,855	0,496		Colapsível
	4,0	50	0,959	0,633	Areia fina	Não colapsível
		100	1,004	0,605		Não colapsível
		200	1,019	0,596		Falha do Critério
PB 9	5,0	50	1,420	0,418	Areia fina	Colapsível
		100	1,370	0,433		Colapsível
		200	1,261	0,470		Colapsível
PB 10	4,0	50	-	-	Silte argiloso	Critério não aplicável
		100	-	-		Critério não aplicável
		200	-	-		Critério não aplicável
PB 11	4,0	50	-	-	Silte argiloso	Critério não aplicável
		100	-	-		Critério não aplicável
		200	-	-		Critério não aplicável

6 RESULTADOS

6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos ao aplicar os critérios, apontados no capítulo 2.4.7 deste trabalho, às amostras ensaiadas, na região do estudo de caso, apontam diversos resultados dentre eles incoerências.

A tabela 23 apresenta o resumo dos resultados obtidos de cada ensaio em relação a cada poço ensaiado.

Tabela 23 - Resultados

	Carregamento de Inundação	Denisov	Priklonskij	União Soviética	URSS	FEDA	Gibbs & Bara	Handy	Jennings & Knight
PB 1	50	Margas não colapsíveis	Expansivo	Solo colapsível	Potencialmente colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Probabilidade de colapso < 50%	Colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Potencialmente colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Potencialmente colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
PB 2	50	Margas não colapsíveis	Expansivo	Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Não colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Não colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo colapsível		Critério não aplicável
PB 3	50	Solos não colapsíveis	Expansivo	Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Não colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Não colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Não colapsível
	50	Margas não colapsíveis	Expansivo	Critério não aplicável	Não colapsível	Solos estáveis	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos estáveis	Solo não colapsível		Colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos estáveis	Solo não colapsível		Colapsível
PB 4	50	Solos não colapsíveis	Expansivo	Solo expansivo	Critério não aplicável	Solos estáveis	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Critério não aplicável	Solos estáveis	Solo não colapsível		Colapsível
	200	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível	Critério não aplicável		
PB 5	50	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Critério não aplicável
	100	Critério não aplicável		Solo expansivo	Critério não aplicável	Solos estáveis	Solo não colapsível		Colapsível

	Carregamento de Inundação	Denisov	Priklonskij	União Soviética	URSS	FEDA	Gibbs & Bara	Handy	Jennings & Knight
	200	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível		Critério não aplicável
PB 6	50	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Critério não aplicável
	100	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Critério não aplicável
	200	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Critério não aplicável
PB 7	50	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Critério não aplicável
	100	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Critério não aplicável
	200	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Critério não aplicável
PB 8	50	Solos não colapsíveis	Expansivo	Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Colapsível
	100	Solos não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
	200	Solos não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
	50	Margas não colapsíveis	Expansivo	Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Não colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Critério não aplicável	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Não colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Critério não aplicável
PB 9	50	Margas não colapsíveis	Expansivo	Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo colapsível	Geralmente não colapsível	Colapsível
	100	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
	200	Margas não colapsíveis		Solo colapsível	Não colapsível	Solos Subsidentes	Solo não colapsível		Colapsível
PB 10	50	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Critério não aplicável
	100	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível		Critério não aplicável

	Carregamento de Inundação	Denisov	Priklonskij	União Soviética	URSS	FEDA	Gibbs & Bara	Handy	Jennings & Knight
	200	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível		Critério não aplicável
PB 11	50	Critério não aplicável	Expansivo	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível	Geralmente não colapsível	Critério não aplicável
	100	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível		Critério não aplicável
	200	Critério não aplicável		Critério não aplicável	Critério não aplicável	Critério não aplicável	Solo não colapsível		Critério não aplicável

6.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Como se sabia previamente o potencial de colapso e a confirmação da colapsibilidade em diversos pontos da região, pode-se dizer que os seguintes poços apresentam Potencial de Colapso significativo (maior que 1%):

- PB-3, para profundidade de 4,5;
- PB-4, PB-5 e PB-7, para carregamento de inundação 200;
- PB-6, PB-9, de maneira geral;
- PB-10, principalmente para carregamento de inundação 100;

Os outros poços foram considerados não colapsíveis, pois não existe um valor considerável para seu Potencial de Colapso (%).

Os critérios de DENISOV, PRIKLONSKIJ, URSS e HANDY foram desconsiderados para a análise, pois apresentaram para todos os poços resultados contrários à classificação de colapsibilidade já conhecida inicialmente. Além disso, os pontos onde o critério não pôde ser aplicado também foram excluídos.

O código de construção da União Soviética apresentou resultado coerente com o potencial de colapso (previamente conhecido) apenas para o PB-9. Existiram pontos aonde não foi possível classificar o solo devido ou, a falta de dados (índice de vazios no estado natural), ou, à falha do critério quando λ apresenta valor entre 0,1 e 0,3 negativos.

O critério de FEDA apresentou resultado coerente para PB-6, PB-7 e PB-9, porém considerou colapsíveis outros diversos poços que não apresentaram valor significativo de potencial de colapsibilidade (acima de 1%). Portanto, pode-se dizer que o critério FEDA considera os solos com um alto fator de segurança, classificando-os como colapsíveis mesmo quando apresentam baixo potencial de colapso.

O critério de Gibbs & Bara apresenta apenas um resultado coerente, para o PB-9, no carregamento de inundação 50, portanto pode-se concluir que este critério não classifica corretamente o solo de estudo.

O critério de Jennings & Knight foi considerado o mais coerente de todos os critérios ensaiados. Resultou "colapsível" para a maioria dos poços considerados colapsíveis (com potencial de colapso superior a 1%), apesar de ter apresentado diversos erros de classificação. Por apresentar intervalos nos limites de

classificação, quando o grau de saturação natural encontrava-se nessas faixas, o critério falhou.

7 CONCLUSÃO

O estudo do solo é muito complexo, tendo em vista os diversos fatores que determinam o comportamento e também sua diversidade, a geologia e geotecnia são alvos de muitas pesquisas. Tendo em vista o estudo realizado, pode-se concluir:

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aplicação dos Critérios de Identificação de Solos Colapsíveis nos poços de coleta de amostras indeformadas apresentou diversas incoerências. Isso mostra que não foi possível determinar um padrão que generalizasse o comportamento do solo ou que pelo menos o dividisse em grupos, de semelhança granulométrica, por exemplo, para assim determinar o potencial de colapso.

A grande dificuldade do estudo dos solos colapsíveis provém da falta de padrão no comportamento dos solos não saturados quando atingem a saturação. Possivelmente os Critérios de Determinação de Solos Colapsíveis estudados pudessem apresentar melhores resultados quando aplicados aos solos no estado saturado.

De maneira geral, a maioria dos critérios não apresentou resultados coerentes, ainda assim, não se pode afirmar que são critérios falhos, apenas que estes não se aplicam ao solo estudado.

Contudo, conclui-se que, dos diversos critérios aplicados utilizando os parâmetros obtidos através de ensaios dos poços de amostras indeformadas, o critério de Jennings & Knight foi o que melhor classificou o solo em questão.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A continuação desse trabalho poderia envolver uma descrição mais detalhada do comportamento dos solos colapsíveis. As seguintes sugestões são feitas para estudos futuros:

- a) Apresentar correlações gráficas entre os parâmetros de forma a encontrar um padrão de comportamento do solo colapsível;
- b) Apresentar soluções para minimizar a colapsibilidade dos solos colapsíveis como; controle da umidade do solo, cimentação do solo; sistema de drenagem;
- c) Correlação de parâmetros a fim de desenvolver um novo critério de identificação dos solos colapsíveis.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Ensaio de Penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603**: Sondagem a Trado. São Paulo, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. São Paulo, 1980.

ALONSO, E.E; GENS, A. & HIGHT, D.W. Special problem soils. General Report (session 5), In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION, 9, Dublin. **Proceedings...** Rotterdam, A.A. Balkema, p. 5.1-5.60, 1987.

BARDEN, L., MCGOWN, A. & COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soils. **Engineer Geology**, v. 7, p. 49-60, 1973.

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

BRANDÃO DOS SANTOS, C. R. **Influência da Modificação do Estado de Tensões e da Sazonalidade nos Parâmetros Geotécnicos oriundos de Ensaios de Campo na Argila Porosa de Brasília**, Universidade de Brasília, 2003, disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/dissertacao/GDM116A03.pdf>>. Acesso em: 03/04/13 às 9h55min.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **Apostila de Mecânica dos solos**, vol.2, departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), 1998.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J.H.F.; GUIMARÃES, R.C.; ABREU, P.S.B. Análise da influência da sucção nos resultados de SPT e SPT-T em solos porosos colapsíveis. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 4. **Anais...**, ABMS, Porto Alegre, v. 1, p. 509-520, 2001.

CAMPOS, Iberê M. **Geotecnia: Tipos de solo e investigação do subsolo: entenda o ensaio a percussão e seu famoso índice SPT**, Fórum da Construção, disponível em <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=126>. Acesso em: 14/04/13 às 22h.

CARVALHO, D & Souza, **Análise do efeito de umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos**, 1990 Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e engenharia de fundações, ABMS, v.2, p.109-114. Salvador - BA.

CINTRA, J.C.A. (1998). **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos. Serviço Gráfico da EESC/USP, 106p.

COLLARES, A.C.Z.B. (1997). **A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos**. São Carlos, 97p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DÉCOURT, L. (1989). **The Standard Penetration Test. State of the Art Report**, XII ISSMFE, Rio de Janeiro, 6:2405-2416.

DÉCOURT, L. (1992). SPT in non classical materials – U.S./Brazil. **Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils**, Belo Horizonte, p64-100, 1992.

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

FERREIRA, S.R.M. Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu. **Anais...**, Foz do Iguaçu, ABMS, v.4, p. 1285-1292, 1994.

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

FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. Collapsible soils – A practical case in construction (Pernambuco, Brazil). ICSMFE, **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989.

FEUERHARMEL, C. (2003). **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia**. Brasil. Dissertação de Mestrado, UFRS/ Porto Alegre.

FREDLUND, D.G. The scope of unsaturated soil mechanics: an overview. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1, 1996, Paris. **Proceedings...** Paris: Rotterdam Brookfield, 1996, p. 1155-1177.

FREDLUND, D.G. & MORGENTERN, N.R. & WIDNER, R.A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.15, n.3, p. 313-321, 1978.

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

GUIMARÃES, R. C. (2002). **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091^a/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p.183.

GUIMARÃES, R. C., et al. 2000. **Utilização do ensaio SPT-T na modelagem constitutiva do solo poroso de Anápolis-GO**. In.: SEMINÁRIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÃO DE CAMPO, 4. São Paulo: IV SEFE, Abef/ ABMS, 2000, Vol. 3, p. 113-121.

JENNINGS, J. E. & BURLAND, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 12, n. 2, p. 125-144.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. **Proceed. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Durban, p. 99-105.

JUCÁ, J.F.T. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Tesis doctoral. Universidad de Madrid, 1990.

KLUTE, A. **Methods of Soil Analysis – Part 1**. Am. Soc. Of Agronomy, Madison, Wiscosin, USA, 1986.

KNODEL, P.C. (1981). Construction of large canal on collapsing soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107 n. GTI, p. 79-94.

LAWTON, E.C.; FRAGASZY, R.J.; HETHERINGTON, M.D. (1992). Review of wetting-induced collapse in compacted soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.118 n9, p.1376-1394.

LOLLO, José Augusto (2008). **Solos Colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. Editora Cultura Acadêmica. UNESP/ Ilha Solteira.

LU, NING and LIKOS, WILLIAM J. 2004. **Unsaturated Soil Mechanics**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2004.

MACHADO, S.L. **Apostila de Mecânica dos Solos**. Universidade Federal da Bahia (UFBA) – Departamento de Geotecnia da Escola Politécnica de Engenharia, 2001.

MARINHO, F.A.M Medição de Sucção em Solos. In.: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...**, Rio de Janeiro; Freitas Bastos, 1997. v. 2, p. 373-397

MELGAREJO, M.L.; RIDLEY, A.M.; DINEEN, K. A comparison of the soil water characteristic curves for reconstituted and undisturbed samples of a colluviums from Rio de Janeiro. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v.1, p. 313-316.

ÖBERG, A.L. & SÄLLFORS, A. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, 20 (1), p. 40-48, 1997.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3^a Ed.Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

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

RANZINI, S.M.T (1988), **SPTF**. Solos e Rochas, 11:29-30.

RANZINI, S.M.T. (1994), **SPTF. 2a parte**. Solos e Rochas, 17:189-190.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático**, Seminários Gerais em Geotecnia, 95p. Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC, USP, São Carlos, SP, 2005.

SANCHES BLANES, S.A. **Torquímetro**, disponível em http://www.sanchesblanes.com.br/exibe_noticia.php?noticia=72. Acesso em: 24/06/2013 às 13h.

SANTOS, Alvaro R. **Geotecnia: O papel e as enormes responsabilidades das investigações geológicas**, Fórum da Construção, disponível em <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=394>. Acesso em: 20/03/13 às 11h.

SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**, Oficina de Textos, São Paulo, SP, p.189

SOUZA NETO, J.B. (2004). **Comportamento de um Solo Colapsível Avaliado a Partir de Ensaio de Laboratório e Campo, e Previsão de Recalques Devidos à Inundação (Colapso)**. Tese de Doutorado, UFRJ / Rio de Janeiro, RJ, 468p.

TEIXEIRA, M.M.C.A.D. (2006). **Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia**. Dissertação de Mestrado, UFPE / Recife, PE, 118p.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND D.G.; PUFAHL, D.E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till. **Géotechnique**, v.49 n.2 abril, p. 143-159

VARGAS, M. (1978). **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo. Vol.1, 2ª ed., 509p.

ANEXO I

