

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MARYLISE CATANEO

**VERIFICAÇÃO DO FENÔMENO DO COLAPSO EM UM SOLO TÍPICO
DE TOLEDO - PR**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO-PR

2017

MARYLISE CATANEO

**VERIFICAÇÃO DO FENÔMENO DO COLAPSO EM UM SOLO TÍPICO
DE TOLEDO - PR**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Maurício do Espírito Santo Andrade

TOLEDO-PR

2017



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 101

Verificação do fenômeno do colapso em um solo típico de Toledo - PR

por

Marylise Cataneo

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **17 de Novembro de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Dr. Elmagno Catarino Santos Silva
(UTFPR – TD)

Prof^a MSc. Patrícia Casarotto de Oliveira
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Maurício do Espírito Santo Andrade
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Mapa simplificado dos solos do estado do Paraná.....	16
Figura 02 – Estrutura do solo ilustrando os meniscos de água que se formam em um solo não saturado	19
Figura 03 – (A) Estrutura do solo antes da inundação. (B) Após a inundação.....	21
Figura 04 - Ensaio de compressão edométrica em solos colapsíveis, saturados em diferentes estágios de carregamentos.....	22
Figura 05 – (A) Ajuste da curva do solo normalmente adensado. (B) Ajuste da curva do solo pré-adensado.....	23
Figura 06 – Curva e vs σ_v do ensaio edométrico simples	24
Figura 07 – Demonstração esquemática das etapas seguidas para a realização do referido trabalho.....	30
Figura 08 – Local da retirada das amostras de solo na UTFPR- Campus Toledo.....	31
Figura 09 – (A) Anel centralizador e anel biselado. (B) Cravador.....	32
Figura 10 – Demonstração da retirada das amostras indeformadas.....	33
Figura 11 – (A) Processo de escavação até a cota de 0,70 metros. (B) Anéis P, M e G preparados para a extração dos corpos de prova. (C) Processo de cravação do anel. (D) Processo de remoção do anel.....	34
Figura 12 – Amostra de solo rasada na altura do anel biselado.....	34
Figura 13 – (A) Material sendo destorroado no almofariz. (B) Material passado na peneira 76 mm. (C) Material passado na peneira 0,425 mm. (D) Material passado na peneira 4,75 mm.....	36
Figura 14 – Provetas imersas em água para obtenção do equilíbrio térmico.....	37
Figura 15 – Materiais utilizados para o ensaio de limite de liquidez.....	38
Figura 16 – Materiais utilizados para o ensaio de limite de plasticidade.....	39
Figura 17 – (A) Amostra no dispersor. (B) Aplicação de vácuo. (C) Pesando o conjunto balão + solo + água. (D) Determinação da temperatura.....	41
Figura 18 – (A) Prensa Bishop. (B) Anel biselado (C). Célula de adensamento desmontada. (D) Célula de adensamento montada.....	43
Figura 19 – Montagem da célula de adensamento.....	44
Figura 20 – (A) Separação das cargas a serem utilizados no pendural. (B) Inundação do corpo de prova.....	45

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Determinação do Limite de Liquidez.....	52
Gráfico 02 – Curva Granulométrica.....	53
Gráfico 03 – Curva e/e_0 versus Tensão (log).....	55
Gráfico 04 – Curva Leitura do extensômetro versus Tempo (log) na tensão de 230 kPa.....	56
Gráfico 05 – Curva Leitura do extensômetro versus Tempo (log) na tensão de 15 kPa com inundação.....	56
Gráfico 06 – Deformação volumétrica (%) versus Tensão efetiva vertical (kPa).....	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Coeficiente de colapsibilidade (CI).....	26
Tabela 02 – Tensão efetiva vertical aplicada em cada célula.....	44
Tabela 03 – Composição granulométrica a 0,70 metros de profundidade	53
Tabela 04 – Densidade real dos grãos.....	53
Tabela 05 – Índices físicos iniciais das células M e G.....	54
Tabela 06 – Averiguação da colapsividade do solo através de determinados critérios.....	59

LISTA DE SÍMBOLOS

e : índice de vazios

σ_{v0} : tensão vertical inicial

e_0 : índice de vazios inicial

σ_v : tensão vertical

i : potencial de colapso

Δe_c : variação do índice de vazios devido ao colapso da estrutura

e_i : índice de vazios antes da inundação

K : coeficiente de subsidência

e_L : índice de vazios no estado do limite de liquidez

e_0 : índice de vazios no estado natural

LL : limite de liquidez

G_s : densidade real dos grãos

LP : limite de plasticidade

w_0 : teor de umidade natural

S_0 : grau de saturação inicial

CI : coeficiente de colapsibilidade

IP : índice de plasticidade

σ_v' : tensão efetiva vertical

F_{cp} : força aplicada no corpo de prova

σ : tensão

A : área do corpo de prova

P : peso aplicado no pendural

$\dot{\epsilon}_v$: velocidade de deformação específica

ΔH : variação da altura

H : altura corrente do corpo de prova

Δt : intervalo de tempo entre duas leituras

w : umidade

W_w : peso de água

W_s : peso do solo seco

γ : peso específico úmido

W : peso do solo úmido

V : volume do corpo de prova

γ_d : peso específico seco

V_s : volume de sólidos

γ_w : peso específico da água

V_v : volume de vazios

S : grau de saturação

H_s : altura dos sólidos

ε_f : deformação volumétrica final de cada estágio de carregamento

d_0 : leitura inicial do ensaio

d_f : leitura final de cada estágio de carregamento

k : constante do extensômetro

H_0 : altura inicial do corpo de prova

H_f : altura final do corpo de prova

$\Delta\varepsilon_v$: variação de deformação

RESUMO

CATANEO, M. **Verificação do fenômeno do colapso em um solo típico de Toledo** – PR. 2017. 63 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2017.

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam significativa redução de volume quando submetidos a um aumento do grau de saturação. A compreensão do fenômeno do colapso se faz importante devido as consequências relacionadas as deformações pós-construtivas. Através deste trabalho foi possível averiguar se o solo encontrado na região das obras da UTFPR, Campus Toledo, é colapsível. Amostras deformadas e indeformadas foram coletadas, e ensaios de caracterização e compressão edométrica com inundação nas tensões de 15 e 320 kPa foram realizados e interpretados. A colapsividade do solo foi verificada através do gráfico deformação volumétrica *versus* tensão efetiva vertical, além dos critérios baseados nos índices físicos do solo. Os critérios aplicados apresentaram incoerências. Não foi possível afirmar se o solo estudado é colapsível.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Colapso. Compressão edométrica. Índices físicos.

ABSTRACT

CATANEO, M. **Verification of the collapse phenomenon in a typical soil of Toledo – PR.** 2017. 63 f. Monograph (Civil Engineering). Federal University of Technology - Paraná. Toledo, 2017.

Collapsible-soils are not saturated soils that present significant volume reductions when submitted to an increase in the degree of saturation. The compression of the collapse phenomenon is important because of the consequences related to post construction displacements. Through this work it was possible to inquire if the soil, found in the region of the constructions in UTFPR, Campus Toledo, is collapsible. Deformed and not deformed samples were collected, and then characterization tests and edometric compression tests with confinement pressures between 15 and 320 kPa were developed and interpreted. The collapsibility of the soil was verified through the graphic of volumetric deformation versus vertical effective tension, beside the criterions based on the physical parameters of the soil. The criterions applied showed inconsistencies. It was not possible to determine if the studied soil is collapsible.

Key-words: Colapsible-soils. Collapse. Edometric compression. Physical properties.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	<i>JUSTIFICATIVA</i>	13
1.2	<i>OBJETIVOS</i>	14
1.2.1	Objetivo geral.....	14
1.2.2	Objetivo específico.....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	<i>CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE TOLEDO - PR</i>	15
2.1.1	Latossolo.....	15
2.2	<i>SOLOS NÃO SATURADOS</i>	17
2.2.1	Natureza e ocorrência dos solos não saturados	18
2.2.2	Composição e comportamento dos solos não saturados	18
2.3	<i>SOLOS COLAPSÍVEIS</i>	19
2.3.1	Colapso.....	20
2.3.2	Ocorrência dos solos colapsíveis.....	21
2.3.3	Estudos dos solos colapsíveis	22
2.3.3.1	Ensaio de laboratório.....	22
2.3.3.2	Crterios baseados em ndices fsicos do solo.....	25
2.4	<i>FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS</i>	27
2.4.1	Fundações rasas	27
2.4.2	Fundações profundas	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	30
3.1	<i>LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS.....</i>	31
3.2	<i>RETIRADA DAS AMOSTRAS.....</i>	31
3.2.1	Amostras indeformadas	31
3.2.2	Amostras deformadas.....	35
3.3	<i>ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO</i>	35
3.3.1	Análise granulométrica.....	37
3.3.2	Limite de Liquidez	38
3.3.3	Limite de Plasticidade	39
3.3.4	Densidade real dos grãos	39
3.3.5	Teor de umidade.....	41
3.4	<i>ENSAIOS EDOMÉTRICOS.....</i>	42
3.4.1	Materiais	42
3.4.2	Metodologia dos ensaios	43
3.4.3	Cálculos	46

3.4.3.1	Umidade	47
3.4.3.2	Peso específico úmido	47
3.4.3.3	Peso específico seco.....	47
3.4.3.4	Volume de sólidos	48
3.4.3.5	Volume de vazios	48
3.4.3.6	Grau de saturação.....	48
3.4.3.7	Índice de vazios inicial.....	49
3.4.3.8	Altura dos sólidos	49
3.4.3.9	Deformação volumétrica.....	49
3.4.3.10	Índice de vazios.....	50
3.4.3.11	Variação total da altura do corpo de prova.....	50
3.4.3.12	Altura final do corpo de prova.....	51
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	52
4.1	<i>CARACTERIZAÇÃO</i>	<i>52</i>
4.2	<i>ENSAIO DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA</i>	<i>54</i>
4.3	<i>CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO</i>	<i>58</i>
5	CONCLUSÃO.....	60
5.1	<i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</i>	<i>60</i>
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	61

1 INTRODUÇÃO

Todos os solos quando sujeitos a carregamentos se deformam. O tipo de deformação, bem como sua magnitude depende sobretudo da tensão aplicada, da umidade e das propriedades deste solo. Especificamente sobre os solos não saturados quando umedecidos, podem apresentar reduções de volume adicionais e repentinas, sob tensão praticamente constante. Este fenômeno é denominado de colapso e o solo que o apresenta de colapsível.

Os solos colapsíveis estão presentes em regiões semiáridas, em regiões onde as estações secas e chuvosas se alteram, bem como onde os solos aluvionares, coluvionares e residuais sofrem lixiviação em seus primeiros metros.

A cidade de Toledo, localizada no oeste do Paraná, possui um solo do tipo latossolo (solo laterítico). Trata-se de um solo poroso que pode apresentar comportamento colapsível devido a esta porosidade.

Tal colapsividade pode provocar danos à estruturas de fundações e pavimentos, instabilidade e ruptura de taludes, além de rupturas de estruturas enterradas. Isto ocorre principalmente pela característica principal do solo em apresentar colapso quando tem sua umidade elevada.

Tratando-se apenas de estruturas de fundações, Santos *et al* (1998) nos lembra da importância de se analisar o solo onde a estrutura será executada, pois sempre há a possibilidade de se encontrar um solo problemático, como por exemplo um solo colapsível. Já Lollo (2008) afirma que se confirmado a presença do solo colapsível, o tipo de fundação mais indicado são as estacas de concreto. Isto se dá pelo fato de as estacas de concreto não apoiarem-se diretamente sobre o solo, solo este que sofre significativa redução de volume e de capacidade de carga quando umedecido.

A fim de se verificar a existência do colapso no solo da região das obras da UTFPR – Campus Toledo, foram realizados dois ensaios edométricos simples utilizando-se amostras indeformadas, coletadas no terreno da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. O primeiro foi inundado na tensão de 15 kPa por ser uma tensão baixa, porém superior a tensão geostática de campo. Já o segundo foi inundado na tensão de 320 kPa por se desejar averiguar a colapsividade deste solo

quando normalmente adensado. Além disto, utilizou-se critérios baseados nos índices físicos do solo para verificar esta possível colapsividade.

No Capítulo 2 será apresentada uma revisão dos aspectos teóricos necessários para a compreensão e análise dos resultados desta pesquisa. Incluem-se nesta revisão a caracterização do solo de Toledo, uma breve descrição sobre solos não saturados, teorias sobre solos colapsíveis, como a definição do colapso e métodos de estudo sobre este fenômeno e, por fim, fundações em solos colapsíveis e qual o tipo mais indicado para este tipo de solo.

No Capítulo 3 serão apresentados os materiais e métodos, ou seja, os ensaios de laboratório realizados com as amostras proveniente do terreno da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Toledo. São mostrados neste capítulo os procedimentos adotados para a obtenção das amostras deformadas e indeformadas, a descrição dos procedimentos de laboratório para a caracterização do solo e para os dois ensaios de compressão edométrica.

No Capítulo 4 serão apresentados os resultados obtidos através dos ensaios realizados além dos resultados referentes aos critérios baseados nos índices físicos do solo. Tais resultados serão analisados a fim de se verificar se o solo é colapsível.

No Capítulo 5 serão apresentadas as conclusões e as recomendações para pesquisar futuras.

1.1 JUSTIFICATIVA

A área da Geotecnia referente aos solos não saturados não foi tão explorada quanto a área de solos saturados. Diante das incertezas que os solos não saturados nos proporcionam, como apresentar expansibilidade ou colapsividade, este trabalho tem por objetivo verificar se o Latossolo encontrado na região das obras da UTFPR – Campus Toledo é colapsível, bem como realizar sua caracterização, para um melhor entendimento sobre solos colapsíveis.

A compreensão do fenômeno do colapso se faz necessária em virtude das graves consequências relacionadas às deformações pós-construtivas que podem

comprometer a estabilidade das estruturas de engenharia, podendo até mesmo levar a estrutura à ruína.

Este tipo de solo pode ser considerado representativo para várias regiões do território brasileiro, ou seja, espera-se que este estudo possa contribuir com estudos realizados em outras regiões que apresentem solos com características semelhantes à este.

Além disto, a confirmação de um solo colapsível influenciaria na determinação do tipo de fundação mais adequado para este tipo de solo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral verificar se o solo encontrado na região das obras da UTFPR – Campus Toledo, oeste do Paraná, é colapsível.

1.2.2 Objetivo específico

- Realizar dois ensaios edométricos nas seguintes condições: o primeiro com inundação da amostra na tensão de 15 kPa e o segundo com inundação na tensão de 320 kPa;
- Realizar a caracterização da amostra de solo coletada (limite de liquidez, limite de plasticidade, densidade real dos grãos, teor de umidade e análise granulométrica) e;
- Contribuir com os estudos referentes a solos colapsíveis.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE TOLEDO - PR

Segundo um estudo realizado pela Embrapa, juntamente com o laboratório de Monitoramento Ambiental e a Universidade Federal do Paraná, a cidade de Toledo está localizada em uma área onde o solo é do tipo latossolo (L), Figura 01 (UFPR, 2017).

2.1.1 Latossolo

Latossolos (L) são solos que apresentam três horizontes minerais, que podem ser denominados horizontes A, B e C. O horizonte A é a camada mais superficial, com espessura de aproximadamente 15 cm e alto teor de matéria orgânica. O horizonte B é o que caracteriza o latossolo por ser um horizonte altamente intemperizado. Essa camada possui espessura mínima de 0,50 metros e é constituída por fração de argila de baixa atividade e quantidades variáveis de caulinita, oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Por fim, o horizonte C é o substrato rochoso levemente alterado. (ANTUNES et.al, 2013).

Com relação ao seu processo de formação, Freire et.al (1999, p.83) diz que

Todo solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries. Concomitantemente com a fragmentação pela expansão e contração térmica, a rocha sofre oxidação e ataque de águas aciduladas por ácidos orgânicos. A argila é formada através da decomposição de feldspatos e mica, pela água acidulada.

O latossolo é encontrado em extensas áreas nas regiões Centro-Oeste, Sul e Sudeste do país. Nesses locais ocorre grande parte da produção de grãos do Brasil,

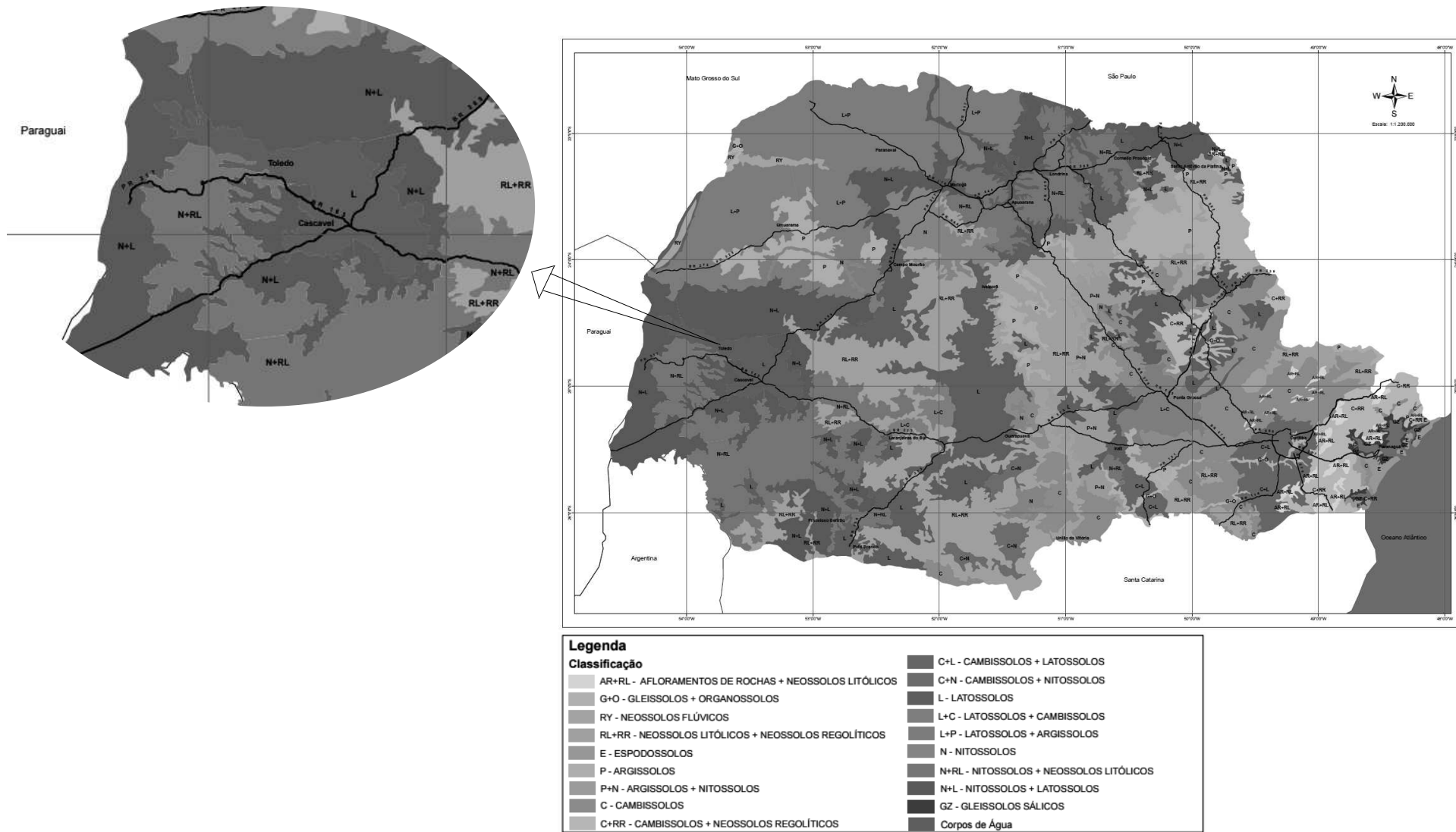


Figura 01- Mapa simplificado dos solos do estado do Paraná
 Fonte: Mapa simplificado dos solos do estado do Paraná (UFPR, 2017).

principalmente por apresentarem áreas com relevo plano ou suavemente ondulado, o que facilita a mecanização agrícola (EMBRAPA, 2017).

No Paraná, os latossolos ocupam cerca de 30% do território e podem apresentar coloração avermelhada ou amarelada, a qual depende basicamente da natureza do solo e de seus compostos de ferro. São solos espessos e muito porosos. No caso da cidade de Toledo, o latossolo é do tipo vermelho por possuir teores mais altos de óxido de ferro (GUTIERREZ, 2005).

Burgos e Conciani (2015) afirmam que na ciência do solo há apenas uma única classe de solo laterítico, que é o latossolo. Já Burgos, Conciani e Bezerra (2015) ressaltam que os solos lateríticos (ou latossolos) em processo de formação tem seus primeiros metros bastante lixiviados, ou seja, são solos porosos, e desta porosidade advêm uma possível colapsividade.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

O comportamento dos solos não saturados sempre foi reconhecido no âmbito da Mecânica dos Solos, contudo, pouco estudado, principalmente pelo fato de os princípios da Mecânica dos Solos serem estabelecidos para solos saturados. Existem algumas razões que justifiquem a ocorrência deste fato, dentre todas pode-se citar que nos países em que a ciência da Mecânica dos Solos evoluiu primeiro, que seriam os países que possuem clima temperado, há uma predominância de solos saturados; ou até mesmo o aceite de que a situação saturada tende a ser a mais crítica (LEME, 2009).

Contudo, ainda segundo Leme (2009), nos últimos anos a Geotecnia vem tentando entender o comportamento dos solos não saturados, a fim de se minimizar os problemas que podem surgir quando estruturas como fundações de edifícios, estradas ou barragens etc., são construídas sobre solos não saturados.

2.2.1 Natureza e ocorrência dos solos não saturados

Segundo Medero (2005, p.8), “os solos não saturados podem ter origem natural, como solos sedimentares (eólicos, aluvionares, coluvionais, entre outros), solos residuais (lateríticos e saprolíticos) e solos de origem artificial, como solos compactados”.

Lollo (2008) afirma que os solos não saturados (colapsíveis e expansivos) estão presentes em grande parte da superfície terrestre.

2.2.2 Composição e comportamento dos solos não saturados

O solo não saturado é composto por três fases: sólida, líquida e gasosa. De uma maneira geral pode-se considerar que os grãos de solo representam a fase sólida, seus vazios a fase gasosa e a água presente nos vazios a fase líquida (MEDERO, 2005).

Gallipoli (2000) diz que a fase líquida dos solos não saturados pode preencher parcialmente os vazios do solo, como pode também preencher somente um pequeno espaço entre as partículas, formando assim meniscos d'água, conforme mostra a Figura 02.

Medero (2005) afirma que o fenômeno mais característico no comportamento de solos não saturados relaciona-se com as deformações volumétricas que ocorrem devido à variação do grau de saturação, podendo ocorrer tanto o colapso quanto à expansão, pois ambos podem ser considerados processos de instabilidade estrutural do solo.

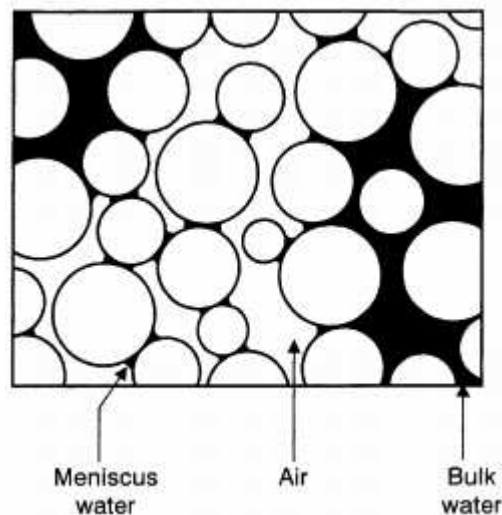


Figura 02 – Estrutura do solo ilustrando os meniscos de água que se formam em um solo não saturado
Fonte: Gallipoli (2000, p.10).

2.3 SOLOS COLAPSÍVEIS

São solos não saturados que sofrem significativa redução de volume (recalque) quando submetidos a um aumento do grau de saturação. Tal redução de volume gera o colapso da estrutura do solo, que ocorre quando o vínculo ou força que mantém os grãos de solo no lugar são rompidos, tornando os grãos capazes de deslizarem uns sobre os outros e moverem-se nos espaços vazios (GUTIERREZ, 2005).

Segundo Vilar (1979) existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso devido apenas ao peso próprio da camada. Já outros entram em colapso devido à sobrecarga. O mais comum é este fenômeno ocorrer devido à combinação da sobrecarga e do acréscimo do grau de saturação.

Bandeira e Temoteo (2014) afirmam que o estudo do solo de fundação é de suma importância, pois este solo necessita ser estável e capaz de suportar as cargas provenientes da própria estrutura, bem como das sobrecargas.

Freire (1999) afirma que diversos danos podem ocorrer em obras de engenharia construídas sobre solos colapsíveis: trincas, fissuras, ruptura de casas, edifícios, reservatórios e canais de irrigação, bem como escorregamento de taludes e depressão em pavimentos rodoviários, danos estes que poderiam ser evitados ou

minimizados caso tal solo fosse distinguido na fase inicial (projeto). Alguns destes problemas estão descritos no Quadro 01.

Tipo de obra	Local	Problemas decorrentes	Fonte
Edifício	Primavera do Leste (MT)	Recalque de aproximadamente 10 cm que acabou prejudicando o funcionamento do edifício	SOARES (2016)
Silo	Primavera do Leste (MT)	Recalque nas bordas de cerca de 14 cm que acabou ocasionando a perda de grãos	SOARES (2016)
Estação de Tratamento de Água	Maringá (PR)	Recalques diferenciais por colapso geraram anomalias como: deslocamento da estrutura do decantador, deslocamento de pisos, fissuras, trincas e rachaduras na região da galeria de comando, além de esmagamento da alvenaria	GUTIERREZ (2005)
Edificações de uso residencial e comercial	Ilha Solteira (SP)	Processos de colapso devido a vazamentos em redes de esgoto geraram danos em edificações de uso residencial e comercial	RODRIGUES (2003)
Residências	Terra Roxa (PR)	Após intensa precipitação pluviométrica ocorreu o processo de disseminação do colapso gerando danos significativos em várias residências	LOLLO (2008)
Residências	Pereira Barreto (SP)	Após a elevação no nível freático local em decorrência do enchimento do lago da UHE de Três Irmãos, várias residências apresentaram danos como consequência do processo do colapso	LOLLO (2008)

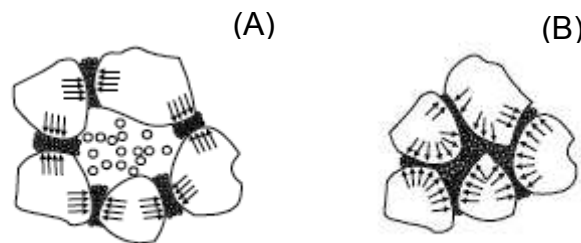
Quadro 01 – Problemas decorrentes do comportamento dos solos colapsíveis

2.3.1 Colapso

Gutierrez (2005) afirma que colapso é um fenômeno que ocorre quando um solo poroso e não saturado é inundado sob determinada tensão aplicada, ocasionando perda de resistência ao cisalhamento, gerando uma espécie de desmoronamento da estrutura.

Jennings e Knight (1957) forneceram uma hipótese para o fenômeno do colapso, a qual diz que a estrutura do solo, em seu teor de umidade natural, está em equilíbrio sob as tensões geradas pelo peso próprio existente, e assim permanece mesmo após uma sobrecarga, ou seja, o solo comprime suavemente, sem grande movimentação dos grãos. Porém, quando o solo sujeito a sobrecarga tem o seu teor de umidade elevado até a saturação, as tensões entre os grãos alcançam um estágio onde elas não resistem por muito tempo às forças à que estão sujeitas, e então a estrutura colapsa, os grãos do solo entram em rearranjo e ocupam os vazios.

A Figura 03 mostra a estrutura do solo sujeita à uma sobrecarga, antes e depois da saturação, o que poderia também ser chamado de inundação.



**Figura 03 – (A) Estrutura do solo antes da inundação.
(B) Após a inundação.
Fonte: Adaptado de Jennings e Knight (1957).**

Segundo Silva *et al.* (2015) a inundação de um solo pode ocorrer devido a acumulação de água na superfície, ruptura de tubulações de água, vazamentos em reservatórios, longos períodos de chuva, etc.

2.3.2 Ocorrência dos solos colapsíveis

A ocorrência dos solos naturalmente colapsíveis no Brasil é geralmente verificada em regiões semiáridas com baixo teor de umidade, em regiões onde as estações secas e de precipitações intensas alteram-se e, por fim, em regiões onde os

solos aluvionares, coluvionares e residuais sofrem lixiviação dos horizontes mais superficiais (FREIRE, 1999).

Além disto, Pinto (1998) acrescenta que o colapso também ocorre em solos compactados, sendo reduzido quanto maior o grau de compactação ou a umidade de compactação.

2.3.3 Estudos dos solos colapsíveis

2.3.3.1 Ensaio de laboratório

Conforme Pinto (1998) o fenômeno da colapsividade é geralmente estudado em ensaios de compressão edométrica, por representarem adequadamente a situação do terreno abaixo de elementos de fundação rasa (ou superficial). Além disto, tal autor diz ainda que o colapso depende do nível de tensão aplicada no solo, é praticamente nulo para baixas tensões, atinge um valor máximo e não ocorre para valores acima de uma determinada tensão, conforme Figura 04.

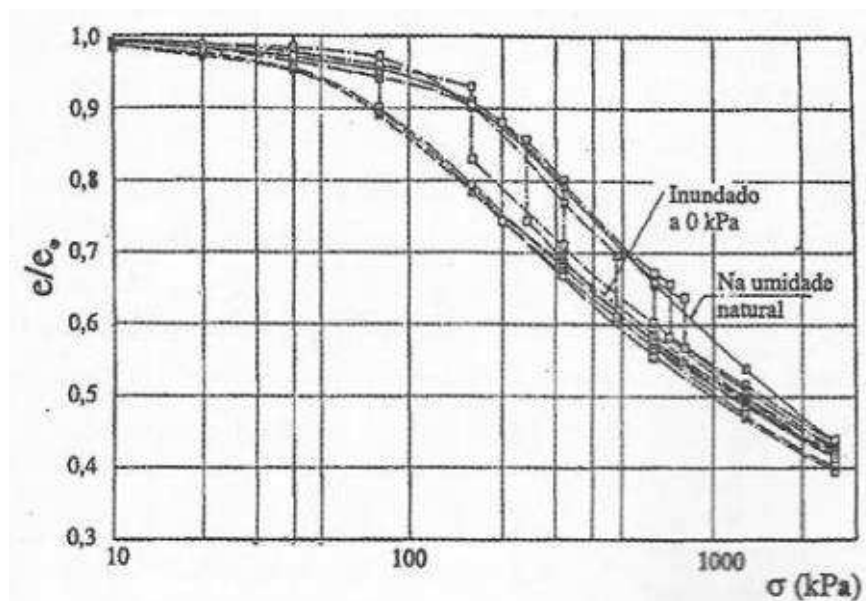


Figura 04 – Ensaio de compressão edométrica em solos colapsíveis, saturados em diferentes estágios de carregamentos
Fonte: Pinto (1998).

Gutierrez (2005) afirma que os ensaios edométricos têm sido os mais utilizados em laboratório para avaliar a possível colapsividade do solo. Rodrigues (2003) se mostra de acordo com Gutierrez, e diz ainda que tais ensaios podem ser executados de duas formas: ensaio edométrico duplo e ensaio edométrico simples.

No ensaio edométrico duplo dois corpos de prova são preparados para o ensaio, um que será inundado desde o início do ensaio, e o outro com a umidade natural. As duas amostras são submetidas a uma tensão de 1 kPa durante 24 horas, ou até a estabilização das deformações. Após este período, são realizados aumentos progressivos da carga, sendo que cada incremento é aplicado somente após a estabilização das deformações do carregamento anterior (RODRIGUES, 2003).

Após a conclusão do ensaio, as curvas índice de vazios x tensão ($e \times \sigma$ -log) são traçadas, sobrepostas e ajustadas, Figura 05.

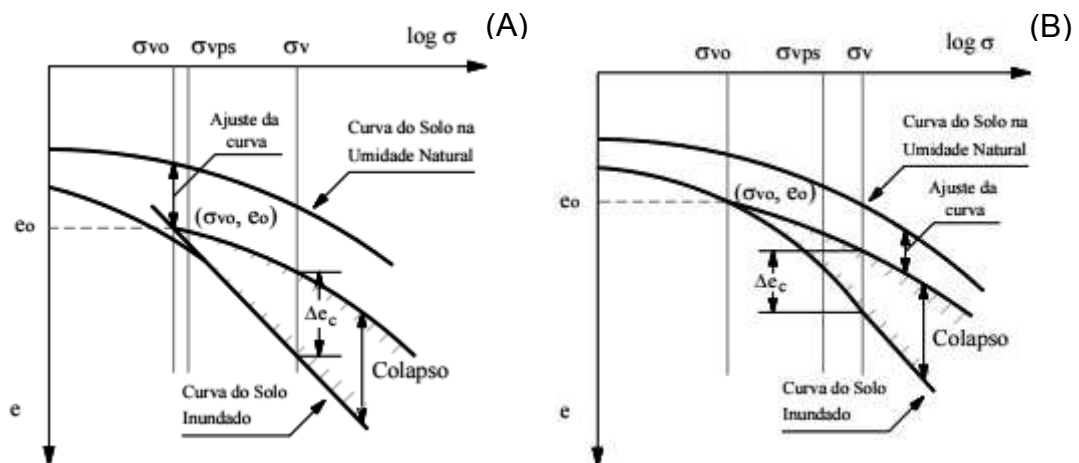


Figura 05 – (A) Ajuste da curva do solo normalmente adensado. (B) Ajuste da curva do solo pré-adensado

Fonte: Rodrigues (2003).

Ainda segundo Rodrigues (2003), quando o solo é normalmente adensado, ou seja, a tensão efetiva aplicada no solo é a máxima tensão que o solo já foi submetido, o ajuste é realizado conforme a Figura 05.A, onde foi transladada a curva do solo na umidade natural até o ponto de tensão inicial e índice de vazios inicial (σ_{vo} , e_0), que se encontra sobre o prolongamento do trecho virgem.

Já se o solo for pré-adensado, ou seja, se este solo já foi submetido a uma determinada tensão efetiva, o ajuste é realizado conforme a Figura 05.B,

transladando-se a curva do solo na umidade natural até o ponto de tensão inicial e índice de vazios inicial (σ_{v0} , e_0). Porém, neste caso este ponto não se encontra sobre o prolongamento do trecho virgem, e sim sobre a curva do solo inundado.

Já em relação ao ensaio edométrico simples, este é executado de maneira convencional, com apenas um corpo de prova no teor de umidade natural, o qual é submetido a incrementos de carga até determinada tensão de interesse. Após a estabilização das deformações, inunda-se o corpo de prova e medem-se as deformações adicionais (colapso). Prossegue-se o ensaio aplicando-se incrementos de carga até a tensão máxima de interesse. Ao final do ensaio a amostra é descarregada. A curva $e \times \sigma_v - \log$ obtida é semelhante à Figura 06 (GUTIERREZ, 2005).

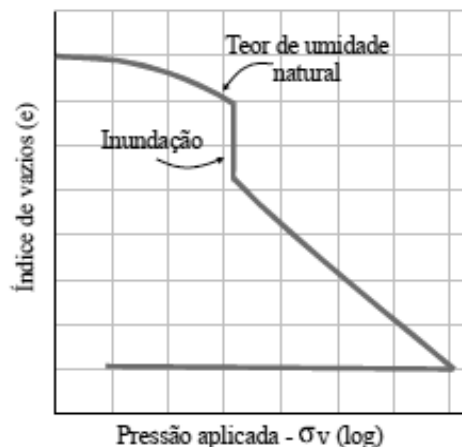


Figura 06 – Curva e vs σ_v do ensaio edométrico simples
Fonte: Gutierrez (2005).

Contudo segundo Vargas (1978) a queda brusca no gráfico quando a amostra é inundada não significa realmente que o solo é colapsível. Vargas sugere o cálculo do potencial de colapso do solo (i) relacionando-se a variação do índice de vazios devido ao colapso da estrutura (Δe_c) com o índice de vazios antes da inundação (e_i), sendo considerados colapsíveis solos que apresentarem valores de potencial de colapso (i) superiores a 2%.

$$i = \frac{\Delta e_c}{1 + e_i} \quad (01)$$

Gutierrez (2005) afirma que o ensaio edométrico simples apresenta vantagem sobre o ensaio edométrico duplo, devido a eliminação de problemas relacionados a heterogeneidade dos corpos de prova. Além disto, durante o processo de remoção das amostras pode ocorrer perturbação externa que cause alteração das características de campo das mesmas, o que poderia contribuir para a heterogeneidade dos corpos de prova.

2.3.3.2 Critérios baseados em índices físicos do solo

Os critérios apresentados a seguir possibilitam a verificação da colapsividade do solo por meio da análise dos índices físicos.

Critério de Denisov (1951, apud LOLLO, 2008): neste critério o coeficiente de subsidência (K) é a relação entre o índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L) e o índice de vazios do solo no estado natural (e_0).

$$K = \frac{e_L}{e_0} \quad (02)$$

Sendo assim, quando

$0,5 < K < 0,75 \rightarrow$ Solos altamente colapsíveis

$0,75 < K < 1,5 \rightarrow$ Margas não colapsíveis

$1,5 < K < 2,0 \rightarrow$ Solos não colapsíveis

O sedimento do tipo Marga é comumente empregado para designar depósitos calcários terrosos (SUGUIO, 1998).

O índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L) é calculado através da equação:

$$e_L = LL * G_s \quad (03)$$

Onde:

e_L é o índice de vazios no limite de liquidez;

LL é o limite de liquidez;

G_s é a densidade real dos grãos.

Critério de Priklonskij (1952, apud LOLLO, 2008): neste critério o coeficiente k_d é definido em função dos limites de Atterberg e do teor de umidade natural (w_0).

$$k_d = \frac{LL - w_0}{LL - LP} \quad (04)$$

Sendo assim, quando

$k_d < 0 \rightarrow$ Solos altamente colapsíveis

$k_d \geq 0,5 \rightarrow$ Solos não colapsíveis

$k_d > 1,0 \rightarrow$ Solos expansivos

Critério de Feda (1966, apud LOLLO, 2008): este critério prevê o colapso de solos parcialmente saturados relacionando a umidade natural (w_0), grau de saturação inicial (S_0) e os limites de Atterberg.

$$K = \frac{\frac{w_0}{S_0} - LP}{LL - LP} \quad (05)$$

Sendo assim, quando

$K \leq 0,85$ para solos parcialmente saturados \rightarrow “Solos estáveis”

$K > 0,85$ para solos parcialmente saturados \rightarrow “Solos subsidentes”

$S_0 < 60\%$ são considerados solos “colapsíveis quando saturados”.

Código de Obras da URSS: este critério relaciona o índice de vazios inicial no estado natural (e_0) e o índice de vazios no estado do limite de liquidez da amostra (e_L). Quando o coeficiente de colapsibilidade (CI) encontrado for menor que o tabelado (Tabela 01) e o grau de saturação for inferior a 80%, considera-se o solo como potencialmente colapsível (LOLLO, 2008).

$$CI = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (06)$$

Tabela 01 – Coeficiente de colapsibilidade (CI)

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

Analisando os critérios baseados nos índices físicos do solo, Bianchi e Ramos (2013) concluíram que os resultados obtidos através destes podem apresentar incoerências. Contudo, não afirmam que os critérios são falhos, pois eles podem apenas não se aplicar ao solo estudado. Dentre os parâmetros analisados, tais autoras afirmam que o critério de Feda seria o mais coerente. Tal critério classifica os solos com um alto fator de segurança, ou seja, classifica o solo como colapsível mesmo quando este apresenta baixo potencial de colapso.

2.4 FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS

A Engenharia de Fundações tem como objetivo determinar formas seguras e econômicas de se transferir as cargas provenientes da estrutura ao solo, de modo a se evitar problemas como ruptura e deformações excessivas. Dentre os tipos de deformação que o solo pode sofrer, o colapso é, sem dúvida, um dos problemas mais importantes a serem tratados em solos não saturados (LOLLO, 2008).

Dentre os diversos tipos de fundações disponíveis, rasas ou profundas, analisa-se os esforços atuantes sobre as edificações, as características do solo e os elementos estruturais que compõe a fundação, de modo a escolher a mais viável em questões de complexidade e custo (LOLLO, 2008).

2.4.1 Fundações rasas

Segundo Lollo (2008), fundações rasas são aquelas que transferem as cargas diretamente para o solo, considerando apenas o apoio da peça sobre o mesmo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência de cargas. Este tipo de fundação se caracteriza ainda por ter profundidade de assentamento de até 2 metros, ou profundidade de assentamento inferior ou igual a duas vezes a largura do elemento de fundação.

As fundações rasas se subdividem em

- Blocos e alicerces
- Sapatas $\left\{ \begin{array}{l} \textit{Corrida} \\ \textit{Associada} \\ \textit{Isolada} \\ \textit{Alavancada} \end{array} \right.$
- Radier

Porém, tratando-se de solo colapsível, Bandeira e Melo (2014), recordam que o colapso ocorre nas camadas mais superficiais do solo, causando problemas às obras quando estas são executadas sobre fundações rasas.

2.4.2 Fundações profundas

São fundações que transferem as cargas através de sua superfície lateral (fuste) e por efeito de ponta, no caso das estacas. Já no caso dos tubulões somente por efeito de ponta. Além disto, deve ter profundidade de assentamento superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e, no mínimo, 3 metros (NBR 6122/2010).

Este tipo de fundação se subdivide em estacas e tubulões. Os tubulões podem ser a céu aberto ou a ar comprimido. Já as estacas podem ser pré-fabricadas ou moldadas in loco (NBR 6122/2010).

- Estacas $\left\{ \begin{array}{l} \textit{Pré - fabricadas} \left\{ \begin{array}{l} \textit{madeira} \\ \textit{aço} \\ \textit{concreto pré - moldadas} \end{array} \right. \\ \textit{Moldadas in loco} \left\{ \begin{array}{l} \textit{Broca} \\ \textit{Franki} \\ \textit{Injetadas (ex: Raiz)} \\ \textit{Escavadas (ex: Hélice contínua)} \end{array} \right. \end{array} \right.$

Lollo (2008) afirma que independentemente do tipo de fundação escolhida, rasa ou profunda, o solo deve ter resistência suficiente para receber os carregamentos oriundos do elemento de fundação. Principalmente tratando-se de solos colapsíveis, onde um possível umedecimento poderia reduzir a capacidade de suporte deste solo.

A fim de se evitar ou minimizar o colapso e seus possíveis danos, Santos *et al.* (1998) dizem que para um projeto de fundação é indispensável que se tenha informações do solo local, pois sempre existe a possibilidade de se encontrar um terreno com comportamento específico, como, por exemplo, um solo colapsível.

Bianchi e Ramos (2013) afirmam que existe a possibilidade de uma prévia identificação do solo colapsível em campo. Esta prévia identificação pode ser realizada através da comparação de boletins de sondagem, porém a possível colapsividade só pode ser efetivamente comprovada através de ensaios laboratoriais.

Lollo (2008) diz ainda que a escolha do tipo de fundação deveria ser baseada somente em critérios técnicos. Porém, como a questão econômica é uma exigência na maioria dos projetos, alguns cuidados devem ser tomados. Tratando-se de solo colapsível o autor expõe que o mais indicado são as estacas de concreto, sejam elas moldadas in loco ou pré-fabricadas.

Já em relação as fundações diretas (rasas), Lollo (2008) se mostra de acordo com Bandeira e Melo (2014) e diz que este tipo de fundação seria o menos indicado, principalmente por se apoiarem diretamente sobre o solo colapsível. Sua utilização implicaria no tratamento do solo, aumentando o custo final da obra.

Fundações recomendadas → Estacas de concreto

Fundações não recomendadas → Rasas

Por fim, Lollo (2008) afirma que fundações bem projetadas são responsáveis por cerca de 3 a 10% do custo total da edificação. Porém, estes custos podem aumentar em casos onde a resistência do solo não é compatível com as cargas que serão transferidas a ele. Nestes casos, elementos de fundações mais complexos são exigidos, podendo-se inclusive haver a necessidade da troca do solo, com reaterro e compactação, aumentando assim ainda mais os custos referentes à fundação.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados os procedimentos de coleta das amostras, bem como a descrição dos ensaios de laboratório realizados. O fluxograma a seguir (Figura 07) apresenta de forma esquemática as etapas seguidas para o desenvolvimento do presente trabalho.

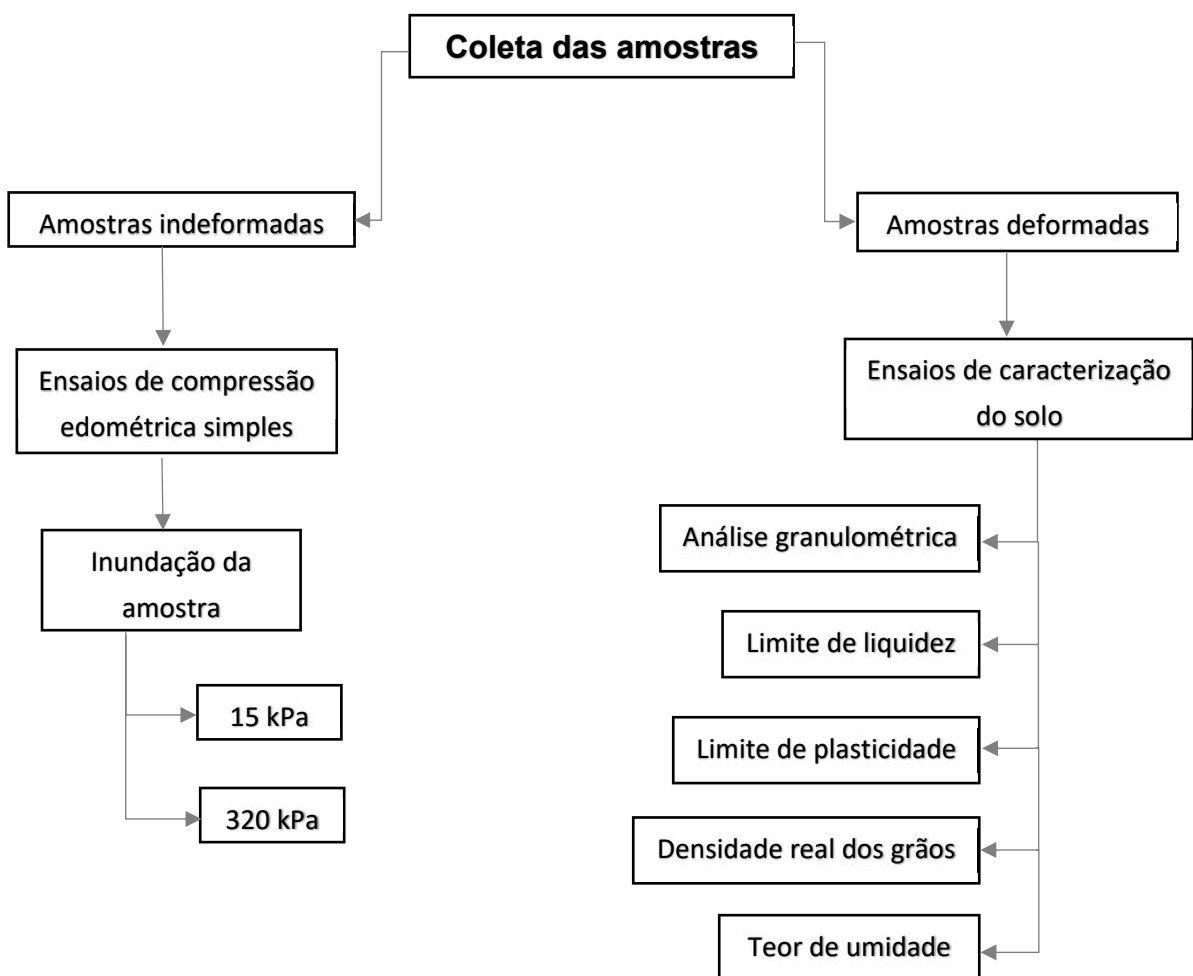


Figura 07 – Demonstração esquemática das etapas seguidas para a realização do referido trabalho

Fonte: Autoria própria.

3.1 LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS

As amostras deformadas e “indeformadas” foram coletadas na região das obras da UTFPR - Campus Toledo (Figura 08), na coordenada geográfica $S24^{\circ} 43' 59,9''$ $W53^{\circ} 45' 58,6''$, que foi obtida com precisão utilizando-se um GPS da marca GARMIN:64sc.



Figura 08 – Local da retirada das amostras de solo na UTFPR- Campus Toledo
Fonte: Google Earth.

3.2 RETIRADA DAS AMOSTRAS

3.2.1 Amostras “indeformadas”

Os ensaios edométricos são realizados com corpos de provas moldados a partir de amostras indeformadas. Para a retirada destas amostras foram utilizados dois

anéis, um biselado (inferior na Figura 08.A) e outro centralizador (superior na Figura 09.A), além de um peso adaptado, denominado cravador (Figura 09.B). Tais equipamentos fazem parte do Laboratório de Solos da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Toledo.

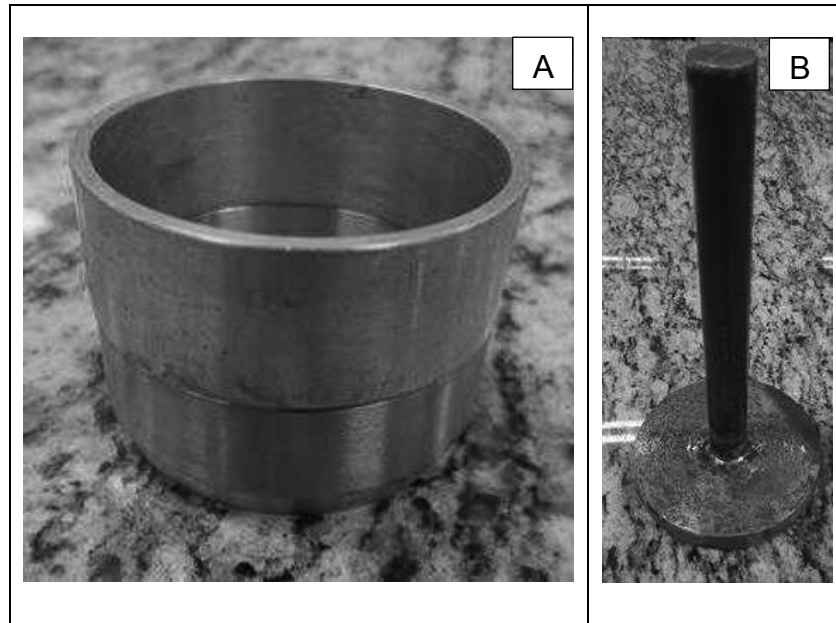


Figura 09 – (A) Anel centralizador e anel biselado. (B) Cravador.

A coleta das amostras indeformadas se deu da seguinte forma: após a remoção da matéria orgânica, como raízes e folhas, em uma determinada cota de interesse, 0,70 metros de profundidade, os anéis, sobrepostos e unidos, foram cravados no solo com a ajuda do cravador. Quando o solo no interior do anel biselado atingiu uma altura superior a do referido anel (Figura 10), as amostras, juntamente com os anéis, foram sacadas, embaladas em filme PVC, ainda no campo, e levadas ao laboratório. Tomou-se o devido cuidado para que estas não sofressem nenhuma avaria durante sua retirada, bem como no seu transporte e manuseio.

A utilização dos dois anéis sobrepostos e unidos teve como objetivo impedir que a amostra de solo sofresse compactação durante sua coleta. Ressalta-se que este método é uma adaptação criada a fim de se facilitar a amostragem.

O uso do filme PVC foi uma técnica adotada para que a amostra não perdesse sua umidade natural até que os ensaios de compressão edométrica fossem realizados.

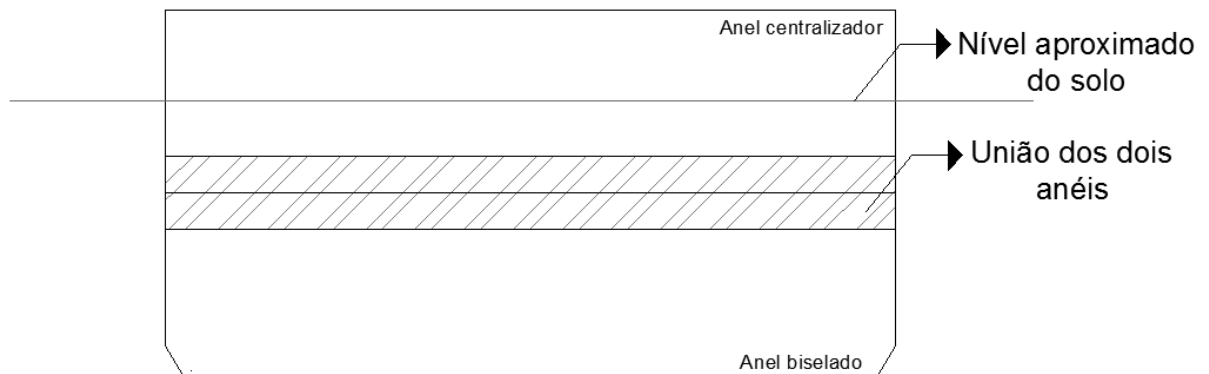


Figura 10 – Demonstração da retirada das amostras indeformadas
Fonte: Autoria própria.

A Figura 11.A mostra o processo de escavação. Já a Figura 11.B mostra três anéis, de diferentes tamanhos, denominados P, M e G, preparados para a extração dos corpos de prova. Por fim, mostra-se o processo de cravação (Figura 11.C) e remoção (Figura 11.D) do anel. Destaca-se que somente os corpos de prova M e G foram utilizados neste trabalho.

No laboratório, os anéis foram separados e a amostra de solo rasada na altura do anel biselado (Figura 12). Este corpo de prova foi utilizado para a realização do ensaio edométrico, já o solo restante foi utilizado para a determinação do teor de umidade da amostra.

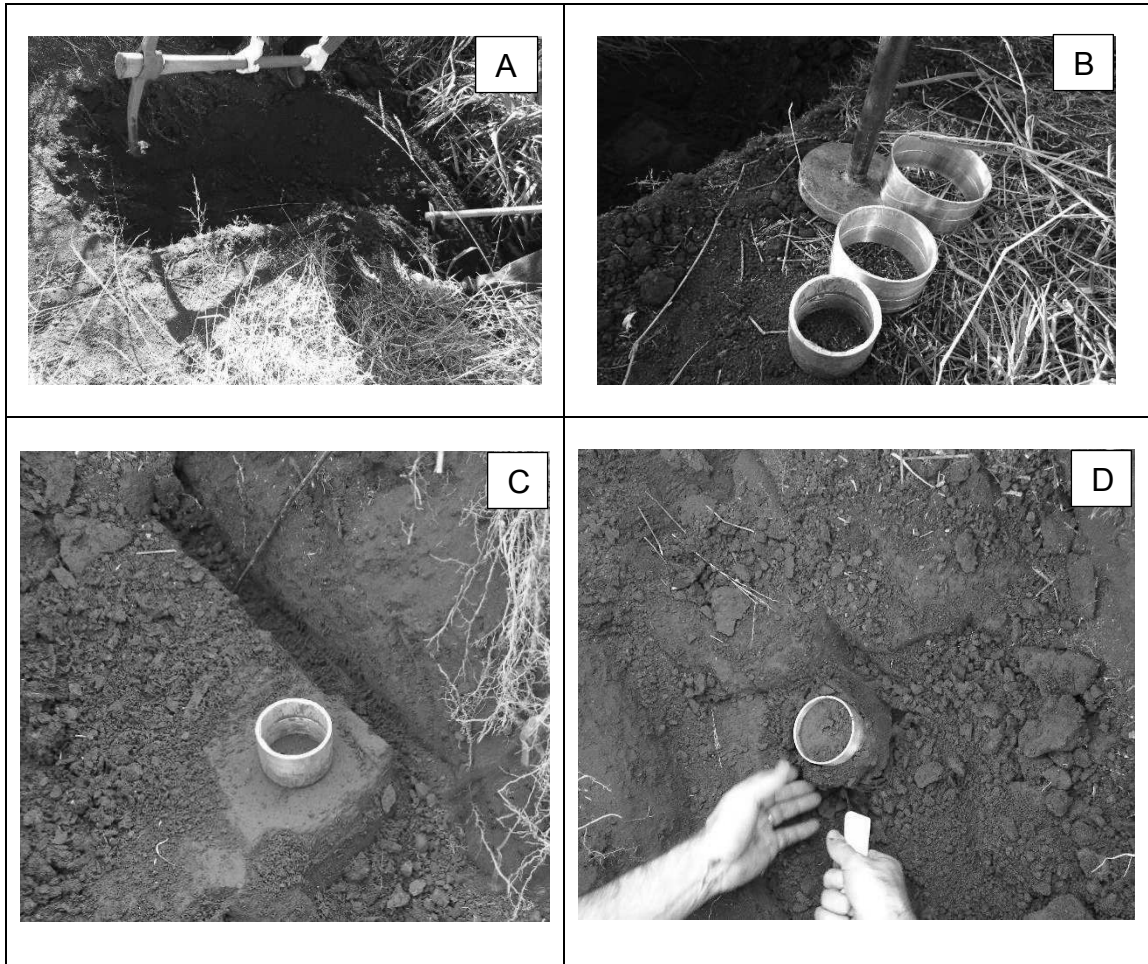


Figura 11 – (A) Processo de escavação até a cota de 0,70 metros. (B) Anéis P, M e G preparados para a extração dos corpos de prova. (C) Processo de cravação do anel. (D) Processo de remoção do anel.



Figura 12– Amostra de solo rasada na altura do anel biselado.

3.2.2 Amostras deformadas

Para os ensaios de caracterização, não se faz necessário coletar amostra indeformada, desta forma retirou-se uma porção de solo desagregado, na mesma profundidade das amostras indeformadas (0,70 metros) com o auxílio de uma pá de jardinagem, tomando-se o cuidado de excluir raízes.

Esta porção de solo foi colocada em uma bandeja metálica, previamente identificada, para que a amostra atingisse a umidade higroscópica, possibilitando assim a realização de todos os ensaios de caracterização.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a realização dos ensaios de caracterização, a amostra de solo foi seca ao ar, até próximo da umidade higroscópica e a seguir destorroada (Figura 13.A).

Para o ensaio de análise granulométrica tomou-se cerca de 1 kgf de material passado na peneira 76 mm (Figura 13.B). Já para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade, tomou-se cerca de 200 gf de material passado na peneira 0,425 mm (Figura 13.C). Por fim, para o ensaio de densidade real dos grãos tomou-se cerca de 500 gf de material passado na peneira, 4,75 mm (Figura 13.D).

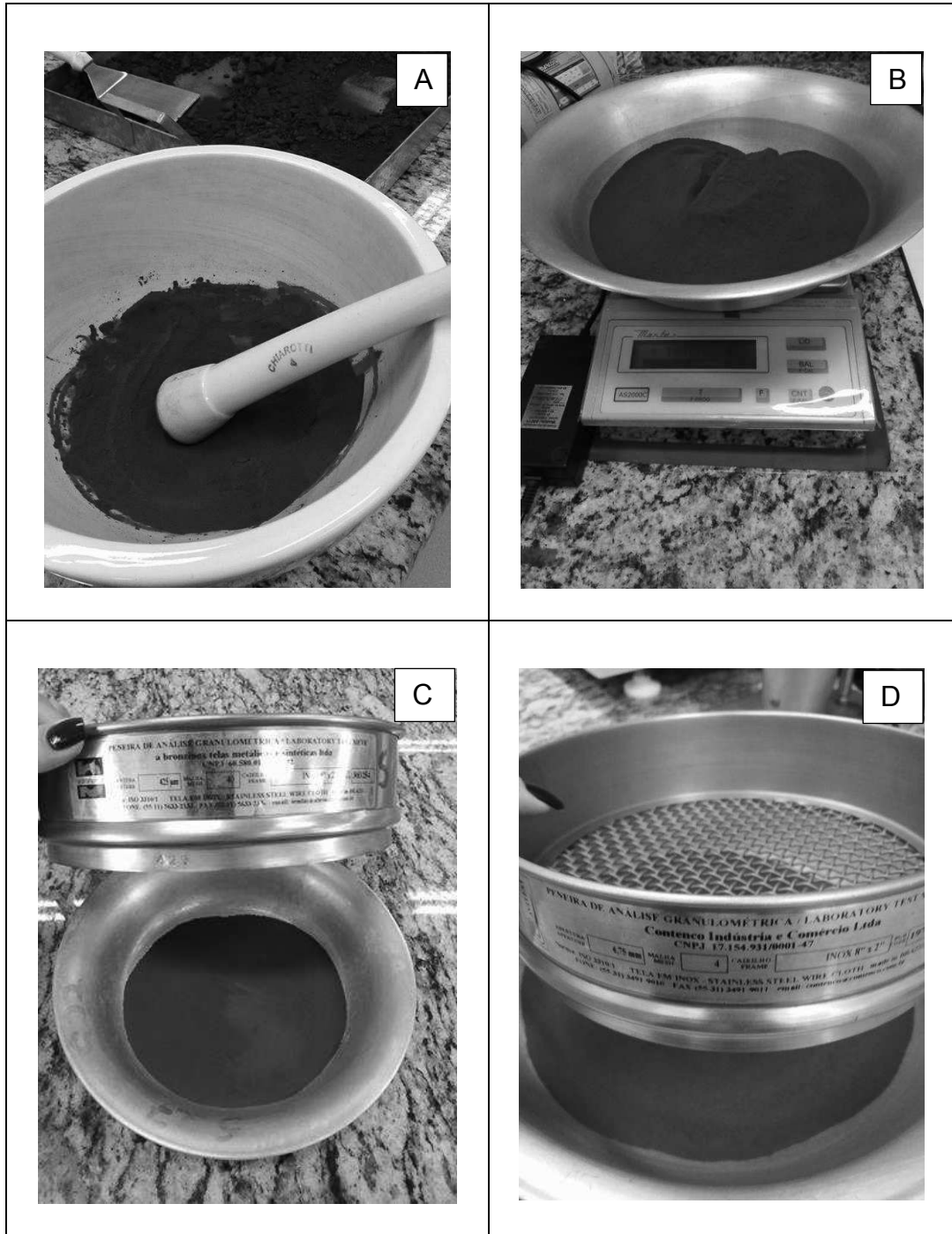


Figura 13 – (A) Material sendo destorroado no almofariz. (B) Material passado na peneira 76 mm. (C) Material passado na peneira 0,425 mm. (D) Material passado na peneira 4,75 mm.

3.3.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica possibilita a determinação dos diâmetros das partículas de solo, e suas respectivas proporções. Esta análise geralmente é realizada através dos ensaios de peneiramento e de sedimentação.

O ensaio de peneiramento grosso consistiu em agitar uma amostra de solo seca de 0,12 gf por um conjunto de peneiras com aberturas padronizadas pela NBR 7181/16. Após o solo ser agitado, o peso do material retido em cada peneira foi determinado.

Através do ensaio de sedimentação (Figura 14) determinou-se o diâmetro das partículas de solo inferiores a 0,075 mm, através de leituras realizadas no densímetro. Após concluído este ensaio, realizou-se o peneiramento fino, utilizando-se o material proveniente da sedimentação, que foi vertido em uma peneira com abertura de 0,075 mm e lavado em água corrente. Após a secagem deste material, realizou-se o ensaio da mesma maneira que o peneiramento grosso, agitando-se a amostra de 2,67 gf por um conjunto de peneiras com aberturas padronizadas pela NBR 7181/16 e determinando-se o peso do material retido em cada peneira.

Estes ensaios foram realizados seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 7181/16 “Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio”.



Figura 14 – Provetas imersas em água para obtenção do equilíbrio térmico.

3.3.2 Limite de Liquidez

A determinação do limite de liquidez (LL) foi realizada utilizando-se o aparelho de Casagrande, que consiste em um prato em forma de concha fixado sobre um suporte. Após a colocação do solo sobre este prato e conferida a altura utilizando-se o gabarito, passou-se o cinzel, de forma a se ter uma ranhura no solo. Após isto, aplicou-se ao prato repetidos golpes, quedas de altura de 1 cm com velocidade constante. Após a ranhura se fechar ao longo de, aproximadamente, 13 mm, o número de golpes foi anotado. Realizou-se este procedimento até a obtenção de cinco pontos.

Após a obtenção de todos os pontos, construiu-se o gráfico número de golpes *versus* teor de umidade e ajustou-se uma reta pelos pontos obtidos. O teor de umidade correspondente a 25 golpes é o limite de liquidez do solo.

Este ensaio foi realizado seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6459/84 “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”. Os materiais utilizados para sua realização estão mostrados na Figura 15.



Figura 15 – Materiais utilizados para o ensaio de limite de liquidez.

3.3.3 Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade (LP) foi determinado a partir de um ensaio no qual um cilindro de solo de, aproximadamente, 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento fratura-se quando moldado manualmente sobre uma placa de vidro. Realizou-se este procedimento até a obtenção de cinco valores de umidade.

O limite de plasticidade foi obtido por meio do cálculo da média das umidades encontradas. Estas umidades foram consideradas satisfatórias quando não diferiram mais do que 5% do seu valor médio. Este ensaio foi realizado conforme a norma ABNT NBR 7180/84 “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”, e os materiais utilizados estão mostrados na Figura 16.



Figura 16 – Materiais utilizados para o ensaio de limite de plasticidade.

3.3.4 Densidade real dos grãos

Para a obtenção da densidade real dos grãos (G_s) realizou-se o ensaio “Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica” seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6458/17.

Este ensaio consistiu em agitar a amostra no dispersor (Figura 17.A), por aproximadamente 15 minutos. Transferiu-se a amostra para o balão volumétrico, completando-o com água destilada até a metade de seu volume e, aplicou-se vácuo

de 88 kPa, durante 15 minutos. Adicionou-se água destilada até 1 cm abaixo da base do gargalo e aplicou-se vácuo novamente, afim de se remover as bolhas de ar (Figura 17.B).

Após removidas as bolhas, adicionou-se novamente água destilada, até 1 cm abaixo da marca de calibração e aguardou-se o balão volumétrico entrar em equilíbrio térmico com o ambiente. Após isto, adicionou-se água destilada até a marca de calibração do balão volumétrico com a ajuda de uma pipeta, enxugou-se a parte externa do balão e limpou-se seu gargalo com a ajuda de papel toalha. Por fim, o conjunto balão + solo + água foi pesado (Figura 17.C) e sua temperatura determinada (Figura 17.D).

Após concluído o ensaio, o peso específico dos grãos do solo foi calculado, conforme NBR 6458/17, sendo que a densidade real dos grãos é dada pela relação entre o peso específico dos grãos de solo e o peso específico da água. Contudo, é válido ressaltar que a referida norma considera o ensaio satisfatório quando os resultados das amostras não diferirem em mais do que $0,02 \text{ gf/cm}^3$.

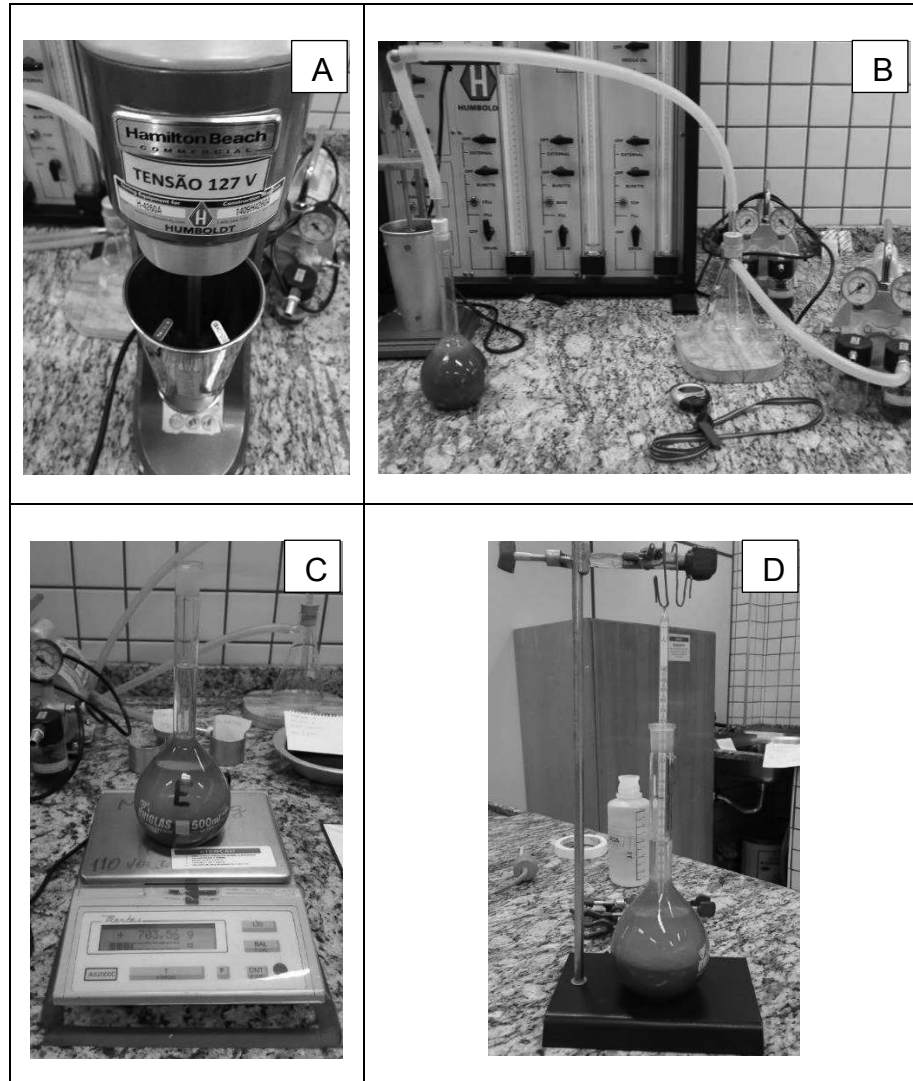


Figura 17 – (A) Amostra no dispersor. (B) Aplicação de vácuo. (C) Pesando o conjunto balão + solo + água. (D) Determinação da temperatura.

3.3.5 Teor de umidade

Todos os teores de umidade foram determinados seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6457/16 “*Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*”

3.4 ENSAIOS EDOMÉTRICOS

3.4.1 Materiais

Para a realização dos ensaios edométricos utilizou-se uma prensa do tipo *Bishop*, com relação de braço 1:10 fabricada pela Contenco – Fabricante dos Produtos *Pavitest* (Figura 18.A). Os anéis M (Figura 18.B) e G utilizados para moldagem dos corpos de prova são de aço inoxidável, com 2 cm de altura e diâmetro interno de aproximadamente 7 cm e 8,7 cm, respectivamente. O anel é encaixado na célula de adensamento, também fabricada pela Contenco (Figuras 18.C e 18.D). Na célula de adensamento são utilizadas duas pedras porosas, sendo uma no topo e uma na base. As leituras das deformações verticais dos corpos de prova foram efetuadas através de um extensômetro mecânico que possui sensibilidade de 0,01 mm/div. Os tempos de leitura foram acompanhados através de um cronômetro digital.

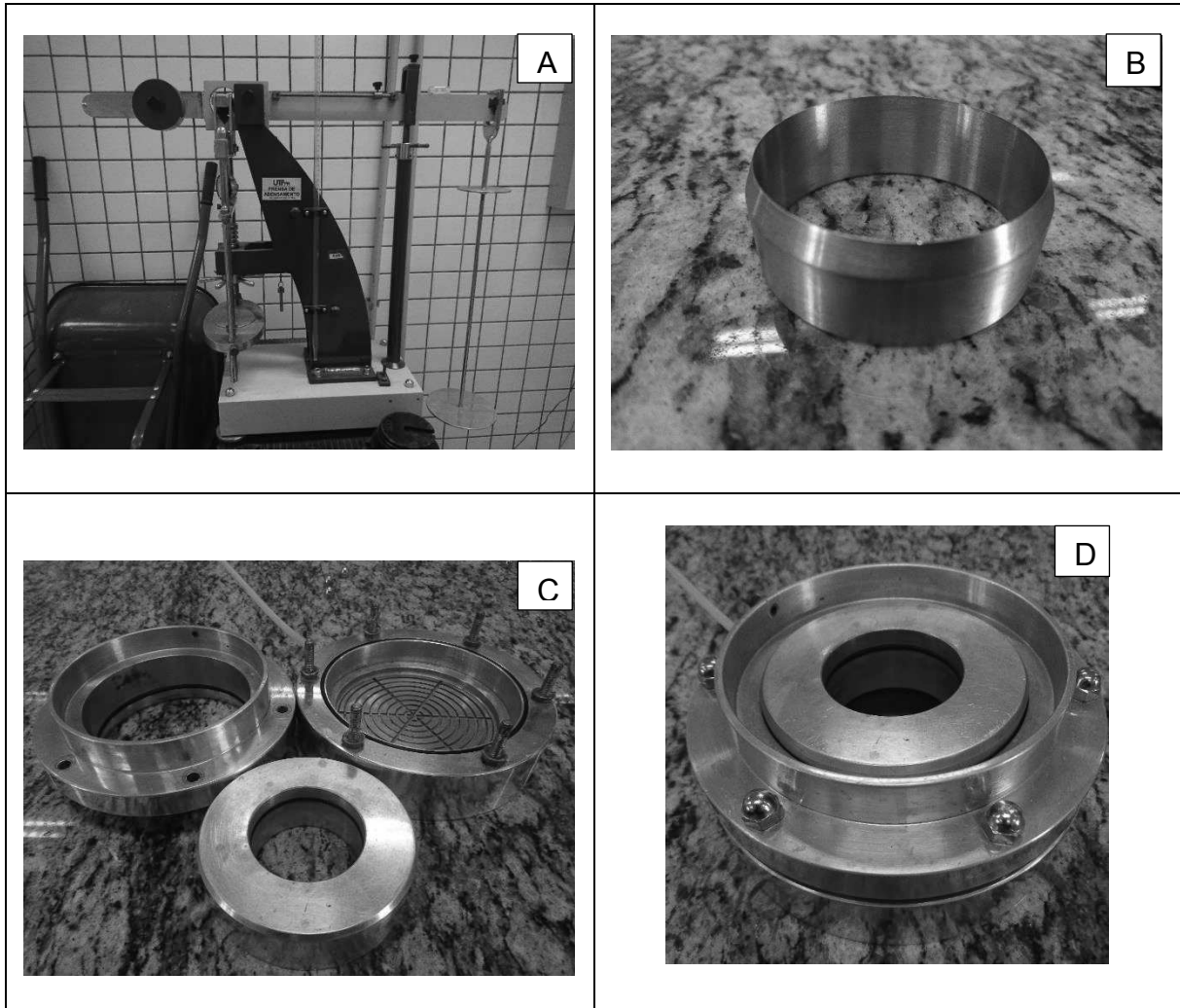


Figura 18 – (A) Prensa *Bishop*. (B) Anel biselado. (C) Célula de adensamento desmontada. (D) Célula de adensamento montada.

3.4.2 Metodologia dos ensaios

Os seguintes ensaios edométricos foram realizados:

- Ensaio edométrico com inundação da amostra após o carregamento de 15 kPa (Célula G);
- Ensaio edométrico com inundação da amostra após o carregamento de 320 kPa (Célula M);

Estes ensaios foram realizados conforme segue:

Após a montagem (Figura 19) e a colocação da célula de adensamento na prensa *Bishop* realizou-se os devidos ajustes e aplicou-se uma tensão de cerca de 2,5 kPa.

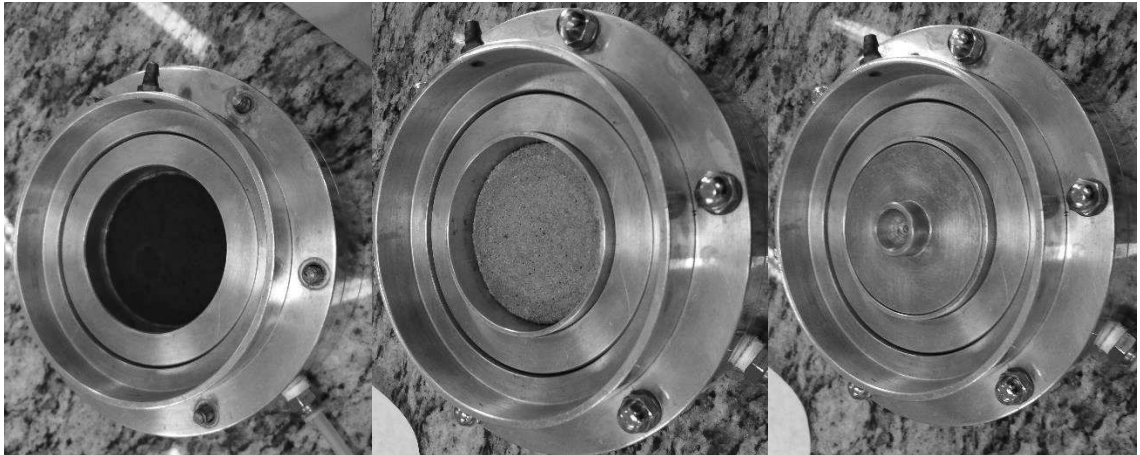


Figura 19 – Montagem da célula de adensamento.

Realizado este primeiro procedimento, transmitiu-se as cargas adicionais à célula de adensamento, em estágios, para obtenção de tensões efetivas sobre o solo. Estas tensões foram diferentes para cada célula, conforme Tabela 02. A diferença de cargas aplicadas foi necessária devido à disponibilidade de pesos para a prensa *Bishop*.

Tabela 02 – Tensão efetiva vertical aplicada em cada célula

Célula M	Célula G
Tensão efetiva vertical (σ_v') (kPa)	Tensão efetiva vertical (σ_v') (kPa)
2,5	2,5
5	5
10	8,5
20	15
40	15 ¹
80	30
160	60
320	115
320 ¹	230
	460

¹ Inundação da amostra

Antes mesmo do início do ensaio, o peso necessário no pendural para uma determinada tensão era calculado, através das equações 07 e 08, e todos os pesos eram separados conforme Figura 20.A.

$$F_{cp} = \sigma * A \quad (07)$$

$$P = \frac{F_{cp}}{10} \quad (08)$$

Onde:

F_{cp} é a força aplicada no corpo de prova (kN);

σ é a tensão aplicada em kPa;

A é a área do corpo de prova, em m²;

P é o peso aplicado no pendural, em Kgf;

Para a realização do ensaio edométrico com inundação da amostra, os corpos de prova foram inundados nas tensões de 320 kPa (célula M) e 15 kPa (célula G). O processo de inundação está ilustrado na Figura 20.B.

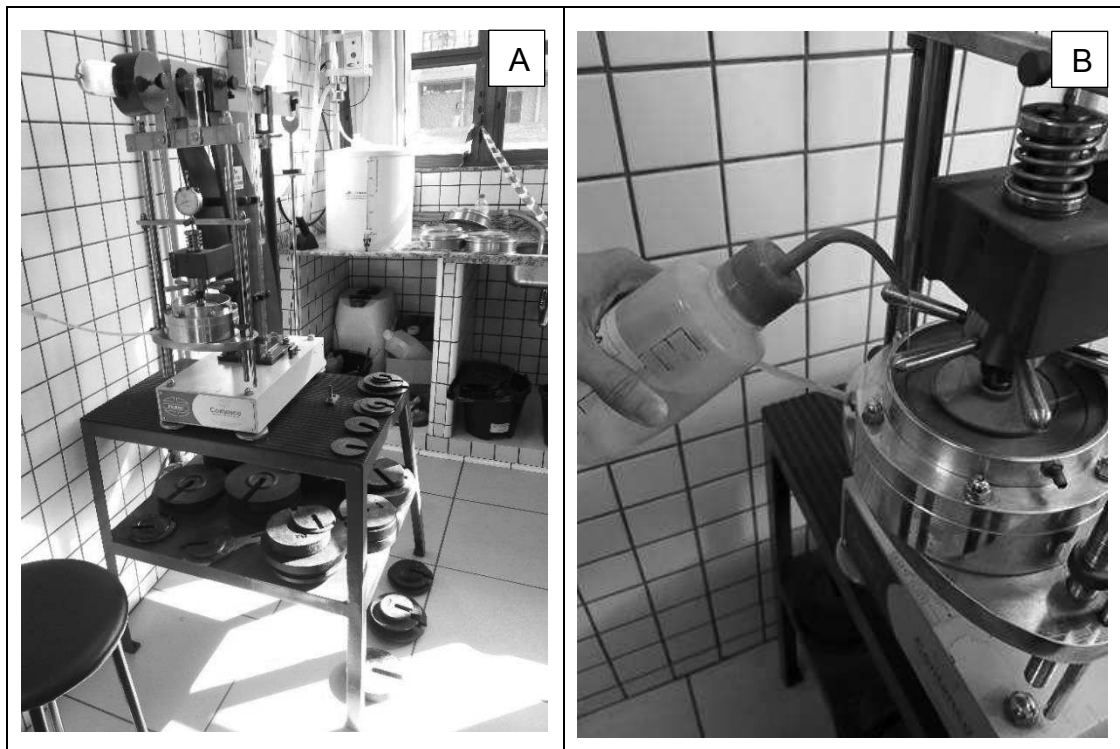


Figura 20 – (A) Separação das cargas a serem utilizados no pendural. (B) Inundação do corpo de prova.

Para cada um dos estágios de tensão, realizou-se a leitura no extensômetro que corresponde a variação da altura do corpo de prova com resolução de 0,01mm, imediatamente antes do carregamento (correspondente ao tempo zero). Em seguir realizou-se leituras nos intervalos de tempo de 1/10min, 1/4min, 1/2min, 1min, 2min, 4min, 6min, 8min, 10min, 12min, 15min, 20min, 25min, 30min, 40min, 50min, 1h, 1:30h, 2h, 2:30h, 3h, 3:30h, 4h. A partir daí, as tensões foram aplicadas seguindo um critério de carregamento.

Este critério baseou-se na velocidade de deformação e consistiu em aplicar um novo incremento de tensão todas as vezes em que a velocidade de deformação específica ($\dot{\varepsilon}_v$) fosse igual a 10^{-8}s^{-1} . Esta velocidade foi calculada de acordo com a Equação 09.

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\Delta H/H}{\Delta t} \quad (09)$$

Onde:

ΔH é a variação da altura do corpo de prova entre duas leituras consecutivas do extensômetro durante o ensaio de compressão edométrica (leitura i e $i+1$);

H é a altura corrente do corpo de prova correspondente à leitura i ;

Δt é o intervalo de tempo entre as leituras i e $i+1$.

Completadas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, efetuou-se o descarregamento somente da célula G, em três estágios de carga.

Para cada corpo de prova utilizado no ensaio de compressão edométrica determinou-se a umidade conforme a NBR 6457/86.

3.4.3 Cálculos

Os cálculos dos índices físicos e dos parâmetros geométricos que caracterizam o solo em estudo estão descritos a seguir.

3.4.3.1 Umidade

A umidade é obtida através da Equação 10.

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (10)$$

Onde:

w é a umidade, em %;

W_w é o peso de água;

W_s é o peso do solo seco.

3.4.3.2 Peso específico úmido

O peso específico do solo úmido é obtido através da Equação 11.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (11)$$

Onde:

γ é o peso específico úmido;

W é o peso do solo úmido;

V é o volume do corpo de prova.

3.4.3.3 Peso específico seco

O peso específico do solo seco é obtido através da Equação 12.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (12)$$

Onde:

γ_d é o peso específico seco;

W_s é o peso do solo seco;

V é o volume do corpo de prova.

3.4.3.4 Volume de sólidos

O volume de sólidos é obtido através da Equação 13.

$$V_s = \frac{W_s}{G_s * \gamma_w} \quad (13)$$

Onde:

V_s é o volume de sólidos;

W_s é o peso do solo seco;

G_s é a densidade real dos grãos;

γ_w é o peso específico da água.

3.4.3.5 Volume de vazios

O volume de vazios é obtido através da Equação 14.

$$V_v = V - V_s \quad (14)$$

Onde:

V_v é o volume de vazios;

V é o volume do corpo de prova;

V_s é o volume de sólidos.

3.4.3.6 Grau de saturação

O grau de saturação da amostra é obtido através da Equação 15.

$$S = \frac{W_w}{\gamma_w} * 100 \quad (15)$$

Onde:

S é o grau de saturação, em %;

W_w é o peso de água;

γ_w é o peso específico da água;

V_v é o volume de vazios.

3.4.3.7 Índice de vazios inicial

O índice de vazios inicial é calculado através da Equação 16.

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad (16)$$

Onde:

e_0 é o índice de vazios inicial;

V_v é o volume de vazios;

V_s é o volume de sólidos.

3.4.3.8 Altura dos sólidos

A altura dos sólidos é calculada através da Equação 17.

$$H_s = \frac{W_s}{A * G_s * \gamma_w} \quad (17)$$

Onde:

H_s é a altura dos sólidos;

W_s é o peso do solo seco;

A é a área do corpo de prova;

G_s é a densidade real dos grãos;

γ_w é o peso específico da água.

3.4.3.9 Deformação volumétrica

A deformação volumétrica para cada tensão efetiva vertical aplicada foi calculada através da Equação 18.

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta H}{H_0} = \left(\frac{(d_0 - d_f) * k}{H_0} \right) * 100 \quad (18)$$

Onde:

ε_f é a deformação volumétrica final de cada estágio de carregamento, em %;

d_0 é a leitura inicial do ensaio;

d_f é a leitura final de cada estágio de carregamento;

k é a constante do extensômetro, que neste caso é de 0,01 mm/div;

H_0 é a altura inicial do corpo de prova, em mm.

3.4.3.10 Índice de vazios

O índice de vazios para cada tensão efetiva vertical aplicada foi calculado através da Equação 19.

$$e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_s} = e_0 - \frac{(d_0 - d_f) * k}{H_s} \quad (19)$$

Onde:

e é o índice de vazios final de cada estágio de carregamento;

e_0 é o índice de vazios inicial;

d_0 é a leitura inicial do ensaio;

d_f é a leitura final de cada estágio de carregamento;

k é a constante do extensômetro, que neste caso é de 0,01 mm/div;

H_s é a altura dos sólidos, em mm.

3.4.3.11 Variação total da altura do corpo de prova

A variação total da altura do corpo de prova é obtida através da Equação 20.

$$\Delta H = \frac{(d_0 - d_f) * k}{10} \quad (20)$$

Onde:

ΔH é a variação total da altura do corpo de prova, em cm;

d_0 é a leitura inicial do ensaio;

d_f é a leitura final do ensaio;

k é a constante do extensômetro, que neste caso é de 0,01 mm/div.

3.4.3.12 *Altura final do corpo de prova*

A altura final do corpo de prova é obtida através da Equação 21.

$$H_f = H_0 - \Delta H \quad (21)$$

Onde:

H_f é a altura final do corpo de prova;

H_0 é a altura inicial do corpo de prova;

ΔH é a variação total da altura do corpo de prova.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERIZAÇÃO

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização seguem abaixo. O Gráfico 01 refere-se ao limite de liquidez do solo, que consiste na umidade referente a 25 golpes. Além disto, o referido gráfico apresenta os Limites de Atterberg.

A curva granulométrica é mostrada no Gráfico 02. As porcentagens da composição granulométrica do solo estudado, obtidas conforme a ABNT NBR 6502/95, estão descritas na Tabela 03. Através desta, pode-se classificar o solo como argila silto arenosa.

Por fim, os valores referentes a densidade real dos grãos estão descritos na Tabela 04.

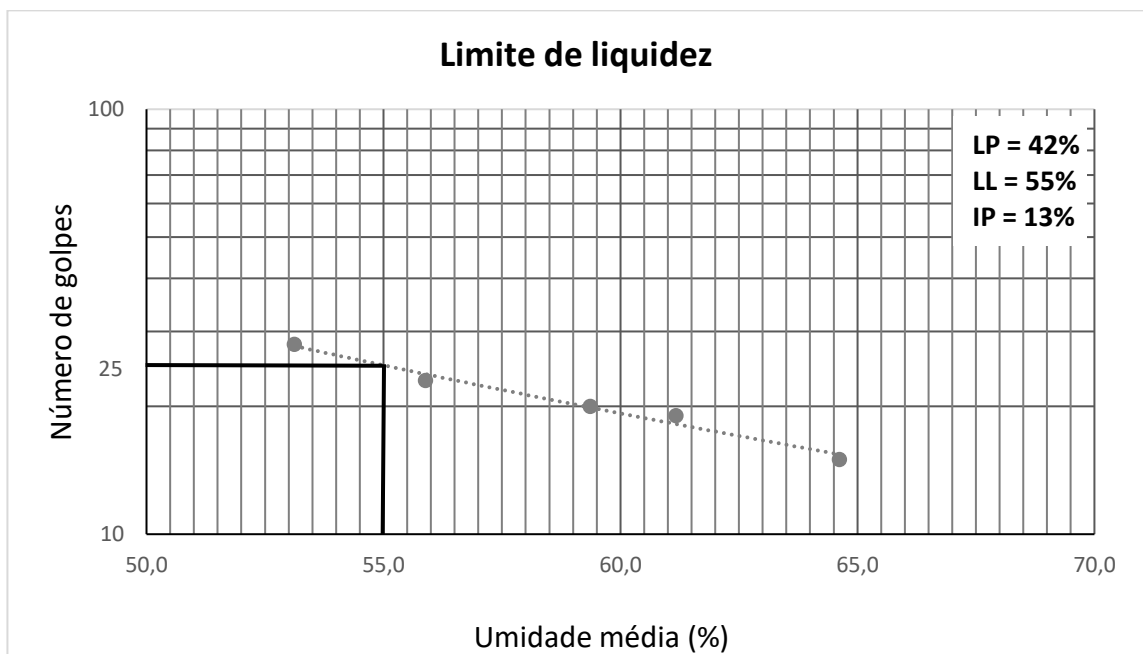


Gráfico 01 – Determinação do Limite de Liquidez

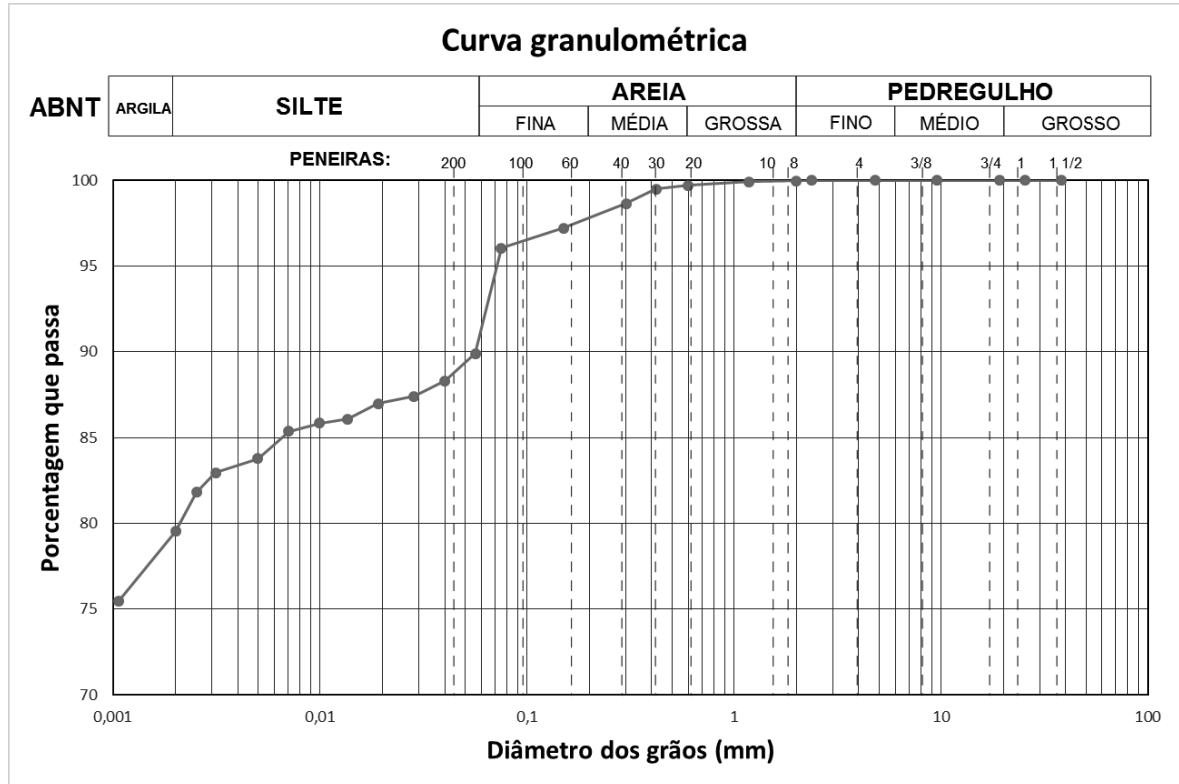


Gráfico 02 – Curva Granulométrica

Tabela 03 – Composição granulométrica a 0,70 metros de profundidade

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
80	12	6	2	0	0

Tabela 04 – Densidade real dos grãos

Balão volumétrico	D	E
Peso úmido (gf)	43,88	39,79
Peso balão + solo + água (gf)	701,08	697,51
Peso balão + água (gf)	673,0475	672,205
Temperatura (°C)	25	25
Peso específico da água (gf/cm³)	0,9971	0,9971
Umidade inicial da amostra (%)	2,8	2,8
Peso específico (gf/cm³)	2,90	2,88
Densidade real dos grãos	2,91	2,89
Média	2,90	

Através do exame tátil-visual observou-se que a amostra era homogênea, essencialmente argilosa e de cor avermelhada. Em vista da amostra ser argilosa, com um limite de liquidez significativo (55%), deve-se esperar que este solo apresente recalques ao longo do tempo.

4.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

Dois ensaios de compressão edométrica simples foram realizados. Os dados referentes a teor de umidade inicial e índices físicos iniciais de ambas as células (M e G) estão descritos na Tabela 05.

Através da análise desta tabela, destaca-se que este solo apresenta um valor de índice de vazios inicial de 1,35 e 1,52 para as células M e G, respectivamente. Índices de vazios do solo no estado natural com valores maiores do que 1,00, como os encontrados neste trabalho, indicam característica estrutural de solo poroso, importante fator indicador de colapsividade (ARAÚJO, 2016).

Tabela 05 – Índices físicos iniciais das células M e G

Célula	M	G
Índices físicos	Antes do ensaio	
Peso específico úmido (gf/cm ³)	1,63	1,56
Peso específico seco (gf/cm ³)	1,23	1,15
Volume de sólidos (cm ³)	33,88	47,10
Volume de vazios (cm ³)	45,70	71,38
Grau de Saturação %	69,13	67,70
Índice de vazios	1,35	1,52
Umidade média (%)	32,15	35,38

Durante a realização do ensaio, obteve-se a curva índice de vazios (e) / índice de vazios inicial (e_0) *versus* tensão efetiva vertical (log), conforme Gráfico 03.

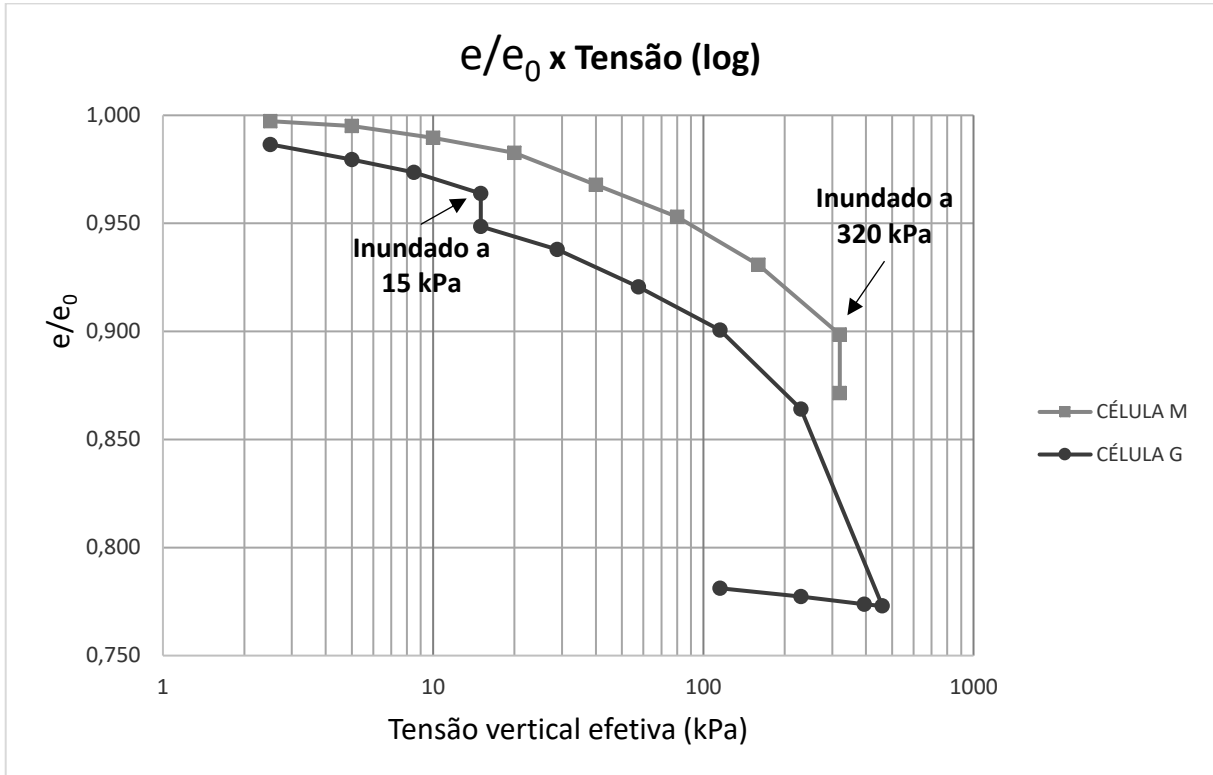


Gráfico 03 – Curva e/e_0 versus Tensão (log).

As curvas leituras no extensômetro *versus* tempo (log) foram obtidas para cada tensão aplicada. Estas curvas mostraram-se não Terzaghianas, o que pode ser atribuído ao fato da dissipação do excesso de poropressão ocorrer muito rapidamente. O Gráfico 04, obtido para a Célula G, exemplifica o comportamento padrão observado em todas as tensões aplicadas no solo, independentemente do incremento de carga.

O Gráfico 05 representa o comportamento do corpo de prova (célula G) ao longo do tempo, quando inundado sob uma dada tensão. Observa-se no referido gráfico uma queda brusca nas leituras após a inundação. A partir daí, o solo se comportou mecanicamente como saturado.

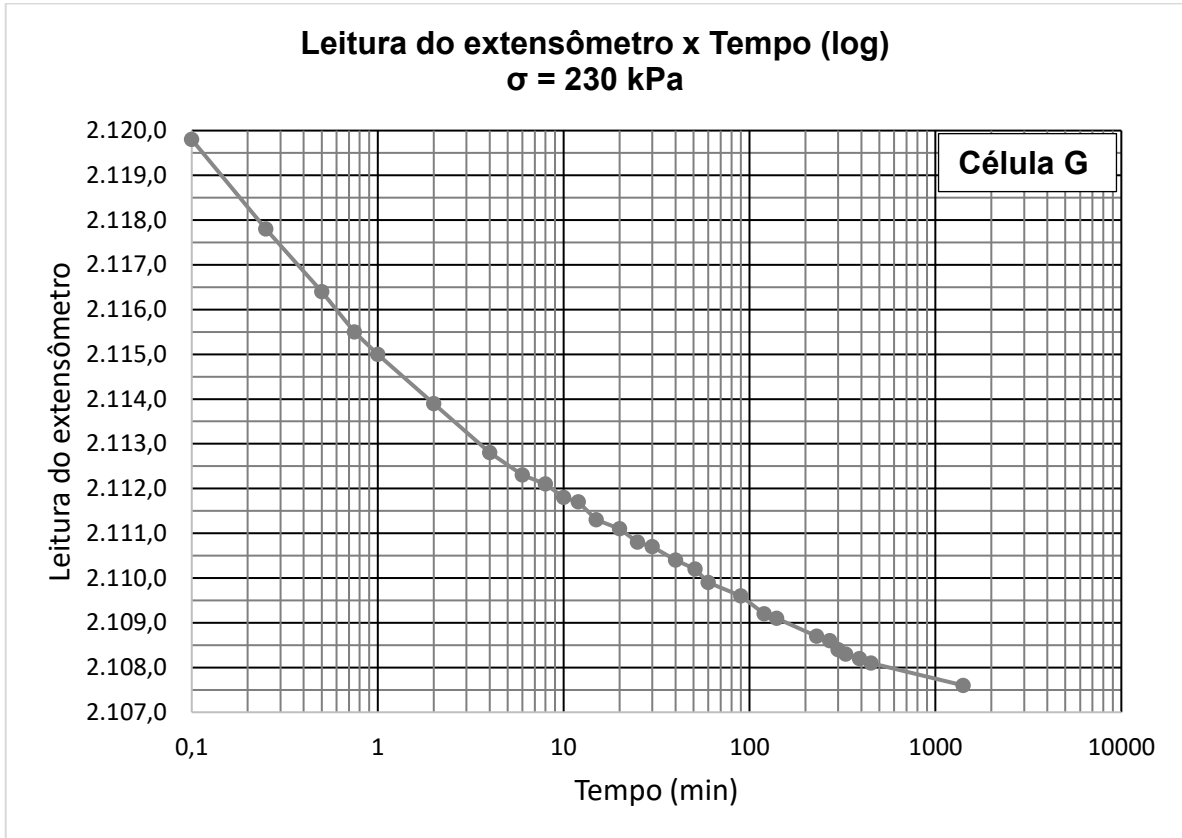


Gráfico 04 – Curva Leitura do extensômetro versus Tempo (log) na tensão de 230 kPa.

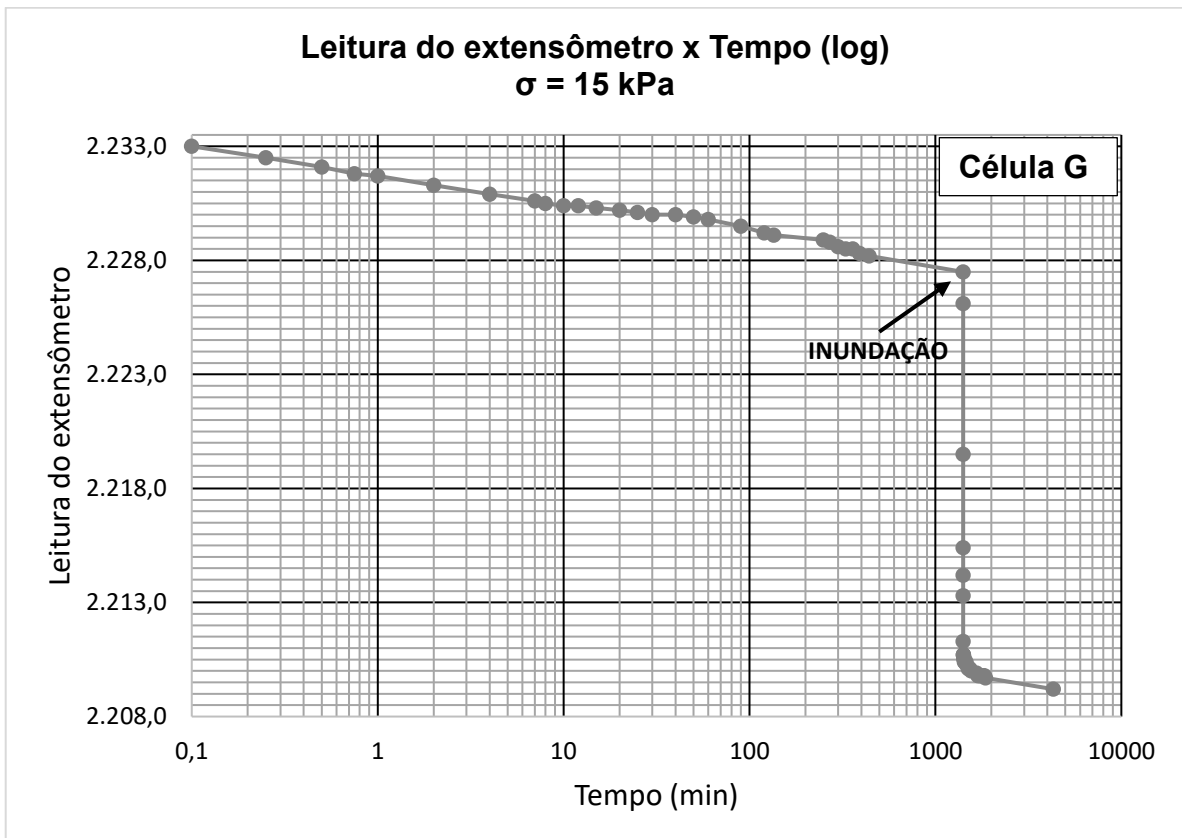


Gráfico 05 – Curva Leitura do extensômetro versus Tempo (log) na tensão de 15 kPa com inundação.

O Gráfico 06 apresenta o comportamento tensão *versus* deformação. A análise deste gráfico permitiu averiguar a “colapsividade” deste material quando inundado. A célula M apresentou uma variação de deformação ($\Delta\varepsilon_v$) de 1,56% quando inundada na tensão de 320 kPa e a célula G mostrou uma $\Delta\varepsilon_v$ de 0,91% quando inundada na tensão de 15 kPa. No entanto, esta queda brusca não significa necessariamente que o solo é colapsível, conforme relatado por Vargas (1978). Portanto, para uma melhor análise, calculou-se o potencial de colapso (i) destes corpos de prova. Desse modo, obteve-se um potencial de colapso de 0,93% e 1,67% para as células G e M, respectivamente. Uma vez que os valores obtidos foram inferiores a 2%, a amostra não pode ser classificada como colapsível, segundo Vargas (1978).

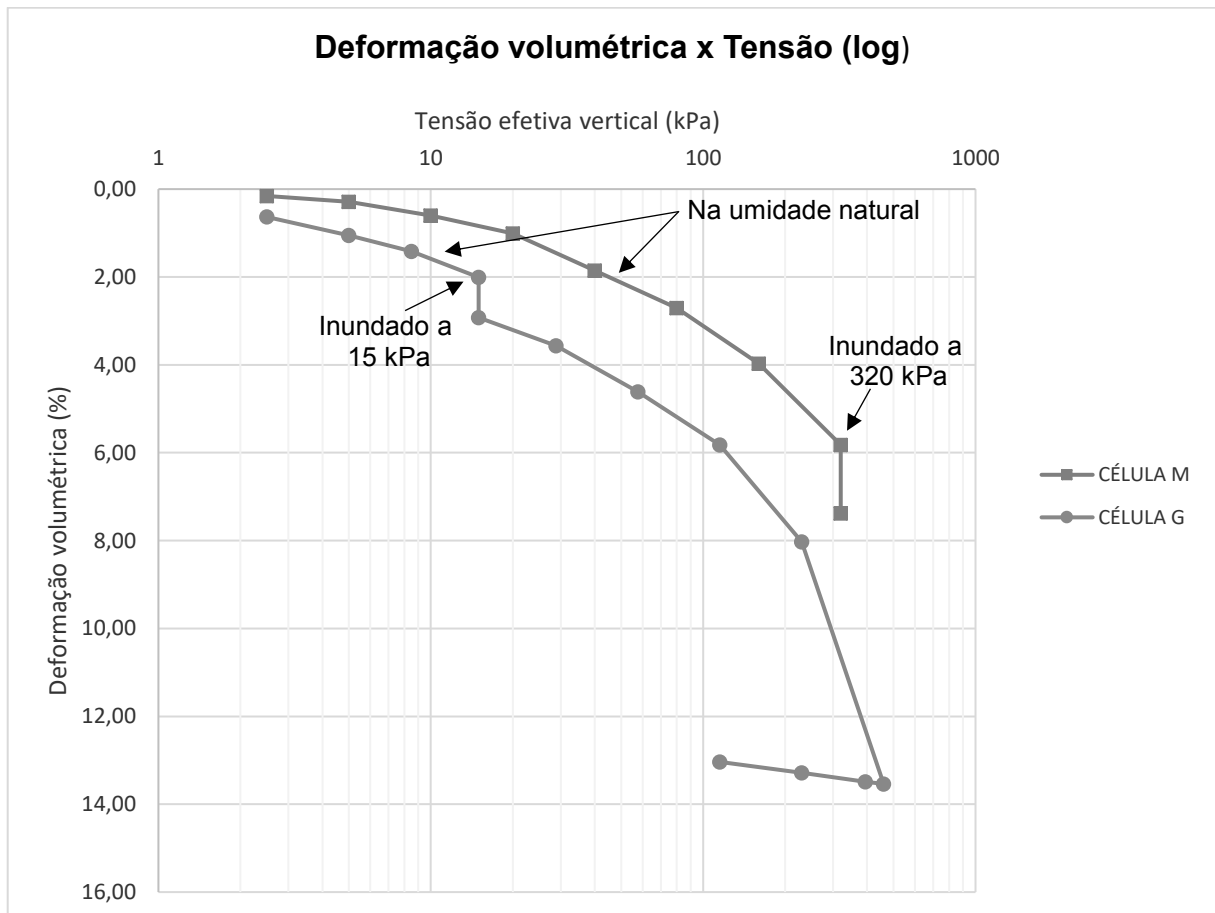


Gráfico 06 – Deformação volumétrica (%) *versus* Tensão efetiva vertical (kPa).

Com relação a escolha das tensões para inundação, a tensão vertical de 15 kPa foi utilizada por esta ser baixa, porém superior a tensão geostática de campo

(10,92 kPa). Já a tensão de 320 kPa foi escolhida por se objetivar averiguar a colapsividade deste solo na condição normalmente adensado. No entanto, para esta tensão o solo atingiu uma rigidez tal que a colapsividade não mais se acentuou, conforme relatado por Pinto (1998).

Com relação a qualidade das amostras, a célula G mostrou-se ser “indeformada” de má qualidade, isso quando comparada à célula M, por apresentar um índice de vazios menor (maior deformação) para uma mesma tensão efetiva vertical, conforme Gráficos 03 e 06. Nestes gráficos, observa-se também um aumento da compressibilidade do corpo de prova G no trecho de recompressão. O comportamento diferenciado em termos de deformação *versus* tensão efetiva desta amostra muito possivelmente pode ser justificada pela presença de uma pequena raiz em seu interior.

Após concluído o ensaio, calculou-se a altura final do corpo de prova de ambas as células, encontrando-se 1,84 e 1,73 cm para as células M e G, respectivamente.

4.3 CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO

Os critérios baseados em índices físicos do solo possibilitam averiguar se o solo é colapsível ou não. Por serem estudados em circunstâncias regionais específicas não devem ser aceitos como conclusivos na identificação e quantificação da colapsividade, e sim como complemento ao ensaio de compressão edométrica. Os resultados obtidos com a aplicação dos critérios descritos no item 2.3.3.2 estão apresentados na Tabela 06.

Tabela 06 – Averiguação da colapsividade do solo através de determinados critérios

CRITÉRIO	RESULTADO	
	CÉLULA M	CÉLULA G
Priklonskij (1952)	Expansivo	Expansivo
Feda (1966)	Solo estável	Solo subsidente
Código de Obras da URSS	Potencialmente colapsível	Potencialmente colapsível
Denisov (1951)	Margas não colapsíveis	Margas não colapsíveis

O critério de Priklonskij foi desconsiderado por apresentar o solo como expansivo, diferindo do que foi observado no ensaio de compressão edométrica simples. Já o critério de Feda, considerado o mais coerente por Bianchi e Ramos (2013), apresenta o solo como estável para a célula M, o que condiz com o resultado obtido para este trabalho com a teoria de Vargas (1978). Contudo apresenta o solo como subsidente para a célula G, o que contradiz com as características de formação do solo em estudo. O processo de subsidência consiste no afundamento de parte da crosta terrestre por movimentos tectônicos verticais ou simplesmente por efeito da compactação de sedimentos (SUGUIO, 1998).

Por fim, o Código de Obras da URSS sugere o solo como potencialmente colapsível. O critério de Denisov não se aplica ao solo estudado, pois o sedimento do tipo Marga é comumente empregado para designar depósitos calcários terrosos, conforme Suguio (1998), depósitos estes não característicos da região em estudo.

A análise destes critérios, devido a grande divergência nos resultados apresentados, não permite a classificação do solo como colapsível.

5 CONCLUSÃO

A aplicação dos critérios baseados nos índices físicos do solo para a identificação de solos colapsíveis apresentaram incoerências, como expansibilidade, subsidência e margas, não sendo possível determinar um padrão que generalizasse o comportamento do solo.

Com relação ao ensaio de compressão edométrica, o solo apresentou significativa redução de volume quando submetido a um aumento do grau de saturação, porém, com base nos resultados obtidos quando inundado nas tensões de 15 e 320 kPa, este não seria colapsível segundo Vargas (1978).

Apesar de o solo analisado ser tipicamente argiloso e apresentar elevado valor de índice de vazios, características importantes quando se trata de solos colapsíveis, não se pode afirmar se o solo encontrado na região das obras da UTFPR – Campus Toledo é colapsível ou não.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Diante da limitação do número de ensaios, sugere-se a continuação da pesquisa através da realização de ensaios de compressão edométrica simples com a amostra inundada em diversas tensões, utilizando-se o solo do terreno da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Toledo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTUNES, F. dos S. et.al. Desenvolvimento de classes e unidades geo-pedológicas a partir da interação entre a pedologia e a geotecnia. **Geotencia – Revista Luso-Brasileira de Geotencia**. São Paulo. Nº127. p. 61-79. mar. 2013.

ARAUJO, A. D. de. et.al. Análise da colapsividade de um solo tropical da região de Goiânia-GO. **Revista Mirante**. Anápolis (GO). v.9, n.1. jun. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

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

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

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

_____. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6458**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017.

BANDEIRA, A. P; TEMOTEO, J. L. B. Importância do estudo de solos colapsíveis em obras de drenagem. In: XLIII Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola – CONBEA 2014. Campo Grande, 2014. **Anais eletrônicos**. Disponível em: <<http://www.sbea.org.br/conbea/2014/anais/R0486-1.pdf>>. Acesso em: 27 mar. 2016.

BANDEIRA, A. P; MELO, C. E. de. Estudo do colapso dos solos para dimensionamento de fundações superficiais. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2014. Goiânia, 2014. **Anais eletrônicos**. Disponível em: <https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobramseg/2014/604793_80_artigo_cobramseg2014_Melo_Bandeira.pdf>. Acesso em: 07 abr. 2016.

BIANCHI, L. H; RAMOS, M. dos S. **Correlações com parâmetros de colapsibilidade de um solo da região de Campinas / SP**. Curitiba, 2013. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

BURGOS, P.C; CONCIANI W. Índices físicos, textura, consistência e classificação dos solos. In: **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo, 2015. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

BURGOS, P.C; CONCIANI W; BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo, 2015. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

EMBRAPA. Disponível em:
<http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropicais/arvore/CONT000fzyjaywi02wx5ok0q43a0r9rz3uhk.html>. Acesso em: 23 mar. 2017.

FREIRE, É. P. et. al. Estudo do grau de colapsividade da argila laterítica de Alfenas. **Revista da Universidade de Alfenas**. Alfenas, 1999. p. 81-92.

GALLIPOLI, D. **Constitutive and numerical modeling of unsaturated soils**. Glasgow, 2000. PhD Thesis. University of Glasgow.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná**. São Carlos, 2005. Tese de Doutorado em Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

JENNINGS, J.E; KNIGHT, K. The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1957, Londres, **Proceeding**, v.1, p.316-319.

LEME, R. F. **Influência da sucção mátrica nas condições de fluxo e estabilidade de taludes da barragem pesqueiro**. Fortaleza, 2009. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará.

LOLLO, J. A. de. **Solos colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo, 2008. Ed. Cultura Acadêmica.

MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. Porto Alegre, 2005. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

PINTO, C. S. Propriedades dos solos. In: **Fundações – Teoria e Prática**. São Paulo, 1998, Ed. Pini.

RODRIGUES, R. A. **A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenoso**. Ilha Solteira, 2003. Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista.

SANTOS, A. M. et. al. **Geologia de Engenharia**. São Paulo, 1998. Ed. ABGE.

SILVA, C. M. et.al. Fundações em solos não saturados. In: **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo, 2015. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

SOARES, C. S. M. **Caracterização de um solo tropical colapsível do centro-oeste a partir de ensaios de campo**. Rio de Janeiro, 2016. Dissertação de Mestrado. COPRE/UFRJ.

SUGUIO, K. **Dicionário de geologia sedimentar e áreas afins**. Rio de Janeiro, 1998.

Universidade Federal do Paraná (UFPR). **Mapa simplificado de solos do estado do Paraná**. Disponível em: <http://www.escola.agrarias.ufpr.br/arquivospdf/mapa_solos_pr.pdf>. Acesso em: 23 mar. 2017.

VILAR, O. M. **Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos**. São Carlo, 1979. Dissertação de Mestrado. EESC/USP.

VARGAS, M. **Introdução a Mecânica dos Solos**. São Paulo, 1978. Ed. McGraw-Hill.