



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CAMPUS RUSSAS**  
**CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MATHEUS VIANA TELES**

**ANÁLISE DA COLAPSIBILIDADE DE SOLOS: ESTUDO DE CASO DE UM  
ATERRO NO CAMPUS DE RUSSAS - CE DA UFC**

**RUSSAS**

**2021**

MATHEUS VIANA TELES

ANÁLISE DA COLAPSIBILIDADE DE SOLOS: ESTUDO DE CASO DE UM ATERRO  
NO CAMPUS DE RUSSAS -CE DA UFC

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Campus de Russas da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Ms. Daniela Lima Machado da Silva

RUSSAS

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

- T272a Teles, Matheus Viana.  
Análise da calopsibilidade de solos : estudo de caso de um aterro no Campus de Russas - CE da UFC / Matheus Viana Teles. – 2021.  
74 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Curso de Engenharia Civil, Russas, 2021.  
Orientação: Prof. Me. Daniela Lima Machado da Silva.
1. Solo Colapsível. 2. Colapso. 3. Solos Não Saturados. 4. Ensaio edométrico simples. I. Título.  
CDD 620
-

MATHEUS VIANA TELES

ESTUDO DA COLAPSIBILIDADE DO SOLO: ESTUDO DE CASO NA UFC CAMPUS  
RUSSAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do  
Campus de Russas da Universidade Federal do  
Ceará, como requisito parcial à obtenção do  
título de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Ms. Daniela Lima Machado da Silva (Orientadora)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Ms. Andriele Nascimento de Souza (Avaliadora Interna)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Ms. Thiago Fernandes da Silva (Avaliador Externo)  
Prefeitura Municipal de Esperança - PB

Dedico este trabalho a Deus, aos meus pais Assis e Graciene, minha irmã Nayane e minha namorada Sabrina.

Salmo 62 – A minh'alma tem sede de vós, como a terra sedenta, ó meu Deus!

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por toda sua misericórdia e por tudo que Ele proporcionou em minha vida, pela força que me deu sempre quando precisava nos momentos mais difíceis.

À minha família por todo o apoio em todos os aspectos, de forma que nunca faltou nada. Sempre me incentivando a seguir em frente e encontrar um caminho melhor por toda minha jornada. Em especial minha mãe Graciene e meu pai Assis, pelas lutas diárias e ensinamento de valores que tanto me ensinaram durante todo meu percurso.

À minha namorada Sabrina, por sempre estar comigo em todos os momentos mais difíceis, por tornar essa jornada mais fácil, diante de todas as dificuldades enfrentadas, você foi um porto seguro no qual pude descansar para continuar seguindo.

À Prof. Ms. Daniela Lima Machado da Silva, pelo empenho voltado a este trabalho tanto tecnicamente quanto pessoalmente, de forma a sempre prezar pelo que fosse bem feito e pela saúde mental do seu orientando. Agradeço pelas palavras de apoio e pelos ensinamentos passados no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos técnicos Myckelle Michely, Prof. Roberto e Allison Guilherme, por auxiliarem em todos os ensaios e coletas de amostras que ocorreram e sempre se mostrarem disponíveis para auxiliar. Ademais, agradeço também ao senhor Lino, por auxiliar na retirada da amostra e se mostrar disponível para ajudar.

À Prof. Ms. Andriele Nascimento de Souza, pela dedicação nas aulas lecionadas e a disponibilidade de participar da banca de avaliação, além de suas valiosas contribuições.

Ao Prof. Ms. Thiago Fernandes da Silva, pela disponibilidade de participar da defesa do trabalho, pelo tempo e suas valiosas contribuições.

Aos meus amigos que sempre me apoiaram e auxiliaram em momentos difíceis e momentos de descontração, saibam que vocês tornaram a minha experiência universitária mais calorosa. Em especial agradeço ao Douglas, Emanuel, Martins e Tálisson.

A Universidade Federal do Ceará e todo seu corpo docente, diretores e coordenadores, que fizeram possível a caminhada até esse momento e que vou levar seus ensinamentos para o resto de minha vida.

## RESUMO

Nos últimos anos o estudo sobre solos não saturados vem ganhando mais espaço no cenário científico, de forma que um caso particular seriam os solos colapsíveis. Esse tipo de solo é formado por uma estrutura macroporosa, que possui um equilíbrio metaestável entre as partículas de maior dimensão, causando a existência de elementos estruturais responsáveis por uma efêmera resistência do solo, que podem ocasionar a geração de um colapso. Sendo assim, é possível que o solo sofra elevadas deformações quando há ou não presença de uma carga adicional. Os danos que esse tipo de material pode causar são de grandes proporções, por isso há um incentivo no estudo prévio do solo para prevenir acidentes e danos à estrutura. Há relatos de solos colapsíveis por todo o Brasil, e algumas regiões do Nordeste estão inclusas nesta lista. Sendo assim, o presente estudo buscou analisar a colapsibilidade do solo utilizado no aterro da construção do Restaurante Universitário da Universidade Federal do Ceará, localizada no município de Russas – CE. A motivação da pesquisa ocorreu devido a patologia encontrada no local, que ocorreu logo após um período chuvoso, com o desnivelamento dos blocos que formam o piso da passarela que dá acesso ao ambiente. No desenvolvimento do estudo foi coletado uma amostra deformada do solo, posteriormente foi realizada a caracterização geotécnica. Ademais, foi realizado ensaio edométrico simples para a classificação quanto à sua expansibilidade. Com o desenvolvimento do estudo o solo foi classificado pela SUCS como SM – Areia siltosa, já nos ensaios de caracterização obteve-se resultados que, quando comparados a outros estudos de solos com características semelhantes, demonstram que haveriam grandes probabilidades que o solo estudado ter baixo potencial de colapso. Como resultado do ensaio edométrico simples, foi descoberto que o coeficiente de colapso estrutural relacionada ao solo seria de 0,42%, valor este que faz com que o solo não se classifique como colapsível. Por fim, o estudo revelou que os danos causados à estrutura local não teriam relação com característica do aterro ser um solo colapsível, pois o mesmo não possui evidências de tal característica. Para trabalhos futuros ocorreram sugestões como a realização do ensaio com uma amostra inderformada, utilização de outras faixas de tensão aplicada no solo e ensaios mais precisos para verificação da sucção do solo.

**Palavras-chave:** Solo colapsível. Colapso. Solos Não Saturados. Ensaio edométrico simples.

## ABSTRACT

In recent years the study of unsaturated soils has been gaining more space in the scientific scene, so that a particular case would be the collapsible soils. This type of soil is formed by a macroporous structure, which has a metastable balance between the larger particles, causing the existence of structural elements responsible for an ephemeral resistance of the soil, which can cause the generation of a collapse. Thus, it is possible that the soil suffers high deformations when an additional load is present or not. The damage that this type of material can cause is of great proportions, so there is an incentive to study the soil in advance to prevent accidents and damage to the structure. There are reports of collapsible soils all over Brazil, and some regions of the Northeast are included in this list. Thus, this study sought to analyze the collapsibility of the soil used in the embankment of the construction of the University Restaurant of the Federal University of Ceará, located in Russas - CE. The motivation of the research occurred due to the pathology found at the site, which occurred shortly after a rainy period, with the unevenness of the blocks that form the floor of the walkway that gives access to the environment. In the development of the study a deformed soil sample was collected, and then a geotechnical characterization was performed. Furthermore, a simple edometric test was performed to classify its expansibility. With the development of the study the soil was classified by SUCS as SM - Silty Sand, and in the characterization tests results were obtained that, when compared to other studies of soils with similar characteristics, demonstrate that there would be a high probability that the soil studied has low potential for collapse. As a result of the simple edometric test, it was found that the structural collapse coefficient related to the soil would be 0.42%, a value that makes the soil not classified as collapsible. Finally, the study revealed that the damage caused to the local structure would not be related to the characteristic of the embankment being a collapsible soil, because it has no evidence of such a characteristic. For future work there were suggestions such as performing the test with an undertrained sample, using other stress ranges applied to the soil and more accurate tests to verify the soil suction.

**Keywords:** Collapsible soil. Collapse. Unsaturated soils. Simple edometric test.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelos estruturais de solos colapsíveis .....	25
Figura 2 - Representação esquemática de um ensaio edométrico duo indicado as tensões limites para o cálculo do coeficiente de colapsibilidade .....	34
Figura 3 - Exemplo de análise Granulométrica segundo escala ABNT .....	38
Figura 4 - Limites de plasticidade e estados do solo .....	39
Figura 5 - Classificação do solo quanto à plasticidade.....	40
Figura 6 - UFC - Russas-CE, com destaque na área da retirada de amostra .....	44
Figura 7- Desalinhamento de blocos na passarela do RU .....	45
Figura 8 - Fluxograma da metodologia aplicada .....	46
Figura 9 - Amostra deformada.....	47
Figura 10 - Pesagem do material úmido.....	48
Figura 11 - Demonstração do aparelho de Casagrande e realização do corte no ensaio .....	48
Figura 12 - Pesagem do material seco .....	49
Figura 13 - Compactação das camadas no cilindro .....	50
Figura 14 - Destorramento e homogeneização da amostra.....	50
Figura 15 - Pesagem do corpo de prova .....	50
Figura 16 - Amostra para a obtenção da umidade .....	50
Figura 17 - Série de peneiras utilizadas.....	51
Figura 18 - Peneiramento grosso .....	51
Figura 19 - Aparelho dispersor de solos utilizado no ensaio de sedimentação .....	52
Figura 20 - Dessacador onde as amostras foram armazenadas .....	52
Figura 21 - Picnômetro com a amostra de solo sendo pesado.....	52
Figura 22 - Picnômetros no processo de fervura para expulsar o ar.....	53
Figura 23 - picnômetros sendo preparados para iniciar o processo de fervura .....	53
Figura 24 - Corpo de prova após o ensaio .....	55
Figura 25 - Anel utilizado no ensaio edométrico.....	55
Figura 26 - Célula de adensamento .....	55
Figura 27 - Compactação do anel.....	55
Figura 28 - Prensa utilizada no ensaio.....	56
Figura 29 - Medição do extensômetro.....	56

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Ensaio edométrico simples.....	33
Gráfico 2 - Ensaio LL.....	57
Gráfico 3 - Curva granulométrica do solo de aterro.....	59
Gráfico 4 - Curva de Compactação .....	61
Gráfico 5 - Resumo ensaio edométrico simples .....	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis .....	29
Tabela 2 - Critério de identificação de solos colapsíveis.....	31
Tabela 3 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez.....	57
Tabela 4 - Ensaio Limite de Plasticidade.....	58
Tabela 5 - Resumo ensaio de sedimentação .....	59

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1- ocorrências de solos colapsíveis no Brasil .....	22
Quadro 2 - Ocorrência de solos colapsíveis no mundo .....	23
Quadro 3 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia.....	33
Quadro 4 - Classificação do potencial de colapsibilidade nas obras de engenharia.....	34
Quadro 5 - Classificação do solo de acordo com a SUCS.....	41

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ÑSAT	Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados
PC	Potencial de colapso
kPa	KiloPascal
SUCS	Sistema unificado de classificação dos solos
AASHTO	<i>American association of state Highway and transportation officials</i>
cm	Centímetros
min	Minutos
DET	Departamento de engenharia e transporte
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
IP	Índice de plasticidade
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
UFC	Universidade Federal do Ceará
CE	Ceará
RU	Restaurante Universitário
SM	Areia siltosa
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
t	Tempo
s	Segundo
cm <sup>2</sup>	Centímetros quadrados
cm <sup>3</sup>	Centímetros cúbico
mm	Milímetros
MIT	Massachusetts Institute of Technology
CNU	Coefficiente de não uniformidade
CC	Coefficiente de curvatura
Q <sub>ma</sub>	Quantidade de material necessário para formação do anel
g	Gramas
w <sub>ot</sub>	Umidade ótima
%	Porcentagem
V <sub>a</sub>	Volume do anel
R	Coefficiente de subsidência
PC	Potencial de colapso

## LISTA DE SÍMBOLOS

Na	Sódio
Ca	Cálcio
Mg	Magnésio
$\sigma - u_a$	Tensão líquida
$u_a - u_w$	Sucção matricial
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\mu$	Coefficiente de atrito
$e_0$	Índice de vazios inicial do solo
$e_1$	Índice de vazios no início da saturação
$i$	Coefficiente de colapso estrutural
$\Delta e_c$	Mudança do índice de vazios após inundação
$\sigma_{vo}$	Tensão vertical geoestática
$\sigma_{vmn}$	Tensão de escoamento do solo na umidade natural
$\sigma_{vms}$	Tensão de escoamento do solo na condição inundada
$\eta$	Viscosidade dinâmica da água
$G_s$	Massa específica dos sólidos
$\rho_w$	Massa específica da água
$\rho_s$	Massa específica aparente seca
$\rho_d$	Massa específica do solo

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>17</b>
<b>1.1 Objetivos da pesquisa.....</b>	<b>18</b>
<i>1.1.1 Objetivo geral.....</i>	<i>18</i>
<i>1.1.2 Objetivos específicos.....</i>	<i>18</i>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>19</b>
<b>2.1 Solos não saturados .....</b>	<b>19</b>
<b>2.2 Solos Colapsíveis.....</b>	<b>20</b>
<i>2.2.1 Definição de colapso.....</i>	<i>20</i>
<i>2.2.2 Formação de Solos Colapsíveis.....</i>	<i>21</i>
<i>2.2.3 Estrutura dos Solos Colapsíveis.....</i>	<i>23</i>
<i>2.2.4 Mecanismos desencadeadores do colapso .....</i>	<i>25</i>
<i>2.2.5 Métodos para identificação de solos colapsíveis .....</i>	<i>28</i>
2.2.5.1 Métodos Indiretos .....	30
2.2.5.2 Métodos Diretos .....	32
2.2.5.2.1 Ensaio edométrico simples .....	32
2.2.5.2.2 Ensaio edométrico duplo .....	34
2.2.5.3 Classificação dos solos e dos solos colapsíveis.....	36
2.2.5.3.1 Classificação textural ou granulométrica .....	37
2.2.5.3.2 Classificação unificada (SUCS) .....	40
<b>3. METODOLOGIA.....</b>	<b>44</b>
<b>3.1 Descrição da área de estudo.....</b>	<b>44</b>
<b>3.2 Coleta da amostra deformada .....</b>	<b>46</b>
<b>3.3 Ensaio de Caracterização Geotécnica .....</b>	<b>47</b>
<i>3.3.1 Limites Atterberg.....</i>	<i>48</i>
3.3.1.1 Determinação do limite de liquidez.....	48
3.3.1.2 Determinação do limite de Plasticidade .....	49

<b>3.3.3 Ensaio de compactação</b> .....	<b>49</b>
<b>3.3.4 Análise granulométrica</b> .....	<b>51</b>
<b>3.3.5 Densidade real dos solos</b> .....	<b>52</b>
<b>3.4 Ensaio edométrico simples</b> .....	<b>53</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>57</b>
<b>4.1 Caracterização Geotécnica do Solo</b> .....	<b>57</b>
<b>4.1.1 Limites de consistência</b> .....	<b>57</b>
4.1.1.1 Limite de Liquidez.....	57
4.1.1.2 Limite de Plasticidade .....	58
4.1.1.3 Índice de Plasticidade .....	58
<b>4.1.2 Análise granulométrica</b> .....	<b>58</b>
<b>4.1.3 Ensaio de compactação</b> .....	<b>60</b>
<b>4.2 Métodos indiretos</b> .....	<b>61</b>
<b>4.2.1 Critério de Handy (1973)</b> .....	<b>61</b>
<b>4.2.2 Critério de Gibbs e Bara (1962)</b> .....	<b>61</b>
<b>4.3 Métodos Direto – Ensaio edométrico simples</b> .....	<b>62</b>
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>64</b>
<b>5.1 Conclusões</b> .....	<b>64</b>
<b>5.2 Recomendações de trabalhos futuros</b> .....	<b>65</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>66</b>
<b>APÊNDICES</b> .....	<b>71</b>

## 1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das regiões áridas e semi-áridas levou a população a lidar com solos onde o comportamento da engenharia é inconsistente com as expectativas baseadas na mecânica do solo tradicional. Sob essas circunstâncias, os problemas relacionados aos solos colapsíveis têm ganhado destaque. Eles são solos não saturados, sujeitos a um certo estado de tensão, que modificam seu volume bruscamente para uma quantidade menor quando enfrentam o processo de umedecimento. Os danos às estruturas são de tal grandeza que a construção não consegue resistir sem o aparecimento de uma patologia.

O colapso em camadas de solo causou vários danos aos projetos de engenharia, como: canais, diques, fundações, corte estradas e túneis (Guimarães Neto, 1997). Souza Neto (2004) afirma que, de maneira geral, esses solos são caracterizados por uma estrutura porosa, com elevados índices de vazios e um teor de umidade muito inferior ao necessário para sua completa saturação.

Entre os projetos que mais facilmente sofrem com o colapso são os edifícios de pequeno e médio porte. Isso pode ser devido a baixa tensão transferida para a fundação, que é facilmente suportada pelo solo em seu estado natural (estado não saturado). Quando a saturação do solo se eleva a deformabilidade do solo aumenta significativamente, levando a recalques imprevistos adicionais.

Lawton *et al.* (1992) relatam os gastos relacionados a restauração de patologias associadas ao colapso do solo de fundação em obras construídas na Califórnia. Em um dos projetos, o custo estimado foi de US\$ 36.000.000. Para outros projetos, onde estes autores têm se envolvido, o custo total estimado dos danos foi próximo a US\$ 100.000.000. Rollins *et al.* (1994) relatam os danos apresentados em uma casa de força construída em um depósito de solo colapsível, cujo custo de reparo estrutural foi superior a US\$ 20.000.000.

Os danos causados devido a colapsibilidade do solo podem se tornar prejuízos financeiros consideráveis, como mostra as pesquisas citadas anteriormente, de toda forma o estudo sobre essas características do solo é de suma importância para prevenir esse tipo de patologia. Sendo assim, a passarela construída na UFC – Russas se tornou alvo da hipótese de estudo quanto ao potencial de colapso do solo o qual a construção foi submetida, devido ao início de uma patologia voltada a este tipo de solo, visando prevenir um aumento de danos.

## **1.1 Objetivos da pesquisa**

### ***1.1.1 Objetivo geral***

Este trabalho teve como objetivo realizar um estudo da colapsibilidade de um solo oriundo do campus da Universidade Federal do Ceará, localizado no município de Russas - CE.

### ***1.1.2 Objetivos específicos***

Os objetivos específicos desta pesquisa foram:

- a) Realizar caracterização geotécnica do solo estudado;
- b) Analisar a suscetibilidade do solo ao colapso por meio do ensaio edométrico;
- c) Associar as manifestações patológicas com a potencialidade de colapso do solo.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Solos não saturados

Nas últimas quatro décadas, a base teórica da mecânica do solo para solos não saturados foi desenvolvida e um progresso significativo foi feito. Esses estudos têm sido amplamente discutidos e divulgados em periódicos e anais de congressos nacionais e internacionais, como o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados (ÑSAT), a Conferência Internacional de Solos Não Saturados (*International Conference of Unsaturated Soils – UNSAT*), dentre outros.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), as atividades de estudos que envolviam os solos não saturados se tornaram interesse da mecânica dos solos desde a instituição da mesma como uma ciência de engenharia. Tal interesse se justifica pela existência de um conglomerado de obras de engenharia envolvendo essa condição do solo tais como os aterros, as estabilizações de taludes e as barragens. Ademais, a condição de não saturação é presente em larga escala no planeta, pois os climas áridos e semiáridos das regiões possuem períodos de seca suficientemente grandes para que ocorra a dessaturação dos solos. É importante destacar que as regiões com esse tipo de clima representam 60% dos países do mundo e em países tropicais, como o Brasil, também ocorrem as condições para essa característica do solo ser presente (Lopes, 2006).

A Mecânica dos Solos Clássica foi baseada em estudos sobre o comportamento de solos sedimentares, os quais são característicos de regiões que possuem o clima temperado. Ademais, há uma elaboração de hipótese a qual diz que o solo é sistema estrutural bifásico, que significa que o mesmo se encontra saturado e, portanto, somente constituído por partículas sólidas e água. Em relação a condição não saturada, a qual é associada à diferenciação estrutural dos solos residuais, faz com que o seu comportamento geomecânico não seja bem descrito pelos parâmetros geotécnicos convencionais, fazendo com que a descrição citada seja insuficientemente realista (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Segundo Borges (2018), a característica inerente do solo não saturado é que seu volume muda quando seu teor de umidade muda sob tensão quase constante. Quando o teor de umidade aumenta, pode ocorrer uma diminuição no volume, geralmente em solo de baixa densidade, ou um aumento na umidade do solo, geralmente solos expansivos. Os motivos de cada situação são diferentes. Em solos de baixa densidade, o aumento da umidade geralmente reduz a resistência do contato interno das partículas, reduzindo a sucção, o rearranjo estrutural

e as novas condições de equilíbrio sob cargas aplicadas e novo teor de umidade ou nova sucção. Este fenômeno é chamado de colapso, então o solo colapsível é designado como o solo onde esse fenômeno ocorre.

Embora colapso tenha uma ampla gama de significados, principalmente na engenharia, o fato é que na engenharia geotécnica, a palavra tem o significado de reduzir o volume de certos solos quando umedecidos.

No Brasil, ocorreu um aumento no estudo de solos colapsíveis quando houve a construção de barragens no Centro-Sul e por patologias encontradas nas fundações de barragens e edifícios no Sudeste, em regiões que possuíam um clima semiárido. De maneira geral a preocupação com os solos colapsíveis foi desenvolvida com Abelev (1931), quando foi observado através de testes de imersão em água que algumas amostras diminuíram repentinamente de volume quando a tensão vertical era de 300kPa ao serem imersas na água. O autor foi o primeiro a introduzir o índice de potencial de colapso e propôs que quando o índice for maior que 2%, o solo será considerado colapsível.

Por outro lado, o solo não saturado apresenta um fenômeno de expansão. Silva (2019) afirma que, geralmente, os motivos do solo possuir tal característica são relacionados à presença de minerais de argila de estrutura laminar. Comparado com o comportamento do solo colapsível, existe agora um fenômeno mais complicado, que é causado principalmente por questões físicas e químicas, além do aumento de volume, traz também outro resultado relacionado, a tensão de expansão. Nesses solos, o volume pode aumentar devido à umidade e diminuir devido à secagem, fenômeno que tende a se repetir periodicamente devido às mudanças sazonais na umidade ou sucção do solo.

## **2.2 Solos Colapsíveis**

### ***2.2.1 Definição de colapso***

Várias definições de solo colapsível foram encontradas na literatura. Na Conferência Anual da ASCE na Filadélfia (1976), solo colapsível ou metaestável foi definido como um solo não saturado que sofre uma violenta reorganização de partículas e seu volume sofre uma grande redução, quando há ou nenhuma carga adicional (Clemence e Finbarr, 1981).

Na classificação dos solos, Reginatto e Ferrero (1973) observaram que os solos podem ser designados como verdadeiros solos colapsíveis, tais como aqueles que não suportam a camada superior do solo quando saturados e solo condicionalmente colapsível, quando o solo

está saturado, eles suportam um certo grau de sobrecarga. Para Clemence e Finbarr (1981) e Popescu (1986), o solo verdadeiramente colapsável necessita apenas de seu próprio peso e inundação para colapsar. Ademais, além de adicionar água, os solos que colapsam condicionalmente requerem a adição de uma carga crítica mínima para colapsar.

Menezes e Fraga (1994) definem o colapso como um fenômeno caracterizado por uma diminuição repentina do volume do solo devido ao aumento da umidade, concomitante à presença ou ausência de sobrecarga. Definiram solo colapsável como um solo com estrutura de alta porosidade, tal solo consiste basicamente de areia e silte não lixiviados e não saturado, possuindo ligações entre partículas formadas por argila e coloides. Ademais, quando está sob tensão conjugadamente ou não com o aumento da umidade, sofrerá uma reorganização repentina da estrutura, de modo que o volume será reduzido.

### ***2.2.2 Formação de Solos Colapsáveis***

Não existe um intervalo de tamanho de partícula específico que possa delinear o solo colapsáveis. Na generalidade, o solo é caracterizado por uma estrutura fofa do tamanho de partículas de silte e areia fina. No entanto, existem alguns exemplos na literatura que mostram que alguns solos com sua formação a base de argila tem um comportamento colapsável, conforme descrito por Futai (1997).

De acordo com Vilar *et al.* (1981) o ambiente tropical proporciona condições favoráveis ao desenvolvimento de solos colapsáveis, podendo ser devido à lixiviação de finos dos horizontes superficiais em áreas onde se alternam estações de seca e chuvas intensas. Ademais, esse fato pode ser ocasionado também pela falta de umidade em regiões áridas e semi-áridas. Ferreira (2005) salientou que a alternância de períodos chuvosos e relativamente secos, típicos de climas tropicais, leva à lixiviação da fração fina dos solos nos horizontes mais superficiais, resultando em uma estrutura porosa insaturada.

Embora os problemas de solo colapsável estejam quase sempre relacionados a sedimentos recentes, em climas áridos e semi-áridos, eles frequentemente ocorrem em outros tipos de climas e em diferentes estratos (Ferreira, 1995).

Solo colapsável podem ser encontrados em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, em solos vulcânicos, solos compactados no ramo seco e solos residuais. O mais difundido é o vento, ou seja, sedimentos formados pela ação do vento, como exemplo temos o solo *loess*.

No Brasil, existem em solos de diferentes formas aluviais, coluviais e residuais, como é possível observar na Quadro 1, os locais os quais já tiveram registro de solos colapsíveis, já no Quadro 2 é possível visualizar a sua disposição pelo mundo.

Quadro 1- ocorrências de solos colapsíveis no Brasil

LOCAL	REFERÊNCIA	TIPO DE SOLO
Manaus - AM	DIAS e GONZALEZ (1985)	Sedimentos terciários do grupo Barreira/Latossolo
Parnaíba - PI	RIANI e BARBOSA (1989)	Eólico
Gravatá - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Carnaíba Remobilizado/Podzólicos
Carnaíba - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno na Cálculo
Petrolândia-PE	FERREIRA (1989), SIGNER (1989)	
Sta M <sup>a</sup> da B. Vista - PE.	FERREIRA (1989) SIGNER (1989)	Granitóides diversos/Latossolo
Petrolina - PE	ARAGÃO e MELO (1982), FERREIRA (1989)	Aluvial/Areia Quartzosa
Rodelas - BA	FERREIRA (1989)	Formação Marizal/ Areia Quartzosa
Bom Jesus da Lapa - BA	WOLLE et al (1978) e MENDONÇA (1990)	Formação Vazante (Fluvial)/ Latossolo/Areia Quartzosa
Manga - MG	BENVENUTO (1982)	Formação Vazante (Fluvial)/ Latossolo/Areia, Quartzosa/ Cambissolo e Aluviões.
Três Marias - MG	FERREIRA et al (1989)	Coluvial/ Siltito
Itumbiara - M	FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Uberlândia - MG	COSTA (1986)	Coluvial/Basalto e Arenito
Brasília - DF	BERBERIAN (1982)	Formação Indaiá/ Latossolo
Ilha Solteira e P. Barreto - SP	VARGAS (1973)	Coluvial/ Arenito
Rio Sarapuá - SP	FERREIRA et al (1989)	Residual/ Basalto
São Carlos - SP	BARROS (1970), VILAR et al (1985)	Residual/ Basalto
Rio Mogi-Guaçu - SP	FERREIRA et al (1985)	Coluvial/ Granitos
São José dos Campos - SP	FERREIRA et al (1985)	Aluvial
São Paulo - SP	VARGAS (1973)	Aluvial
Sumaré e Paulínea - SP	SAMARA (1981) FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Itapetinga - SP	FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Bauru - SP	VARGAS (1973)	Coluvial/ Arenito
Canoas - SP	FERREIRA et al (1989)	Coluvial/ Basalto
Gravatá - RS	DIAS (1989)	Sedimentos Aluviais/SP
Mundo Novo dos Parecis- MS	FUTAI (1997)	-
Belo Horizonte - MG	CUNHA et al (2001)	Solo Residual
São Carlos - SP	VILAR e DAVIES (2001)	Areia Argilosa
Rodonópolis MT	CONCIANI (1997)	-

Fonte: Ferreira (1995) modificada por Cunha *et al* (2001)

Quadro 2 - Ocorrência de solos colapsíveis no mundo

LOCAL	REFERÊNCIA	TIPO DE SOLO
Luanda - Angola	DUDLEY (1970)	“Maceque” (solo ferruginoso contendo caulinita)
Transvall e Sul da África	DUDLEY (1970)	eólico
Nordeste da Rodésia	DUDLEY (1970)	Solo residual de granito
EUA, Alemanha França, Europa oriental, Rússia, Sibéria e China.	DUDLEY (1970)	Loess de cor avermelhada e Bruno-amarelo
Nevada –Estados Unidos	DUDLEY (1970)	Solo aluvional bem graduado
África do Sul	BARDEN e COLLINS (1973)	Eólico (areia vermelha)
China	LIN e WANG (1988)	loess
Hungria	KEZDI (1974) citado por LUTENNEGER e SABER (1988)	loess
China	GUORI (1988), citado por MARIZ (1993)	loess
China, Sudeste da Inglaterra.	DERBYDIRE e MELLORS (1988)	loess
Romênia	POPESCU (1986)	loess
Arizona (EUA)	BARDEN e COLLINS (1973)	aluvião
San Diego - EUA	DAY (1990)	aluvião
Canal de San Luis - EUA	KNODELI (1981)	-
Khon Kaen - Tailândia	PHIEN-WEJ et al (1992)	argila
Odessa - Rodésia	REZENIK (1995)	loess

Fonte: Ferreira (1995)

### 2.2.3 Estrutura dos Solos Colapsíveis

Segundo Knight (1961), a estrutura colapsível do solo consiste em grãos não lixiviados, os quais são separados por espaços vazios. Ademais, nos menores intervalos entre um grão e outro pode-se encontrar, habitualmente, as pontes de argila floculada, que em geral possuem pequenas partículas não lixiviadas.

O solo colapsível é caracterizado por uma estrutura metaestável, onde as partículas permanecem no lugar devido a certas ligações temporárias, como cimento solúvel ou tensões capilares e de adsorção (Motta, 2006).

Para Dudley (1970), existem elementos estruturais, os quais são responsáveis pela efêmera resistência do solo, susceptíveis para a geração de um colapso quando são afetados:

- a) tensões capilares – quando o solo é desidratado, a tensão capilar provocada pela presença de umidade entre os grãos pode manter uma estrutura metaestável porosa, devido ao aumento da pressão intergranular efetiva, com isso o solo apresenta maior resistência ao cisalhamento e deformação;
- b) vínculos de silte – as ligações que são formadas pelos vínculos de silte tem a força para manter juntos os grãos de areia, isso ocorre por causa das tensões capilares entre os grãos de silte e entre os de areia-silte;
- c) vínculos de argila – a presença do mineral argiloso pode conferir um variado número de arranjos entre grãos, dependendo de sua origem geológica:
  - quando são formadas pelo processo de autogênese, que é um produto do intemperismo do mineral original, tal fenômeno forma uma camada de espessura fina de argila ao redor do grão, sendo tal formação afetada pela estrutura cristalina da argila.
  - o processo de lixiviação torna viável o surgimento dos contrafortes de argila, que ocorre quando as partículas de argila dispersas na água são transportadas para um espaço estreito entre os grãos, onde lá forma um arranjo no estado floculado, esse processo ocorre devido a taxa elevada de concentração iônica causada pela evaporação.
  - grãos feitos de agregados de argila podem ser unidos por partículas de argila. Além disso, essa ligação pode também pode ser encontrada combinando grãos maiores de silte e areia.

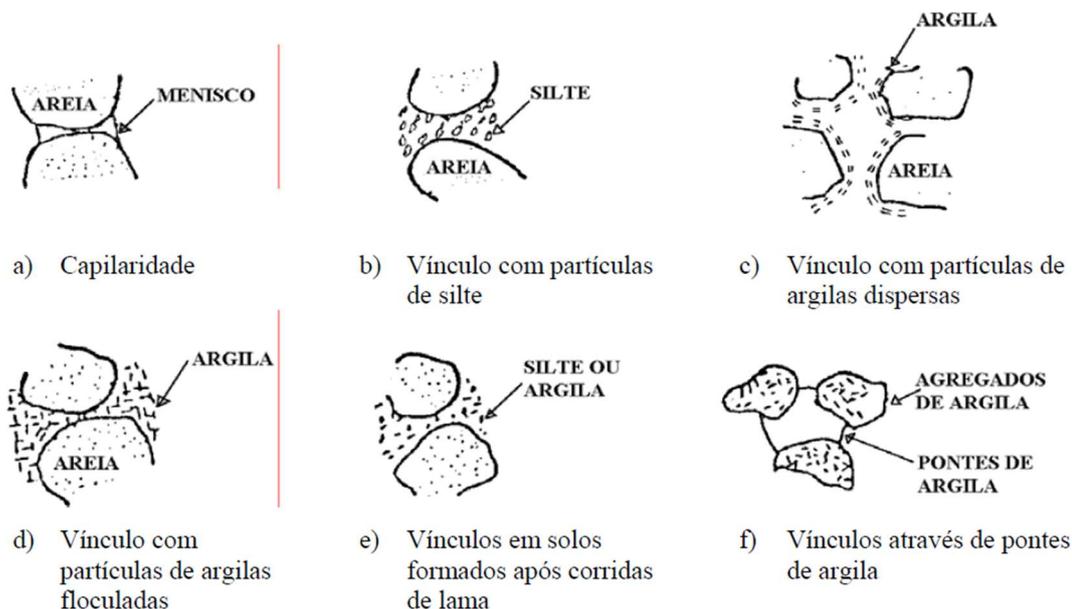
Dudley (1970) e Clemence E Finbarr (1981) propuseram um conjunto de modelos de solo com instabilidade em sua estrutura, conforme mostrado na Figura 1. Ademais, nas Figuras 1.a e 1.b, o arranjo dos grãos de areia é mantido por tensão capilar, agindo nos contatos areia-areia, areia-silte e silte-silte.

Nos grãos de areia com ligações de argila dispersas são representados na Figura 1.c, tais argilas podem ter sua formação no local ou podem ser transportadas. Ainda na mesma imagem é possível observar que os grãos de areia, que estão revestidos por uma camada fina de argila sob baixo teor de umidade, apresentam elevada resistência.

A Figura 1.d mostra uma estrutura onde as partículas de areia são conectadas por partículas de argila floculadas, as partículas maiores são mantidas no lugar por suportes formados por argila ou tensões capilares. Na Figura 1.e, uma organização de grãos é mostrado no qual a areia e vínculos de argila produzidos por corridas de lama. Já na Figura 1.f, o conjunto

de argilas forma grãos que são interligados entre si por pontes de argilas, essas estruturas estão ligadas a grãos de siltes e argilas.

Figura 1 - Modelos estruturais de solos colapsíveis



Fonte: Clemence e Finbar (1981), adaptado por Motta (2006).

Para Nuñez (1975), o solo colapsível possui uma estrutura macroporosa com o equilíbrio metaestável de partículas maiores. As ligações entre esses elementos possuem uma resistência, que foi produzida pela presença de partículas de argila ou coloides, que por sua vez tem uma microestrutura que em sua maioria possuem forças de superfícies ou ligações com propriedades cimentícia, devido à presença dos seguintes cátions:  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ , etc.

#### 2.2.4 Mecanismos desencadeadores do colapso

Burland (1965) utilizou a estabilidade do contato entre as partículas para descrever o colapso e a hipótese sobre a diferença essencial entre os componentes  $\sigma - u_a$  (tensão líquida) e  $u_a - u_w$  (sucção matricial). Essencialmente, a tensão aplicada irá gerar tensão normal ( $\sigma_n$ ) e tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), enquanto a sucção irá gerar apenas tensão normal. Ademais, enquanto  $(\tau / \sigma_n) \leq \mu$ , a estabilidade do contato permanece inalterada, onde  $\mu$  (coeficiente de atrito) é uma medida da resistência ao cisalhamento no contato. Portanto, ao aumentar a tensão aplicada, um certo número de contatos será quebrado e, portanto, comprimido gradualmente. A rápida diminuição na sucção causará a rupturas microcisalhantes de um grande número de contatos, levando ao colapso.

A menos que uma tensão muito alta seja aplicada, a tensão de cisalhamento nos contatos não será suficiente para causar instabilidade sem que a umidade não esteja presente. Também é importante que haja um acréscimo da tensão aplicada sob uma força de sucção suficientemente alta aumente para garantir a rigidez efêmera da estrutura, caso contrário uma grande parte da compressão ocorrerá durante o processo de carregamento e a possibilidade de colapso do sistema é pequena.

Para Matyas e Radhakrishna (1968) existem alguns mecanismos de colapso para diferentes condições estruturais:

- Quando a ação capilar causa uma resistência estrutural por sucção e ocorre o aumento do teor de umidade do solo, o menisco capilar é eliminado e a resistência ao cisalhamento é reduzida, conduzindo a uma situação de colapso;
- Quando a ligação entre as partículas da estrutura é feita de ligação de argila, a carga sob umidade natural impede o movimento relativo entre as partículas, pois a ligação resiste à compressão das partículas finas. Por outro lado, quando ocorre o aumento do teor de umidade no solo, essas ligações perdem sua força e resultam em um colapso;
- Quando a argila contém partículas maiores o mecanismo de colapso ocorre de maneira diferente, pois o meio hídrico separa as partículas e reduz a resistência. Além disso, quando se tem um arranjo floculado, a adição de água traz com si a liberação das tensões capilares conjugado com a diluição da concentração de íons no fluido, fato esse que é responsável por reduzir a coesão e por consequencial a resistência à deformação.

De acordo com Barden *et al.* (1973), para que ocorra o colapso do solo, devem ser atendidas as seguintes condições:

- a) Existência de uma estrutura insaturada, porosa e possivelmente instável;
- b) Presença de uma tensão externa que sua intensidade seja capaz de desvincular a estrutura;
- c) Reduzir a força de sucção no solo ou enfraquecer o agente cimentante no contato intergranular através do umedecimento, atingindo assim aqueles elementos os quais conferem uma elevada rigidez no seu estado natural.

Ainda por esses autores, é dito que as ligações intergranulares acontecem, em sua maioria, de maneira combinada. Quando tais estruturas formadas entre os grãos ocorrem devido à sucção e ocorre sua redução, a velocidade com qual o colapso acontece é de maneira quase instantânea. Ademais, se as ligações se devem pela presença de agentes cimentantes e ocorre uma quebra, o colapso ocorre de maneira mais devagar. Também é de suma importância destacar que quando essa estrutura entre os grãos é formada por pontes de argila e elas são

quebradas, ocorre um meio termo na velocidade do colapso, o qual ficara entre as outras duas situações.

Para Barden *et al.* (1973), o colapso de solos que sofrem com uma saturação parcial se relaciona intimamente o fenômeno à microestrutura dos solos. Ademais, é dito que se torna mais simples de se considerar o mecanismo de colapso em termos dos dois componentes diferentes da tensão efetiva. Tais componentes geram tensões intergranulares por meio de mecanismos diferentes. A tensão aplicada irá gerar cisalhamento e instabilidade no contato entre as partículas, já a força de sucção, que é uma tensão estritamente normal, aumentará a estabilidade do contato.

Maswoswe (1985) acredita que o aumento da saturação diminui a resistência ao cisalhamento das partículas do solo, sem a necessidade de um cisalhamento geral. Tal redução é gerada por uma redução da sucção da matriz, perda das ligações cimentadas ou redução da resistência do coágulo. Quando a resistência fica menor que a força solicitante, a estrutura do solo se rearranja, levando ao colapso, que ocorre devido à ruptura local.

É dito por Ferreira (1995), que alguns solos colapsáveis, quando sofrem de uma baixa tensão e recebem umidade, podem apresentar características de expansão, tal fato se baseia na absorção da umidade presente por parte dos agregados de grãos de argila, porém não há uma alteração relevante nas partículas maiores (Jennings e Burland, 1962; Dudley, 1970; Vilar *et al.*, 1981; Maswoswe, 1985; Miranda, 1988).

Knodel (1981), diz alguns fatores que condicionam o colapso, os quais são referentes ao clima e ao meio físico que os solos estão inseridos, tais como:

- a) clima – quando há precipitações de pequena duração e uma grande intensidade que se alternam com temporadas de secas longas são propícias ao acontecimento de colapsos.
- b) geomorfologia – áreas onde se encontram encostas de grandes angulações, pouca vegetação, com solos de ligações não consolidadas, formando um local propício para a formação de um pequeno corpo hídrico, para onde essa água vai escoar. Sendo assim, esses locais sofrem uma mudança quando a grandes temporadas de seca, alternando com precipitações de curta e grande intensidade, geram um ambiente onde contém alta porosidade e que são potencialmente colapsáveis;
- c) textura – Quando ocorre a deterioração de matéria orgânica ou então a retenção de pequenas bolhas de ar, pode ocorrer a formação de vazios entre os grãos dos solos passíveis de subsidência. As partículas desse solo podem estar sendo mantidas por tensões capilares, ligações de argila, etc.

### ***2.2.5 Métodos para identificação de solos colapsíveis***

Os danos causados às obras de engenharia, por consequência do colapso, podem ser bastante significativos. Assim, a identificação prévia da potencialidade de colapso de um solo é a primeira etapa que o projetista deve levar em consideração na elaboração de um projeto de uma fundação em solos colapsíveis (Popescu, 1986).

Os sistemas de classificação usados rotineiramente na mecânica do solo (AASHO e SUCS) são baseados no tamanho do grão e nas propriedades plásticas do solo, e são limitados na previsão do comportamento colapsível do solo. A principal razão para esta limitação é que os testes considerados nestas classificações destroem a estrutura do solo da qual depende o comportamento de colapsibilidade. Embora o mecanismo de colapso possa ser muito complexo (pelo menos no nível da microestrutura), existe uma tendência no ambiente técnico de identificar solos colapsíveis com base em testes simples e comumente usados em laboratórios de mecânica do solo.

Nesse sentido, muitos autores têm proposto métodos para identificar solos colapsíveis. De acordo com os critérios de identificação, esses métodos podem ser divididos em duas categorias: métodos diretos e métodos indiretos (Ferreira, 1995). O método indireto tem o princípio de usar indicadores físicos e limites de consistência, ou parâmetros relacionados à textura, que são facilmente obtidos em testes de laboratório e de campo para determinar a possibilidade de colapso estrutural e fornecer informações de orientação. O método direto é baseado na medição da probabilidade de colapso do solo. A Tabela 1 resume alguns critérios de identificação baseados na classificação de Ferreira (1995). Nos pontos a seguir, alguns desses métodos diretos e indiretos serão apresentados e discutidos.

Tabela 1 - Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis

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

Fonte: Modificado por Ferreira (1995)

### *2.2.5.1 Métodos Indiretos*

Considerando o método indireto baseado em testes de laboratório, algumas pessoas tentam associar o índice de vazios e a umidade equivalente ao limite de liquidez ( $w_l$ ) com o índice de vazios inicial do solo ( $e_0$ ), ou usam o índice de consistência. Outras características relacionadas ao tamanho das partículas do solo estão diretamente ou relacionadas a outros indicadores físicos do solo para avaliar a sensibilidade ao colapso do solo. A Tabela 2 resume alguns desses métodos. Dentre as recomendações feitas (Tabela 2), na verdade todas são qualitativas.

Apenas as propostas de Basma e Tuncer (1992) e Futai (2000) quantificaram a possibilidade de colapso. Nesse caso, o mesmo critério pode ser utilizado para a classificação da colapsibilidade, que se baseia na probabilidade de colapso obtida por meio de testes edométricos. Por serem baseados em indicadores físicos ou limites de Atterberg, esses métodos são limitados a solos específicos. Há possibilidade da existência de solos colapsíveis com características distintas das descritas na formulação das expressões e que sejam erroneamente classificadas como não colapsíveis dentro dos limites adotados pelos métodos (Futai, 2000).

Tabela 2 - Critério de identificação de solos colapsíveis

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Denisov (1951) citado por Reginato (1970)	$K = \frac{e_l}{e_o}$	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível, K=1 – não colapsível e 1,5 < K < 2 não colapsível
Feda (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w_o}{S_o}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	O resultado expressa a colapsibilidade. $S_o > 80\%$ . $Kl > 0,85$ são colapsíveis
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$	$\lambda \geq -0,1$ – o solo é colapsível
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_o}{w_l - w_p}$	$Kd < 0$ – altamente colapsível, $Kd > 0,5$ – colapsível e $Kd > 1$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d w$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	$S_r < 6\%$ – colapsível $S_r > 10\%$ – não colapsível
	Areia fina	$S_r < 50\%$ – colapsível $S_r > 60\%$ – não colapsível
	Silte argiloso	$S_r < 90\%$ – colapsível $S_r > 95\%$ - não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: $1\% \leq w_p \leq 10\%$ , $CI < 0,1$ $10\% \leq w_p \leq 14\%$ , $CI < 0,17$ $14\% \leq w_p \leq 22\%$ , $CI < 0,24$
Handy (1973) citado por Lutenegeger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002 mm) < 16%	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24%	Provavelmente colapsível
	24 a 32%	Probabilidade de colapso < 50%
	> 32%	Geralmente não colapsível
Basma e Tuncer (1992)	PC (%) = Equação II.12 PC (%) = Equação II.13	O resultado corresponde ao potencial de colapso. A classificação dependerá do critério adotado que se baseie em PC
Futai (2000)	$\Delta \epsilon_{cm\acute{a}x}$ ou $PC_{max.}$ = Equação II.14	Critérios baseados em PC

Fonte: Modificada por Futai (1997)

### 2.2.5.2 Métodos Diretos

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 com a inundação dos corpos de prova, para assim determinar as deformações axiais sofridas.

#### 2.2.5.2.1 Ensaio edométrico simples

Ensaio edométrico simples ter surgiram no trabalho de Abelev (1948), citado por Lutenegeger e Saber (1998) e que uma amostra indeformada na umidade natural foi carregada em uma prensa edométrica até uma tensão de 300 kPa e então inundada para induzir o colapso. O cálculo é mostrado na equação 1, originalmente chamada de coeficiente de colapso estrutural. Jennings e Knight (1975) recomendam um nível de tensão de 200 kPa e usam a equação 2, que é definida como o Potencial de Colapso.

$$i = \left( \frac{\Delta e_c}{1 + e_1} \right) \times 100 \quad (\text{Eq.1})$$

$$CP = \left( \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \right) \times 100 \quad (\text{Eq.2})$$

Onde:

$i$  = Coeficiente de colapso estrutural

$PC$  = Potencial de Colapso

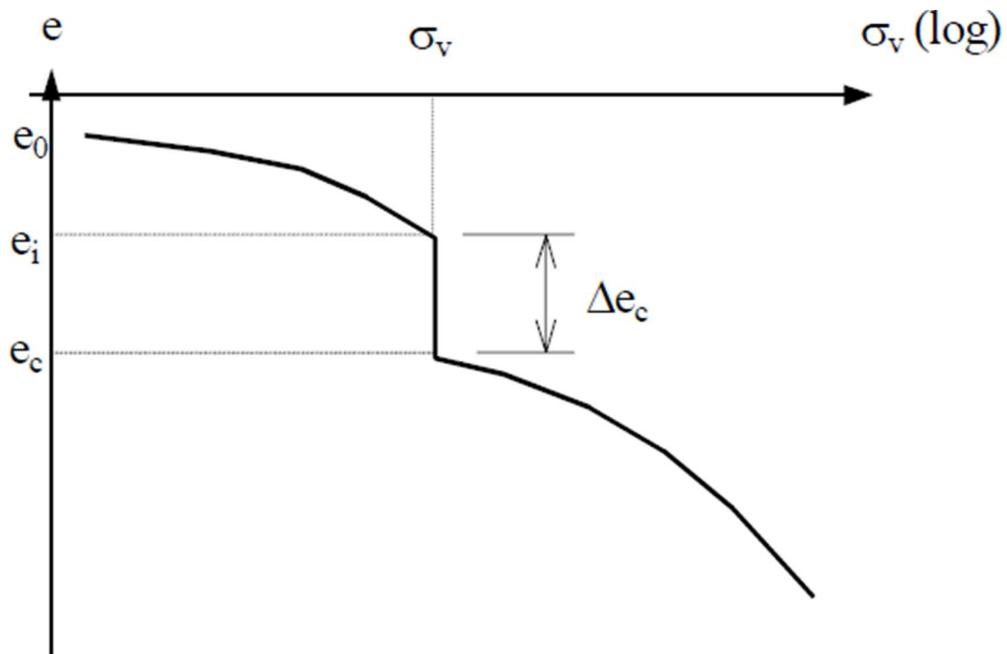
$\Delta e_c$  = Mudança no índice de vazios após inundação;

$e_1$  = Índice de vazios no início da saturação;

$e_0$  = Índice de vazios inicial da amostra;

Vargas (1977) refere-se ao colapso estrutural "i" como o coeficiente de subsidência causado pela inundação, e considera o solo que possui  $i > 2\%$  e não envolve a tensão de inundação a ser utilizada como solo colapsível. O gráfico de  $e$  versus  $\log(\sigma_v)$  a curva de adensamento edométrico é formada como ilustrada na Figura 3.

Gráfico 1 - Ensaio edométrico simples



Fonte: José Ribeiro (2003)

De acordo com o valor da Equação 1, Lutenegger e Saber (1988) classificaram os danos da obra causados pelo colapso de acordo com a Quadro 3, Jennings e Knigth (1975) propuseram uma classificação que levava em consideração a gravidade dos danos da obra para um dado valor do Potencial de Colapso (CP). Essa classificação é mostrada na Quadro 4.

Quadro 3 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia

i(%)	Gravidade do Problema
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Fonte: Lutenegger e Saber (1988)

Quadro 4 - Classificação do potencial de colapsibilidade nas obras de engenharia

PC	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem Problema
1 a 5	Problema Moderado
5 a 10	Problemático
> 20	Problema Muito Grave

Fonte: Jennings e Knighth (1975)

#### 2.2.5.2.2 Ensaio edométrico duplo

Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um padrão para determinar a susceptibilidade do solo ao colapso para uma dada tensão vertical com base nos resultados do teste edométrico duplo, usando a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento (chamada tensão de colapso) como referência. Sob duas condições de limite: umidade natural e condições submersas, tal recomendação é mostrada graficamente na Figura 2. O coeficiente de colapsibilidade é definido da seguinte forma:

$$C = (\sigma_{vms} - \sigma_{vo}) / (\sigma_{vmn} - \sigma_{vo}) \quad (\text{Eq.3})$$

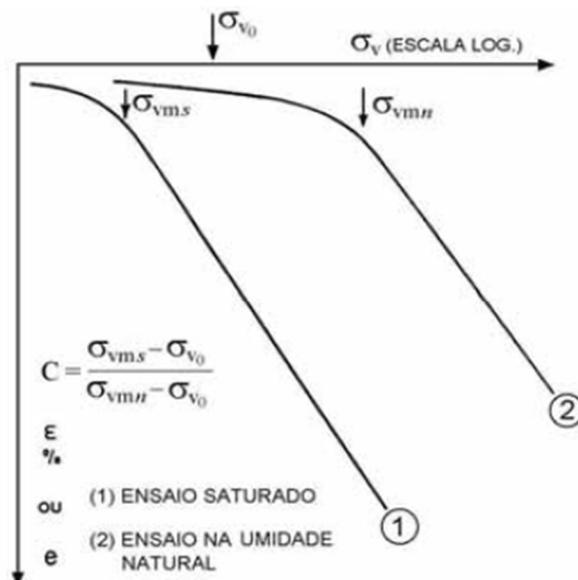
Onde:

$\sigma_{vo}$  = tensão vertical geostática (kPa)

$\sigma_{vmn}$  = tensão de escoamento do solo na umidade natural (kPa)

$\sigma_{vms}$  = tensão de escoamento do solo na condição inundada (kPa)

Figura 2 - Representação esquemática de um ensaio edométrico duplo indicado as tensões limites para o cálculo do coeficiente de colapsibilidade



Fonte: Reginatto e Ferrero (1973)

Por meio do coeficiente de colapsibilidade e comparando-se os valores de  $\sigma_{vo}$ ,  $\sigma_{vms}$ ,  $\sigma_{vmn}$  e  $\sigma_v$  (tensão vertical total após a imposição das cargas no terreno), se determina a ocorrência de risco de colapso e para qual nível de tensão esse colapso ocorrerá. Dessa forma tem-se:

- 1) quando  $\sigma_{vms} < \sigma_{vo}$  e  $C < 0$ , o solo é considerado “verdadeiramente colapsível”, onde grandes recalques ocorrerão sob saturação, até mesmo sob o peso próprio;
- 2) quando  $\sigma_{vms} > \sigma_{vo}$  e  $0 < C < 1$ , o solo será considerado “condicionalmente colapsível”. O colapso será dependente do valor de  $\sigma_v$ . Quando  $\sigma_v < \sigma_{vms}$  nenhum colapso ocorrerá quando o solo for inundado e o máximo aumento de tensão que o solo pode suportar será  $\sigma_{vms} - \sigma_{vo}$ . Se  $\sigma_{vms} < \sigma_v < \sigma_{vmn}$ , o colapso ocorrerá quando o solo for inundado após o carregamento. Se  $\sigma_v > \sigma_{vmn}$ , o colapso ocorrerá até mesmo sem inundaçãõ;
- 3) quando  $C = 1$  o colapso não ocorrerá, sendo essa situação restrita a poucos solos. No geral  $C$  é menor que 1, incluindo solos não colapsíveis;
- 4) quando  $C = -\infty$ ,  $\sigma_{vmn} = \sigma_{vo}$  é o caso de solos não-cimentados, normalmente consolidados.

Os métodos diretos propostos não se destinam a estimar o recalque da fundação. Eles servem apenas como um guia para projetistas avaliarem a suscetibilidade ao colapso de um determinado terreno, como métodos indiretos. Por serem métodos diretos, esses padrões não são afetados pelo tipo de solo em que são desenvolvidos e podem ser estendidos a qualquer formação. Ademais, alguns fatores devem ser considerados ao aplicar esses padrões.

O padrão proposto é obviamente definido com base na experiência do autor na obra em que participou, e o efeito de supressão na obra varia de acordo com o tipo de estrutura. Muitos solos colapsíveis têm uma resistência à ruptura de menos de 200 kPa em seu estado natural (não saturado). Cintra (1998) resumiu vários exemplos na literatura brasileira prova de carga em placa que confirmaram essa afirmação.

Conciani (1997) apresentou os resultados de um teste de carga em solo colapsível no estado de Mato Grosso no estado natural, onde a tensão de ruptura é inferior a 80 kPa. Nessas condições, é raro que a tensão de projeto atingir o alto valor assumido pela proposta de tensão de inundaçãõ fixa. Além disso, é possível que algum solo colapsível venha apresentar PC ou i, na tensão de 200 e 300 kPa, menor ao que possuiria numa tensão inferior, podendo exercer forte influência na classificação do solo com base nos critérios de Jennings e Knigth (1975), Abelev (1948) e Lutenegger e Saber (1988).

Apesar da diferença entre as expressões que descrevem o potencial de colapso (Equação 2) e o coeficiente de colapso estrutural (Equação 1) do solo, em vários trabalhos da literatura, de diferentes pesquisadores, o termo potencial de colapso tem sido atribuído a ambas expressões afirma Souza Neto (2004). Se pouca compressão ocorre no solo, antes da inundação, até o nível de tensão onde ocorrerá a inundação, as duas expressões darão resultados similares.

#### 2.2.5.3 *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

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)

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)

#### 2.2.5.3.1 Classificação textural ou granulométrica

Os solos são compostos por diferentes tamanhos de partículas, a determinação desses tamanhos é feita 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)

$$D = \left[ \frac{30\eta}{(G_s - 1) \times \rho_w} \times \frac{L}{t} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq.4})$$

Sendo:

$D$  = Diâmetro das partículas do solo (mm)

$L$  = Distância (cm)

$t$  = tempo (min)

$G_s$  = Massa específica dos sólidos

$\rho_w$  = massa específica da água

$\eta$  = viscosidade dinâmica da água ( $g \cdot \frac{s}{cm^2}$ )

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:

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \times \left( L_2 - \frac{V_B}{A} \right) \quad (\text{Eq.5})$$

Sendo:

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

$L_2$  = distância ao longo da haste do densímetro do topo do bulbo até a marca para a leitura do densímetro (cm)

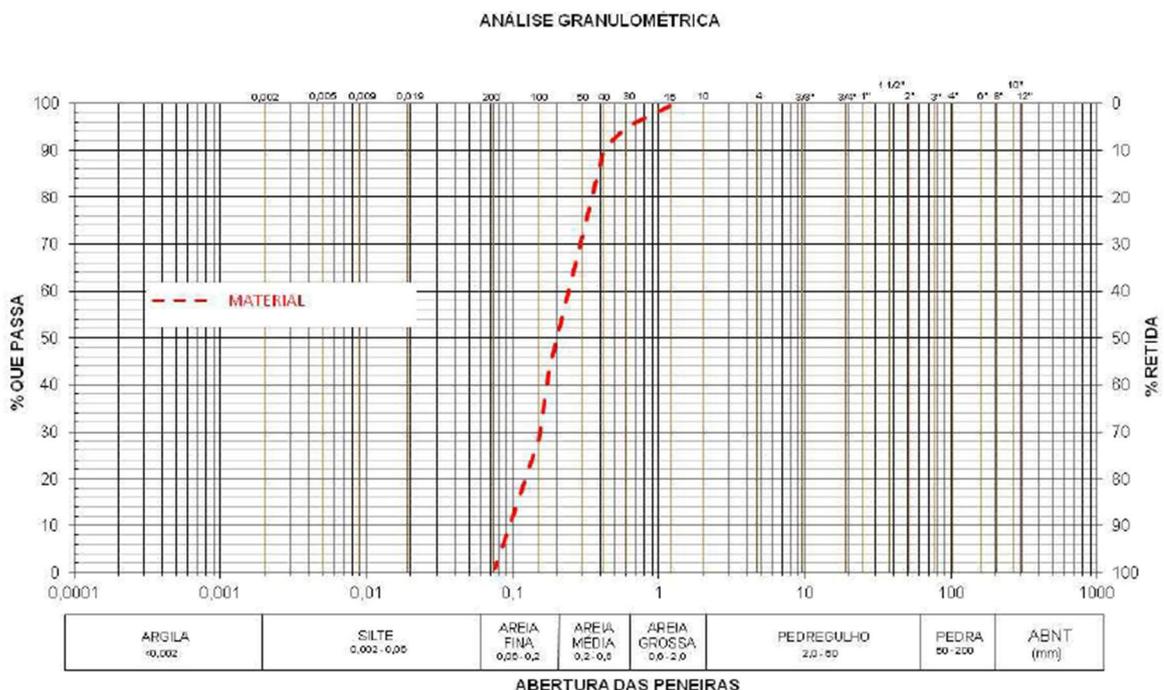
$V_B$  = volume do bulbo do densímetro ( $67 \text{ cm}^3$ )

$A$  = área de seção transversal do cilindro de sedimentação ( $27,8 \text{ cm}^2$ )

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, como o exemplo ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Exemplo de análise Granulométrica segundo escala ABNT de um material genérico



Fonte: Bianchi (2013)

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:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Eq.6})$$

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:

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (\text{Eq.7})$$

O CC fornece a ideia 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), como é ilustrado na Figura 4.

Figura 4 - Limites de plasticidade e estados do solo



Fonte: Própria do autor (2021)

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. Onde tem sua classificação ilustrada na Figura 5.

Figura 5 - Classificação do solo quanto à plasticidade

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

Fonte: Própria do autor (2021)

#### 2.2.5.3.2 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. Como está ilustrado no Quadro 5.

Quadro 5 - Classificação do solo de acordo com a SUCS

SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA				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	
	Mais que metade da fração grosseira menor que a n.º 10	AREIAS	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	AREIA 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.	
	Mais que metade da fração grosseira menor que a n.º 10	AREIAS	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	AREIA COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	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 da #200	Processo de identificação executado sobre a fração < #n.º 40				A abertura da malha # nº 200 corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu	
			Ensaio expedito	RESISTÊNCIA A SECO (esmagamento pelos dedos)	DILATÂNCIA/ DILATAÇÃO	RIGIDEZ (consistência na porosidade do LP)		
SILTES E ARGILAS				nenhuma a pequena	rápida a lenta	nenhuma		
Limite de liquidez menor que 50			média a elevada	nenhuma a muito lenta	média	CL		Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, areias siltosas, areias gordas
			pequena a média	lenta	pequena	OL		Siltos orgânicos e siltos argilosos orgânicos de baixa plasticidade
			SILTES E ARGILAS	pequena a média	lenta a nenhuma	pequena a média		MH
Limite de liquidez maior que 50			elevada a muito elevada	nenhuma	elevada	CH		Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas
			média a elevada	nenhuma a muito lenta	pequena a média	OH		Argilas orgânicas de média e alta plasticidade
Turfas			Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e freqüentemente pela textura fibrosa					Pt

Fonte: Machado (2001)

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”.

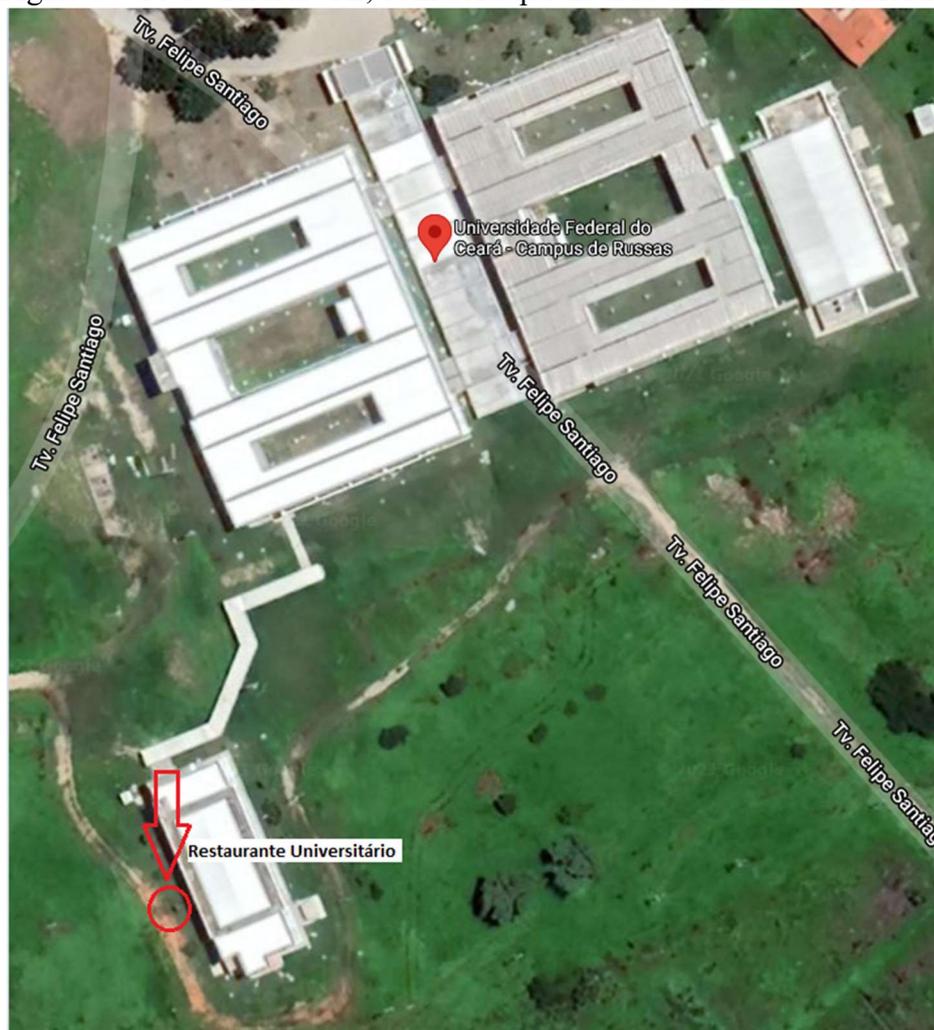
### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 Descrição da área de estudo

A área de estudo se localiza no Campus da Universidade Federal do Ceará, no município de Russas-CE, que possui uma estrutura dividida em 4 blocos principais, onde ocorrem as principais atividades, galpão para ensaios de laboratórios de todos os cursos e Restaurante Universitário que se liga com os blocos principais através de uma passarela.

A estrutura complementar construída para o Restaurante Universitário teve seu aterro com o solo o qual foi objeto de estudo, como mostrado na Figura 6. É possível observar o local de coleta do solo, para realização de ensaios de caracterização e ensaios edométrico simples.

Figura 6 - UFC - Russas-CE, com destaque na área da retirada de amostra



Fonte: Google Maps (2021)

A motivação do trabalho se deu em virtude de manifestações patológicas na passarela que liga os blocos principais ao Restaurante Universitário, fato esse que ocorreu posteriormente a um período chuvoso. Como é ilustrado na Figura 7, ocorreu um desnivelamento dos blocos.

Figura 7- Desalinhamento de blocos na passarela do RU



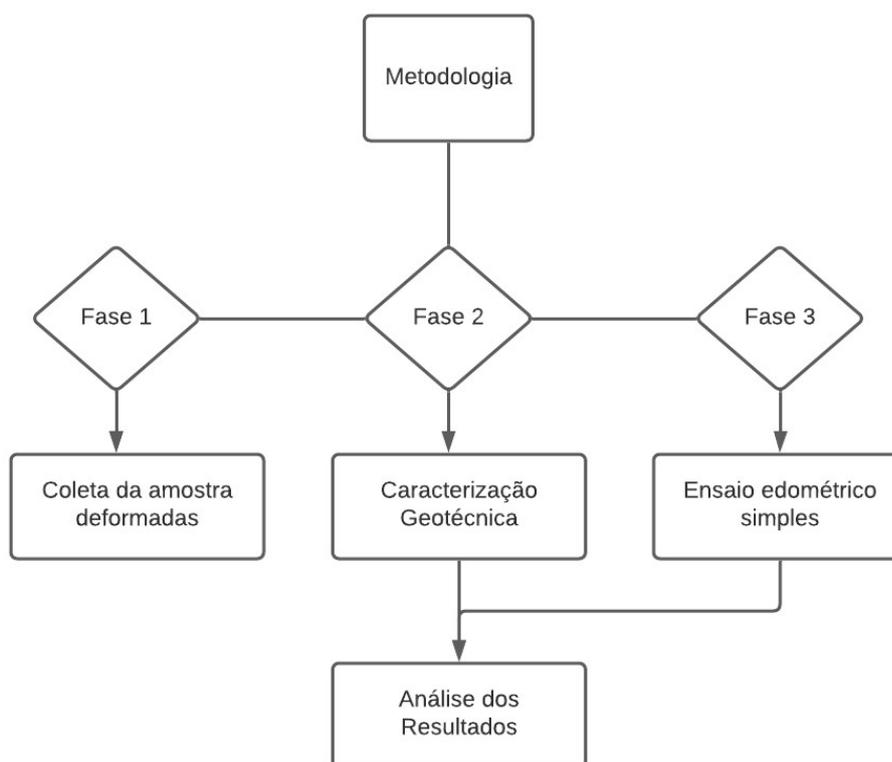
Fonte: Diógenes (2020)

A característica investigada para o estudo foi o de colapsibilidade, devido ao clima da região ser propício com seu grande período de estiagem e períodos chuvosos curtos. Pode-se observar no Quadro 1, que os solos colapsíveis podem ser encontrados em diversas regiões do Brasil. Além disso é visto que a existência desse solo foi encontrada em diversas localizações no Nordeste.

Sendo assim, se fez necessário um estudo do solo do aterro utilizado na construção. Os meios para se obter essas informações e classificar o solo do aterro se deram por meio de caracterização geotécnica, juntamente com o ensaio edométrico.

A metodologia foi dividida em 3 fases, as quais são iniciadas pela coleta da amostra, seguindo para a caracterização geotécnica e posteriormente o ensaio de adensamento respectivamente, como pode-se observar na Figura 8.

Figura 8 - Fluxograma da metodologia aplicada



Fonte: Própria do Autor (2021)

### 3.2 Coleta da amostra deformada

O local de coleta da amostra deformada se deu no ponto localizado na Figura 6, onde ocorreu todo o procedimento de acordo com a NBR 9604/2016, no qual ocorreu a limpeza do terreno e em seguida a utilização de ferramentas para a escavação do material, como não houve alterações do solo, somente uma amostra em quantidade mais volumosa se fez necessário, posteriormente a mesma foi armazenada no recipiente adequado.

O ponto escolhido para a retirada da amostra foi escolhido arbitrariamente, pois o aterro da construção do Restaurante Universitário foi o mesmo utilizado na construção da passarela, local onde se encontra alguma das manifestações patológicas citadas anteriormente.

Na Figura 9, é possível observar o solo que foi retirado e em campo foram feitos alguns testes citados no item 2.2.5.3, que foram teste visual e tátil do solo, teste de sujar as mãos, teste de desagregação do solo submerso e teste de resistência do solo seco. Com isso, todos os testes obtiveram resultado para um solo com características mais arenosas.

Figura 9 - Amostra deformada



Fonte: Própria do autor (2021)

### 3.3 Ensaios de Caracterização Geotécnica

Na etapa dos ensaios destinados a caracterização geotécnica foram primeiramente executados procedimentos para a preparação das amostras, a fim de realizar os ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria e compactação. Tais procedimentos foram de acordo com a NBR 6457/2016.

Para os procedimentos foi separada uma parte da amostra que ocorreu sua coleta anteriormente. Os procedimentos os quais foram realizados foram o de destorramento e o de quarteamento.

### 3.3.1 Limites Atterberg

#### 3.3.1.1 Determinação do limite de liquidez

Para execução do ensaio de limite de liquidez, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 6459 (2017), conforme se ilustra nas Figura 10, 11 e 12.

Figura 10 - Pesagem do material úmido



Fonte: Diógenes (2021)

Figura 11 - Demonstração do aparelho de Casagrande e



Fonte: Própria do autor (2021)

Figura 12 - Pesagem do material seco



Fonte: Própria do autor (2021)

### *3.3.1.2 Determinação do limite de Plasticidade*

Para execução do ensaio de limite de plasticidade, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 7180 (2016). No processo foi executado, conforme a norma, a obtenção de um cilindro fragmentado de 3mm de diâmetro e na ordem de 100mm de comprimento.

### *3.3.3 Ensaio de compactação*

Para a execução do ensaio de compactação, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 7182/2020. Foi adotado energia de compactação proctor normal com cilindro pequeno, tal decisão tem embasamento nas recomendações normativas do experimento. É possível observar o ensaio nas Figuras 13, 14, 15, 16

Figura 13 - Compactação das camadas no cilindro



Fonte: Diógenes (2021)

Figura 14 - Destorramento e homogeneização da amostra



Fonte: Própria do autor (2021)

Figura 15 - Pesagem do corpo de prova



Fonte: Própria do autor (2021)

Figura 16 - Amostra para a obtenção da umidade



Fonte: Própria do autor (2021)

### 3.3.4 Análise granulométrica

Para a execução do ensaio de análise granulométrica, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 7181 (2016). Conforme ilustrado nas Figuras 17 e 18

Outro ensaio aplicado é de sedimentação para o solo estudado, como pode-se observar na Figura 19, sendo realizado posteriormente o peneiramento fino.

Figura 17 - Série de peneiras utilizadas



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 18 - Peneiramento grosso



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 19 - Aparelho dispersor de solos utilizado no ensaio de sedimentação

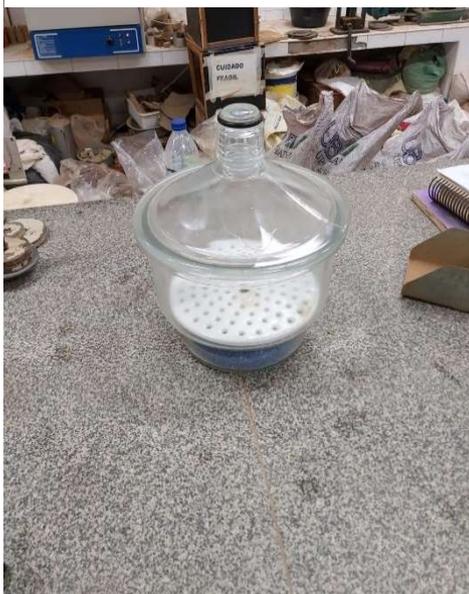


Fonte: Próprio do autor (2021)

### 3.3.5 Densidade real dos solos

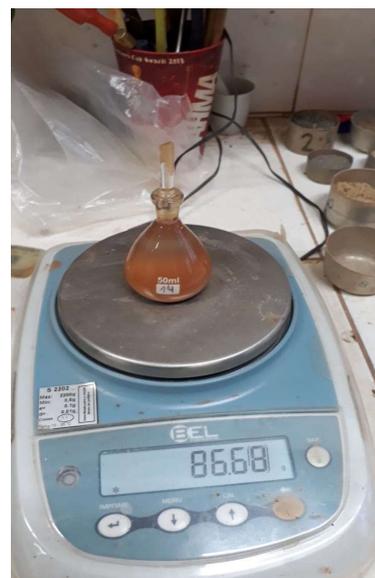
Para a execução do ensaio de densidade real dos solos, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 7181 (2016). Conforme ilustrado nas Figuras 20, 21, 22, 23

Figura 20 - Dessacador onde as amostras foram armazenadas



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 21 - Picnômetro com a amostra de solo sendo



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 22 - Picnômetros no processo de fervura para expulsar



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 23 - picnômetros sendo preparados para



Fonte: Próprio do autor (2021)

### 3.4 Ensaio edométrico simples

O ensaio edométrico foi executado de acordo com a NBR 16853/2020, inicialmente foi preparado o corpo de prova. Como a amostra é deformada, a norma regulamentadora não define um método para a moldagem do corpo de prova, pede-se que seja explicado o que foi adotado. Sendo assim, com o ensaio de compactação foi realizado com massa específica aparente seca máxima e umidade ótima para energia proctor normal.

Com essas informações e sabendo o volume do anel, ilustrado na Figura 25, que foi utilizado no ensaio é possível calcular o quanto de massa o anel precisou estar para que ocorresse o seu preenchimento total, como é visto na Equação 8.

$$V_a \times \rho_s + (100 \times w_{ot}) = Q_{ma} \quad (\text{Eq.8})$$

Sendo:

- $V_a$  = Volume do anel utilizado no ensaio ( $\text{cm}^3$ )
- $\rho_s$  = Massa específica aparente seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
- $w_{ot}$  = Umidade ótima (%)
- $Q_{ma}$  = Quantidade de material necessário para formação do anel (g)

Após determinar a quantidade de material para a formação do anel, ocorre a compactação da quantidade de material, a fim de um preenchimento total do anel e utilização total da gramas calculadas do material. Ademais, antes do início do ensaio, uma amostra separada do mesmo material que compôs o anel foi pesada e submetida à estufa, para que pudesse verificar se a umidade ótima estava de acordo com o que foi calculado.

Com a formação do corpo de prova, visto nas Figuras 24 e 27 ocorreu a montagem da célula de adensamento (Figura 26), que foi feita na sequência: base rígida, pedra porosa inferior, papel-filtro, corpo de prova dentro do anel, papel-filtro e pedra porosa superior.

Posteriormente quando colocado na prensa, como pode ser visto na Figura 28, foi adicionada uma carga de baixa intensidade, para que houvesse a certeza que a prensa estaria em contato com o anel antes de iniciar o ensaio, realizando assim a estabilização da amostra. Depois do período de 24h a célula de adensamento foi submetida a cargas de 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200kPa respectivamente, ilustrado na Figura 29.

Chegando a 200kPa a célula foi inundada e então aumentou-se a carga imposta com 250kPa, 300 kPa, 350 kPa, logo em seguida foi feito o descarregamento gradativo. É de suma importância citar que em cada carga adicionada ou retirada o extensômetro era analisado nos intervalos citados na norma. Poderia ocorrer alteração nas cargas se o tempo analisado chegasse a 24h ou o solo estabilizasse de acordo com as condições descritas pela norma fossem atingidas.

As cargas escolhidas estão de acordo com o método edométrico simples para a verificação da colapsibilidade. Foi proposto uma carga inicial baixa e sempre duplicar até o ponto de inundação, para observar uma maior quantidade de faixas de atuação do solo no ensaio e sempre o submeter a uma mudança brusca, fato esse que simularia seu novo requisito após ser utilizado como base para uma construção.

A carga de inundação de 200kPa foi escolhida com base na construção a qual o estudo está sendo feito, onde o requerimento do solo não será superior a esse valor. Ademais, Cintra (1998) dentre outros autores não recomendam a utilização de uma carga superior a esse valor devido a sua inconsistência com a realidade dos solos colapsíveis.

Figura 24 - Corpo de prova após o ensaio



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 25 - Anel utilizado no ensaio edométrico



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 26 - Célula de adensamento



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 27 - Compactação do anel



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 28 - Prensa utilizada no ensaio



Fonte: Próprio do autor (2021)

Figura 29 - Medição do extensômetro



Fonte: Próprio do autor (2021)

Por fim, finalizando os processos de carregamento e descarregamento o corpo de prova é retirado imediatamente após a finalização do ensaio, então o mesmo teve a pesagem e a determinação da umidade.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Caracterização Geotécnica do Solo

#### 4.1.1 Limites de consistência

##### 4.1.1.1 Limite de Liquidez

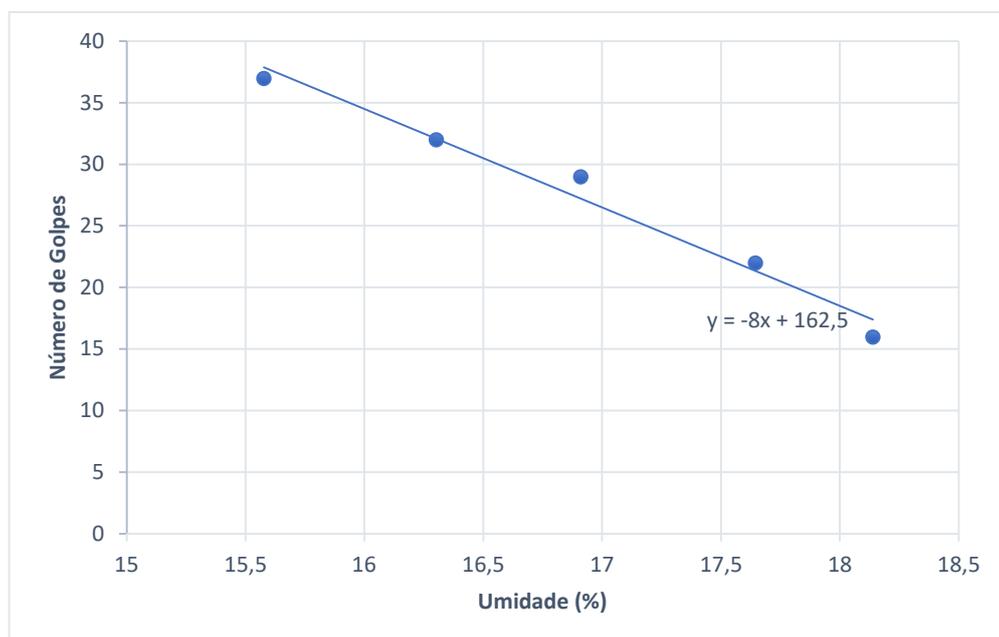
O ensaio de Casagrande possibilitou a obtenção dos valores que constam na Tabela 3. Utilizando esses dados, é possível formar uma equação de reta, representado pelo Gráfico 2, que por sua vez torna possível de se obter o valor de LL por meio da resolução da equação da reta, quando a mesma possuir  $y = 25$  golpes. Com isso, é calculado o valor de  $LL = 17$ .

Tabela 3 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez

ENSAIO LL - ATERRO SOLO ESTUDADO							
Nº Cápsula	Capsula e solo úmido	Capsula e solo seco	Cápsula	Água	Solo seco	Umidade	Nº Pancadas
11	12,324	11,9	9,4	0,388	2,491	15,57	37
12	11,836	11,5	9,2	0,371	2,276	16,30	32
13	11,618	11,2	9,0	0,372	2,2	16,91	29
14	12,163	11,7	8,9	0,488	2,766	17,64	22
15	11,47	11,057	8,8	0,413	2,277	18,13	16

Fonte: Próprio do autor (2021)

Gráfico 2 - Ensaio LL



Fonte: Próprio do autor (2021)

#### 4.1.1.2 Limite de Plasticidade

Por sua vez o ensaio do limite de plasticidade obteve os resultados demonstrados na Tabela 4, o qual teve a média de sua umidade como 14,6. Com isso, o ensaio foi validado pelo método descrito na normatização. Sendo assim, o valor de LP = 14

Tabela 4 - Ensaio Limite de Plasticidade

#### ENSAIO LP - ATERRO

Nº Cápsula	Capsula e solo úmido	Capsula e solo seco	Cápsula	Água	Solo seco	Umidade
6	10,397	10,192	8,8	0,205	1,392	14,72701
7	11,443	11,271	10,09	0,172	1,181	14,56393
8	10,657	10,46	9,12	0,197	1,34	14,70149
9	10,326	10,168	9,08	0,158	1,088	14,52206

Fonte: Próprio do autor (2021)

#### 4.1.1.3 Índice de Plasticidade

Aplicado o conceito de índice de plasticidade, o valor resultante do mesmo será de IP = 3. Sendo assim, pode-se analisar a Figura 5 e definir que por Lollo (2008), este solo é considerado pouco plástico.

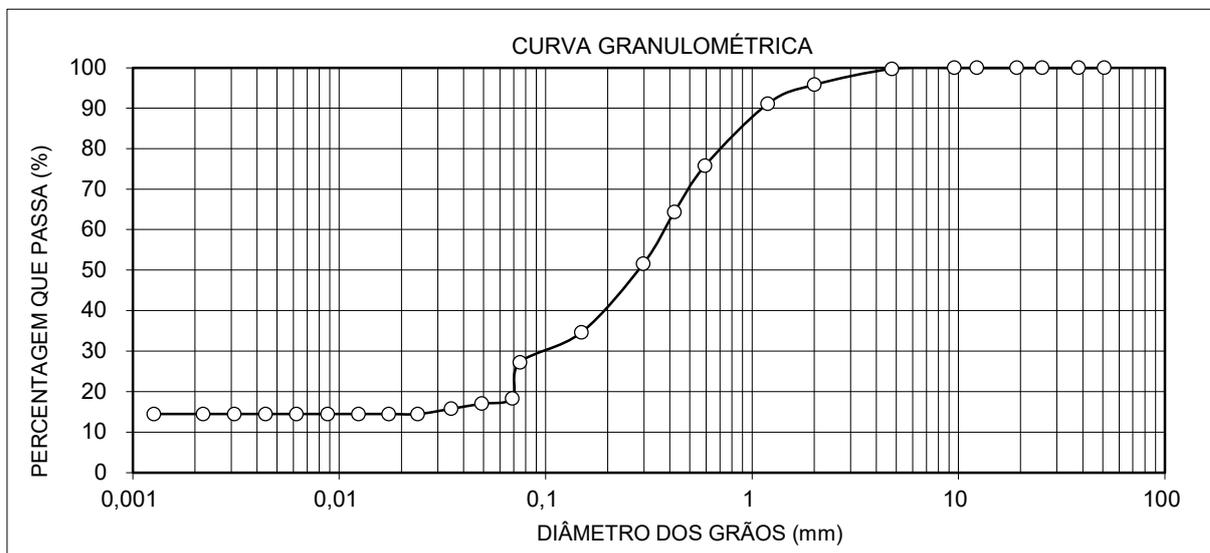
Sousa (2020), realizou um estudo de solos com características granulométricas semelhantes ao solo do aterro, de forma que sua classificação SUCS seria idêntica aos solos do seu estudo (denominados de MMC e MMT), de forma que os mesmos demonstraram potencial de colapso elevado em seus ensaios. Todavia, nos limites de consistência, os comparativos dos solos estudados com o solo do aterro são divergentes, no estudo citado os solos possuem LL variando entre 43 e 39, LP variando entre 31 e 30 e IP variando entre 12 e 9. Tal fato se tornou um ponto a se considerar que o solo do aterro estudado teria um baixo potencial de colapso.

#### 4.1.2 Análise granulométrica

Através do ensaio de granulometria por sedimentação e o peneiramento grosso, se tornou viável a formação da curva granulométrica do solo estudado, como mostrado no Gráfico 3.

Como o resumo do ensaio temos o Tabela 5, onde é possível observar todos os materiais retidos em suas respectivas peneiras.

Gráfico 3 - Curva granulométrica do solo de aterro



Fonte: Próprio do autor (2021)

Tabela 5 - Faixas granulométricas encontradas no ensaio de granulometria

<b>PEDREGULHO</b>	<b>ACIMA DE 4,8</b>	<b>mm</b>	<b>1,26</b>
<b>AREIA GROSSA</b>	2,00 - 0,60	mm	21,02
<b>AREIA MÉDIA</b>	0,60 - 0,20	mm	25,14
<b>AREIA FINA</b>	0,20 - 0,06	mm	34,24
<b>SILTE</b>	0,06 - 0,002	mm	3,87
<b>ARGILA</b>	ABAIXO DE 0,002	mm	14,47

Fonte: Próprio do autor (2021)

Com as informações de granulometria obtidas, se torna possível a classificação do solo pelo SUCS, como a amostra do solo do aterro possui um material passante na peneira de Nº 200 – 18,34%, LL =17% e IP = 3%, como pode ser observado no Quadro 5, esse solo foi denominado como uma areia siltosa (SM).

Analisando os resultados obtidos foi possível afirmar que há uma presença de finos no solo que, de acordo com Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981), apresentam um modelo onde ocorre a formação de um solo colapsível com a presença de areia e silte ou argila, fato

esse que torna possível que o solo estudado tenha características colapsíveis, já que o mesmo apresentou presença de 3,87% de silte e 14,47% de argila, material fino esse que tem potencial para colapso.

Ademais, Gon (2011), realizou um estudo de solo onde obteve a classificação SUCS como areia siltosa em uma profundidade do solo analisado (entre 3m e 8m de profundidade), onde observou no seu resultado um potencial de colapso elevado para esses materiais, porém sua porcentagem de finos se mostrou mais elevada que o resultado obtido no material do aterro estudado. Sendo assim, foi questionado se o solo do aterro estudado tinha um alto potencial de colapso.

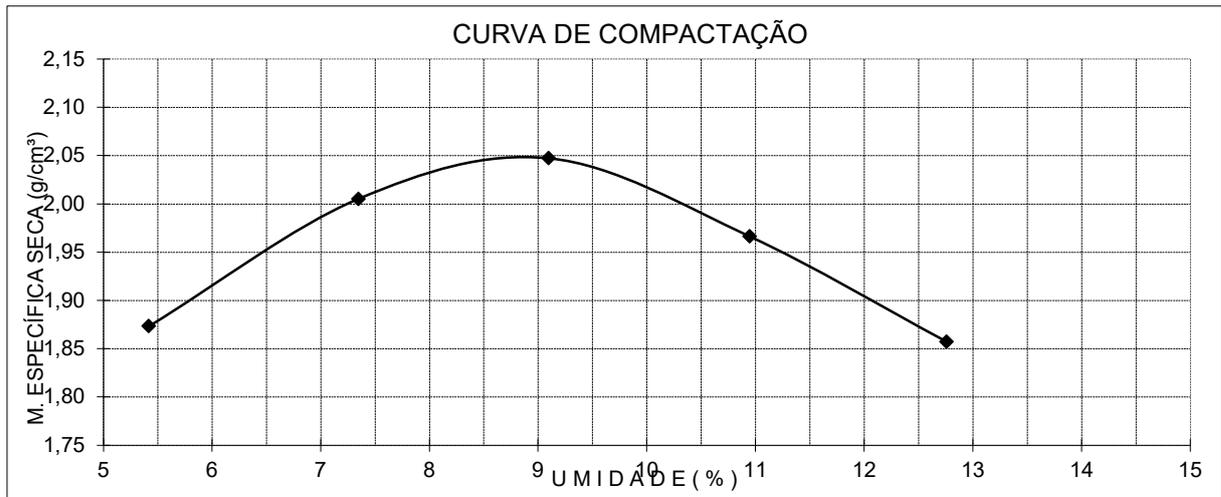
Silva (2016), estudou um solo, de baixo potencial de colapso, com características semelhantes (entre os pontos 86 a 89 do seu estudo) na análise granulométrica do material do aterro, de forma que sua curva de granulométrica dos materiais possuem formas semelhantes, fato esse que pode influenciar em um solo de baixo potencial de colapso.

#### ***4.1.3 Ensaio de compactação***

O ensaio de compactação foi responsável por obter os valores da umidade ótima e da massa específica aparente seca. Tais valores são de suma importância para o ensaio de adensamento.

Como é possível visualizar no Gráfico 3, entre o ramo seco (ramo ascendente) e entre o ramo úmido (ramo descendente) temos o ponto de maior valor em relação ao eixo das ordenadas, o que significa que a massa específica seca =  $2,05 \text{ g/cm}^3$ , já que este valor é uma das coordenadas do ponto máximo, já no eixo abcissas temos o valor de umidade ótima = 9%, sendo esse a outra coordenada referente ao maior valor em y.

Gráfico 4 - Curva de Compactação



Fonte: Próprio do autor (2021)

## 4.2 Métodos indiretos

### 4.2.1 Critério de Handy (1973)

Na Tabela 2, é possível observar que este critério leva em consideração a porcentagem de finos passantes (< 0,002mm). Além disso, é um critério que classifica a probabilidade de colapso do solo.

Sendo assim, com as informações obtidas na caracterização é possível determinar que o solo estudado possui 18,34% de passante. Com isso, de acordo com Handy (1973) é possível classificar o solo estudado como provavelmente colapsível.

### 4.2.2 Critério de Gibbs e Bara (1962)

Esse critério se baseia na equação e condições mostradas na Tabela 2, porém a equação pode ser escrita de outra forma, como demonstra a Equação 9.

$$R = \frac{\left(\frac{\rho_w}{\rho_d}\right) - \left(\frac{\rho_w}{\rho_s}\right)}{LL} \quad (\text{Eq.9})$$

Onde:

$\rho_w$  = massa específica da água

$\rho_d$  = massa específica do solo

$R =$  *Coefficiente de subsidência*

$\rho_d =$  *massa específica seca*

$LL =$  *limite de liquidez*

Com isso, é possível aplicar o critério com os dados presentes na caracterização, de forma que  $R = 0,006$ . Logo, de acordo com Gibbs e Bara (1962) como  $R > 1$  não é obedecido, o solo seria considerado como não colapsível.

### **4.3 Métodos Direto – Ensaio edométrico simples**

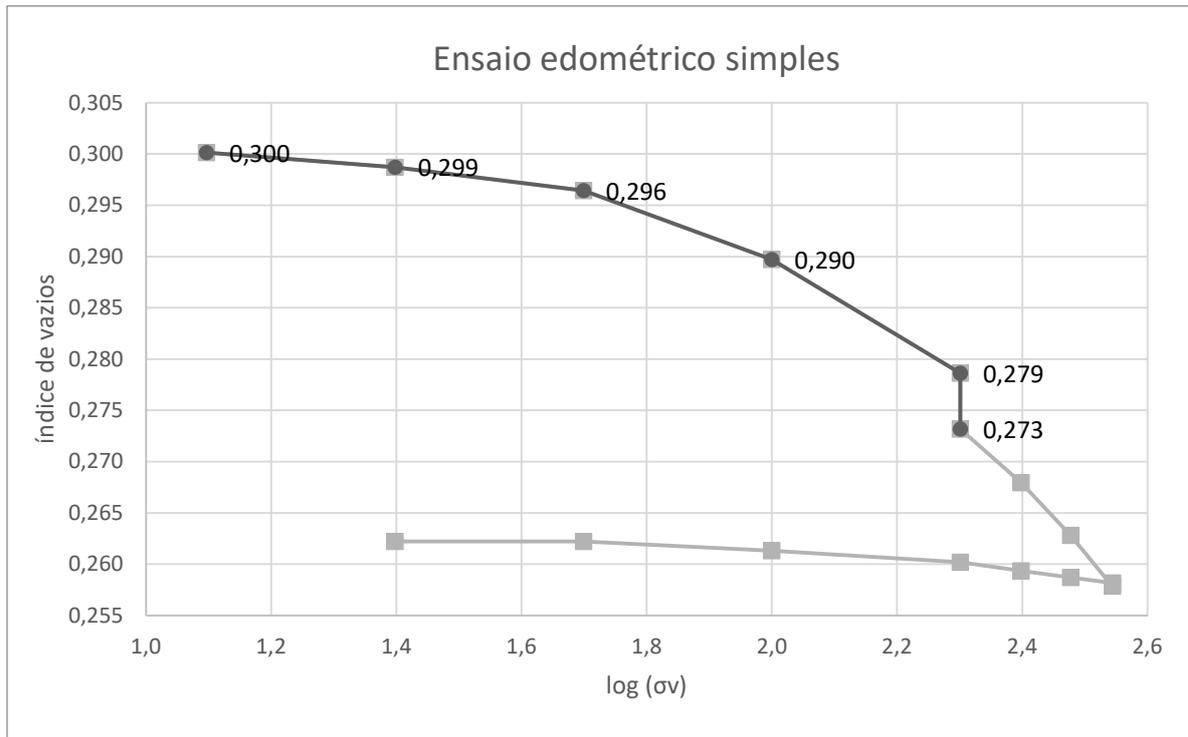
Os resultados do ensaio mostraram que o solo se estabilizava rapidamente enquanto não era inundado, de forma que em nenhuma das cargas inseridas levaram mais de 45min para estabilizar por completo.

O ensaio foi validado pela umidade ótima do anel, a qual possuía 9,9%, bem próximo a que foi calculada de 9%, juntamente com essa validação a massa calculada de acordo com a Equação 8 também foi cumprida, de forma que o calculado seria de 89,5g e a do anel realizado no ensaio se deu em 87,07g.

Analisando o Apêndice A, é possível observar que ocorreram pequenas variações no índice de vazios durante o decorrer do ensaio ainda com sua inundação, fato que mostrou indícios que o índice de colapso seria de baixa magnitude.

Analisando o Gráfico 5, é possível observar o resumo do ensaio edométrico, com o gráfico formado pelo índice de vazios, no eixo das ordenadas, com o log das tensões aplicadas, no eixo das abcissas, com isso é possível aplicar a Equação 1.

Gráfico 5 - Resumo ensaio edométrico simples



Fonte: Próprio do autor (2021)

$$i = \left( \frac{\Delta e_c}{1 + e_1} \right) \times 100 = \left( \frac{0,279 - 0,273}{1 + 0,3} \right) \times 100 = 0,46\% .$$

De acordo com Lutenegger e Saber (1998), o coeficiente de colapso estrutural não é suficiente para causar problemas na construção, pois o mesmo é menor que 2%.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

A classificação SUCS do solo como areia siltosa tornou possível considerar a que o solo tivesse característica colapsível, devido as propriedades citadas por Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981), que fazem a relação entre a formação dos solos colapsíveis com a presença de finos. Com isso, ao encontrar uma porcentagem de areia juntamente com os finos (silte e argila), ocorre a possibilidade da formação estrutural de um solo colapsível.

A caracterização granulométrica aplicada permitiu o uso do método indireto Critério de Handy (1973), no qual obteve-se o resultado que o solo seria classificado como provavelmente colapsível. Com os ensaios de compactação, limites de consistência e densidade real, foi possível analisar o solo com outro método indireto, critério de Gibbs e Bara (1962), que teve como resultado um solo não colapsível.

Além disso, os ensaios de caracterização granulométrica e limites de consistência permitiram a comparação com outros estudos de solos colapsíveis, onde os solos estudados tinham semelhança, com isso os estudos de Gon (2011), Silva (2016) e Souza (2020) indicaram que o solo do aterro estudado não possuía características de solos colapsíveis.

Com o ensaio edométrico simples foi possível observar como o solo se comporta em diferentes faixas de tensões, se tornou possível a análise do índice de colapsibilidade da estrutura quando submetido a uma tensão de 200kPa e inundação. De acordo com Lutenegger e Saber (1998), o solo que não possui características colapsíveis e não apresenta risco a construção sobre ele empregada.

Por fim, através deste estudo pode-se dizer que as manifestações patológicas que ocorreram na passarela e no Restaurante Universitário, não são decorrentes do potencial de colapso do solo que foi utilizado no aterro, de forma que o solo está em condições de atender as solicitações realizadas pela estrutura e não colapsar de forma a gerar algum recalque que prejudique ou danifique a obra.

## 5.2 Recomendações de trabalhos futuros

Na realização deste estudo foram verificadas algumas sugestões para trabalhos futuros, como:

- Caracterização química, mineralógica e morfológica do solo estudado;
- Realização de ensaios mais precisos para verificação da sucção no solo, para aprofundamento do comportamento não saturado, tal como a determinação da sucção matricial e osmótica do solo;
- Coleta de blocos indeformados para ensaios de determinação de potencial de colapso, Com verificação do grau de compactação para essa camada;
- Quantificação do potencial de colapso utilizando-se tensões além das aplicadas no trabalho, com graus de saturação variados.

## REFERÊNCIAS

ABELEV, Y.M. (1931). “Provisional Instruction for the Design and Construction of Structure on Loessial Soils”. *Stroitel'naya Prorrysshemost*, vol. 7, pp. 368-370.

ABELEV, Yu M. The essentials of designing and building on microporous soils. *Stroital Naya Promyshlemast*, v. 10, 1948.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853: Solo — Ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez: Versão corrigida em 2017**. Rio de Janeiro. ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Determinação do índice de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 - Solo - Ensaio de compactação**. Versão corrigida em 2020. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas indeformadas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 13 p.

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

BIANCHI, Louise Hellena; RAMOS, Marjorie dos Santos. **Correlações com parâmetros de colapsibilidade de um solo da região de Campinas: SP**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

BORGES, Jesce John da Silva; FREITAS, Marta Lúcia Rolim de Almendra; FERREIRA, Silvio Romero de Melo. Variação do Módulo de Elasticidade de um solo colapsível de Petrolina-PE com e sem inundação. *Matéria (Rio de Janeiro)*, v. 22, 2018.

BURLAND, J. B. Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Party Saturated Soils. **Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas**, p. 270-278, 1965.

CINTRA, José Carlos Ângelo et al. Capacidade de carga e recalques de fundações diretas. 1998.

CLEMENCE, Samuel P.; FINBARR, Albert O. Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 3, p. 305-317, 1981.

CONCIANI, Wilson. Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada. 1997.

DE MIRANDA, Antonio Nunes. **Behavior of small earth dams during initial filling**. 1988. Tese de Doutorado. Colorado State University.

DIÓGENES, Rafael do Amaral. Estudo da expansividade de solos: um estudo de caso na UFC campus Russas. 2021.

DUDLEY, John H. Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. 3, p. 925-947, 1970.

FERREIRA, S.R.M. (1995). “Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação”. Tese de Doutorado. COOPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Março, 379p.

FERREIRA, S.R.M. (2005). “Solos Colapsíveis do Nordeste”. Geotecnia no Nordeste. Recife: Editora Universitária da UFPE. pp. 365-395.

FREDLUND, Delwyn G.; RAHARDJO, Hendry. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley & Sons, 1993.

FUTAI, M. M. Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis. **COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro**, v. 255, 1997.

FUTAI, Marcos Massao; ALMEIDA, Márcio SS; DA SILVA FILHO, Francisco C. Pile Collapse Analyses Using An Elasto-Plastic Model. In: **ISRM International Symposium**. OnePetro, 2000.

GON, Fernanda dos Santos et al. Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratórios de um solo de diabásio da região de Campinas/SP. 2011.

Guimarães Neto, J.S.F. (1997). Análise de alguns fatores que influenciam a colapsividade de um solo compactado devido à inundação. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, 107

JOSÉ RIBEIRO DA SILVA, Mário. Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de suscetibilidade. 2003.

KNODEL, Paul C. Construction of large canal on collapsing soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 1, p. 79-94, 1981.

LAWTON, Evert C.; FRAGASZY, Richard J.; HETHERINGTON, Mark D. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. **Journal of geotechnical engineering**, v. 118, n. 9, p. 1376-1394, 1992.

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

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. Tese de Doutorado. Master Dissertation, Departamento de Engenharia Civil-Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. (1998). Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**. ASTM, Vol. 11, n. 3, Setembro, p. 173-178.

MACHADO, PLO de A. Manejo da matéria orgânica de solos tropicais: abrangência e limitações. **Embrapa Solos-Documents (INFOTECA-E)**, 2001.

MASWOSWE, Justice. Stress paths for compacted soil during collapse due to wetting. 1985.

MATYAS, El L.; RADHAKRISHNA, H. S. Volume change characteristics of partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 18, n. 4, p. 432-448, 1968.

MENEZES, R. S.; FRAGA, MBT. Solos Colapsíveis. **Simpósio Sobre Solos Não Saturados**, v. 2, p. 111-116, 1994.

MOTTA, Eduarda de Queiroz. **Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e à interação solo-líquido contaminante**. 2006. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

PELLS, P. et al. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "Collapse" of grain structure**. 1975.

POPESCU, Mihail E. A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. **Engineering Geology**, v. 23, n. 2, p. 145-163, 1986.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. Session four. 6F, 3T, 7R. PROC. EIGHTH INT. CONF. ON SOIL MECH. FOUND. ENGG. MOSCOW, V2. 2, 1973, P177-183. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon, 1975. p. 59.

ROLLINS, Kyle M.; ROGERS, G. Wayne. Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 9, p. 1533-1553, 1994.

SILVA, Milena Arruda et al. **Análise da susceptibilidade ao colapso de areias quartzosas podzolizadas ao leste do estado de Santa Catarina**. 2016.

SILVA, Thalita Cristina Rodrigues. **Avaliação do comportamento hidromecânico e do processo de propagação de fissuras de solo expansivo do município de Bonito/PE**. 2019. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

SOUSA, Maria Natália de Melo et al. **Caracterização química, mineralógica e geotécnica de solos do município de Areia-PB**. 2020.

SOUZA NETO, João Barbosa. Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). **Rio de Janeiro, RJ–Brasil, 2004.**

SOUZA NETO, João Barbosa. Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). **Rio de Janeiro, RJ–Brasil, 2004.**

VARGAS, Milton. **Introdução à mecânica dos solos.** Mcgraw-Hill, Editora da Universidade de Sao Paulo, 1977.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. (1981). “Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia dos Solos Tropicais”. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro, Setembro, vol. 1, pp. 209-224.

VILAR, Orenccio Monje; FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos. **Solos não saturados no contexto geotécnico**, v. 1, 2015.

## APÊNDICES

APÊNDICE A – Quadros com o carregamento do corpo de prova com cargas de 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa

<b>CARGA</b>	<b>12,5 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,570	0,000	20,000	0,000	0,3030
0,10	0,32	7,538	0,032	19,968	0,002	0,3009
0,25	0,50	7,534	0,004	19,964	0,000	0,3007
0,50	0,71	7,533	0,001	19,963	0,000	0,3006
1	1,00	7,532	0,001	19,962	0,000	0,3005
2	1,41	7,531	0,001	19,961	0,000	0,3005
4	2,00	7,530	0,001	19,960	0,000	0,3004
8	2,83	7,528	0,002	19,958	0,000	0,3003
15	3,87	7,526	0,002	19,956	0,000	0,3001
30	5,48	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
45	6,71	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
60	7,75	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
120	10,95	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
180	13,42	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
240	15,49	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
1440	37,95	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001

<b>CARGA</b>	<b>25 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,526	0,000	19,956	0,000	0,3001
0,10	0,32	7,510	0,016	19,940	0,001	0,2991
0,25	0,50	7,509	0,001	19,939	0,000	0,2990
0,50	0,71	7,509	0,000	19,939	0,000	0,2990
1	1,00	7,508	0,001	19,938	0,000	0,2990
2	1,41	7,507	0,001	19,937	0,000	0,2989
4	2,00	7,506	0,001	19,936	0,000	0,2988

<b>CARGA</b>	<b>25 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
8	2,83	7,505	0,001	19,935	0,000	0,2988
15	3,87	7,504	0,001	19,934	0,000	0,2987
30	5,48	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
45	6,71	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
60	7,75	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
120	10,95	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
180	13,42	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
240	15,49	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
1440	37,95	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987

<b>CARGA</b>	<b>50 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,504	0,000	19,934	0,000	0,2987
0,10	0,32	7,478	0,026	19,908	0,002	0,2970
0,20	0,45	7,477	0,001	19,907	0,000	0,2969
0,50	0,71	7,476	0,001	19,906	0,000	0,2969
1	1,00	7,475	0,001	19,905	0,000	0,2968
2	1,41	7,472	0,003	19,902	0,000	0,2966
4	2,00	7,471	0,001	19,901	0,000	0,2966
8	2,83	7,470	0,001	19,900	0,000	0,2965
15	3,87	7,469	0,001	19,899	0,000	0,2964
30	5,48	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
45	6,71	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
60	7,75	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
120	10,95	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
180	13,42	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
240	15,49	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
1440	37,95	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964

<b>CARGA</b>	<b>100 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,469	0,000	19,899	0,000	0,2964
0,10	0,32	7,400	0,069	19,830	0,004	0,2919
0,20	0,45	7,398	0,002	19,828	0,000	0,2918
0,50	0,71	7,394	0,004	19,824	0,000	0,2915
1	1,00	7,392	0,002	19,822	0,000	0,2914
2	1,41	7,380	0,012	19,810	0,001	0,2906
4	2,00	7,388	0,008	19,802	0,001	0,2901
8	2,83	7,384	0,004	19,798	0,000	0,2898
15	3,87	7,382	0,002	19,796	0,000	0,2897
30	5,48	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
45	6,71	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
60	7,75	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
120	10,95	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
180	13,42	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
240	15,49	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
1440	37,95	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897

<b>CARGA</b>	<b>200 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,382	0,000	19,796	0,000	0,2897
0,10	0,32	7,240	0,142	19,654	0,009	0,2805
0,20	0,45	7,235	0,005	19,649	0,000	0,2801
0,50	0,71	7,231	0,004	19,645	0,000	0,2799
1	1,00	7,229	0,002	19,643	0,000	0,2797
2	1,41	7,225	0,004	19,639	0,000	0,2795
4	2,00	7,222	0,003	19,636	0,000	0,2793
8	2,83	7,218	0,004	19,632	0,000	0,2790
15	3,87	7,218	0,000	19,632	0,000	0,2790
30	5,48	7,212	0,006	19,626	0,000	0,2786
45	6,71	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786
60	7,75	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786

<b>CARGA</b>	<b>200 kPa</b>			<b>SEM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
120	10,95	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786
180	13,42	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786
240	15,49	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786
1440	37,95	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786

<b>CARGA</b>	<b>200 kPa</b>			<b>COM INUNDAÇÃO</b>		
<b>Tempo</b>	<b>Raiz (t)</b>	<b>Leitura</b>	<b>DH (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>De</b>	<b>e</b>
0	0,00	7,212	0,000	19,626	0,000	0,2786
0,10	0,32	7,195	0,017	19,609	0,001	0,2775
0,20	0,45	7,180	0,015	19,594	0,001	0,2765
0,50	0,71	7,171	0,009	19,585	0,001	0,2760
1	1,00	7,166	0,005	19,580	0,000	0,2756
2	1,41	7,160	0,006	19,574	0,000	0,2752
4	2,00	7,152	0,008	19,566	0,001	0,2747
8	2,83	7,150	0,002	19,564	0,000	0,2746
15	3,87	7,146	0,004	19,560	0,000	0,2743
30	5,48	7,142	0,004	19,556	0,000	0,2741
45	6,71	7,140	0,002	19,554	0,000	0,2739
60	7,75	7,139	0,001	19,553	0,000	0,2739
120	10,95	7,135	0,004	19,549	0,000	0,2736
180	13,42	7,131	0,004	19,545	0,000	0,2734
240	15,49	7,128	0,003	19,542	0,000	0,2732
1440	37,95	7,128	0,000	19,542	0,000	0,2732