

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Lucas Gabriel Ribas Cabral

**AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO EM UM SOLO
LATERÍTICO COMPACTADO ATRAVÉS DE ENSAIOS
OEDOMÉTRICOS.**

Santa Maria, RS
2023

Lucas Gabriel Ribas Cabral

**AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DE UM SOLO LATERÍTICO
COMPACTADO ATRAVÉS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.**

Trabalho de Conclusão de Curso,
apresentado ao Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito parcial para
obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni
Coorientadora: Ma. Patricia Rodrigues Falcão

Santa Maria, RS
2023

Lucas Gabriel Ribas Cabral

**AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DE UM SOLO LATERÍTICO
COMPACTADO ATRAVÉS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 17 de março de 2023:

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(presidente/orientador)

Patricia Rodrigues Falcão, Ma. (UFSM)
(coorientadora)

Silvio Schuster, Dr. (UFSM)

Paula Taiane Pascoal, Ma. (UFSM)

Santa Maria, RS
2023

AGRADECIMENTO

A graduação foi uma fase importante em minha vida, de muitos desafios e aprendizados. Com isso não posso deixar de agradecer as pessoas que me apoiaram nessa etapa.

Primeiramente quero agradecer o apoio da minha família, meus pais Claudiomiro e Gilda, meus irmãos Fabrício e Andreina, no qual sem eles nada seria possível.

Agradecer a todos meus professores que contribuíram enormemente com o aprendizado que levarei para a vida.

Aos meus colegas pela amizade e parceria, nesses intensos anos de curso.

Agradecer ao professor Magnos, a Patrícia e a Paula, que me orientaram nessa última etapa da melhor forma possível e com uma paciência enorme.

Agradecer a Deus por ter me dado forças e ter colocado as pessoas certas em meu caminho.

Por fim, agradecer a todos que de alguma forma torceram por mim!

RESUMO

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO EM UM SOLO LATERÍTICO COMPACTADO ATRAVÉS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

AUTOR: Lucas Gabriel Ribas Cabral
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni
COORIENTADORA: Ma. Patricia Rodrigues Falcão

Na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, é frequente encontrar solos lateríticos com textura média a argilosa, que apresentam elevada porosidade e não estão saturados. A variação da umidade nesse tipo de solo está diretamente relacionada à perda de sucção. Com isso, no seu estado natural, as obras da construção civil assentes neste terreno, quando submetidas há algum processo de inundação, podem sofrer com recalques diferenciais devido a perda da coesão aparente do solo. Esses recalques podem gerar para as construções, o aparecimento de trincas e fissuras, entre outras patologias. Diante dessa situação, o presente estudo teve como viés avaliar o potencial de colapso do solo em estado compactado, do município de Cruz Alta - RS, e comparar com outros solos já avaliados na região, para determinar se a compactação é uma solução que contribuirá para a atenuação dos recalques oriundos da perda de sucção.

Palavras-Chaves: Solos lateríticos, solos colapsíveis, ensaio edométrico, solo compactado.

ABSTRACT

EVALUATION OF THE MAGNITUDE OF COLLAPSE IN A COMPACT LATERITIC SOIL

AUTHOR: Lucas Gabriel Ribas Cabral

ADVISOR: Magnos Baroni

JOINT SUPERVISOR: Ma. Patricia Rodrigues Falcão

In the northwest region of the state of Rio Grande do Sul, it is common to find lateritic soils with medium to clayey texture, which have high porosity and are not saturated. The variation of humidity in this type of soil is directly related to the loss of suction. As a result, in its natural state, civil construction works based on this land, when subjected to a flooding process, may suffer from differential settlements due to the loss of apparent cohesion of the soil. These settlements can generate for constructions, the appearance of cracks and fissures, among other pathologies. Faced with this situation, the present study aimed to evaluate the potential for soil collapse in a compacted state, in the municipality of Cruz Alta - RS, and compare it with other soils already evaluated in the region, to determine whether compaction is a solution that will contribute to the attenuation of settlements arising from the loss of suction

Keyword: Lateritic soils, collapsible soils, edometric test, compacted soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Solos colapsíveis catalogados no Brasil.....	14
Figura 2– Estrutura encontrada em solos com algum tipo de cimentação	15
Figura 3– Fluxograma da interação da água intersticial com o solo	15
Figura 4– Curva característica do ensaio edométrico.....	17
Figura 5– Curvas características de um ensaio edométrico duplo.....	18
Figura 6- Sapatas em solo compactado	20
Figura 7– Trincas em obras civis do município de Cruz Alta-RS.....	21
Figura 8– Localização dos ensaios SPT	21
Figura 9– Gráfico de profundidade versus NSPT, de sondagens de simples reconhecimento	22
Figura 10– Curva granulométrica de uma amostra com uso de defloculante	23
Figura 11– Curva granulométrica de uma amostra com uso de defloculante	24
Figura 12– Curva granulométrica dos horizontes.....	25
Figura 13– Curvas de compactação horizonte A.....	27
Figura 14– Resultados das sondagens SPT com o solo em estado natural.....	28
Figura 15– Resultados das 3 sondagens SPT com circulação de água.....	28
Figura 16– Difratoograma na profundidade de 1,0 m	29
Figura 17– Fluxograma dos ensaios laboratoriais realizados.....	30
Figura 18– Mapa com a localização do campo experimental	31
Figura 19– Fluxograma dos ensaios de caracterização do solo.....	32
Figura 20- Destorroamento e peneiramento da amostra.....	32
Figura 21– Pesagem das amostras	33
Figura 22– Secagem da amostra do material em estufa	34
Figura 23– amostra de solo passante na peneira de n° 40	35
Figura 24– Ensaio de Limite de plasticidade	36
Figura 25– Ensaio de Limite de liquidez.....	37
Figura 26– Compactação com o aparelho Proctor.....	38
Figura 27– Moldagem do corpo de prova através da extração.....	38
Figura 28– Moldagem do corpo de prova na prensa estática	39
Figura 29– Corpo de Prova moldado.....	40
Figura 30– Ensaio edométricos	41
Figura 31– Célula de adensamento.....	42
Figura 32– Ensaio edométrico simples.....	43

Figura 33– Materiais utilizados para evitar a a redução do teor de umidade do corpo de prova	44
Figura 34– Curva granulométrica obtidos através do ensaio de granulometria.	45
Figura 35– Gráfico dos resultados do ensaio de Limite de liquidez.	47
Figura 36– Curva de Compactação executada em energia normal.	48
Figura 37– Gráfico do peso específico aparente seco de cada amostra.....	49
Figura 38– Índice de vazios iniciais das amostras.....	50
Figura 39– Curva de tensão normal versus índice de vazios para os ensaio edométricos convencionais	51
Figura 40– Curva de tensão normal versus deformação volumétrica específica para os ensaios edométricos convencionais para amostra de 2 m	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Critérios do grau de colapsidade de um solo	16
Tabela 2– Potencial de colapso e graus de problema	18
Tabela 3– Resultados da composição granulométrica de 3 amostras.....	23
Tabela 4– Valores dos índices físicos, atividade coloidal e limites de consistência.	24
Tabela 5– Caracterização física dos horizontes.....	25
Tabela 6– Resultado da análise química.....	26
Tabela 7– Resultado da fluorescência de raio-X.....	26
Tabela 8– Resultados dos ensaios de compactação do horizonte A, utilizando a metodologia da PETROBRAS (2010).	27
Tabela 9– Resumo das análises de DRX.....	29
Tabela 10– Períodos de leitura do ensaio	41
Tabela 11– Resultados ensaio de limite de plasticidade.....	46
Tabela 12– Resultados ensaios de limites de consistência	47
Tabela 13– Classificação dos solos quanto a Atividade Coloidal.	48
Tabela 14– Potencial de Colapso do solo.....	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	OBJETIVOS	10
1.1.1	Objetivo Geral	10
1.1.2	Objetivos Específicos	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1	TEORIA DO ADENSAMENTO	12
2.2	SOLOS COLAPSÍVEIS.....	13
2.1.1	Identificação da colapsividade de solos através de ensaios de laboratório – Ensaio Oedométrico	16
2.3	COMPACTAÇÃO EM SOLOS COLAPSÍVEIS	19
2.4	PESQUISAS JÁ REALIZADAS NO MUNICÍPIO DE CRUZ ALTA-RS	20
2.4.1	Masutti (2020).....	20
2.4.2	Pascoal (2020).....	24
2.4.3	Falcão (2021)	27
3	MATERIAIS E MÉTODOS	30
3.1	SOLO UTILIZADO	30
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E COMPACTAÇÃO	31
3.1.1	Preparo do material	32
3.1.2	Limites de consistência	34
3.2.1	Moldagem do corpo de prova no anel	37
3.3	ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS.....	40
3.3.1	Ensaio edométrico simples	42
3.3.2	Ensaio Edométrico duplo	43
4	RESULTADOS	45
4.1	GRANULOMETRIA, MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO	45
4.1	LIMITES DE ATTERBERG E ÍNDICE DE ATIVIDADE COLOIDAL	46
4.2	COMPACTAÇÃO DO SOLO	48
4.2	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....	49
5	CONCLUSÃO	54
	REFERÊNCIAS	55

1 INTRODUÇÃO

No estado do Rio Grande do Sul, no município de Cruz Alta, localizado na região noroeste do estado, ocorre a presença, em grande parte, de solos lateríticos. Dentre os solos presentes na região, os denominados colapsíveis, possuem características como elevada porosidade e alta variação volumétrica quando atrelada ao aumento do teor de umidade, características essas que podem trazer problemas para as obras da construção civil, como fissuras, trincas e outras patologias.

Os solos colapsíveis sofrem o colapso devido a destruição dos meniscos capilares, gerando a perda da tensão de sucção do solo, ou devido amolecimento do cimento natural entre as partículas (Pinto, 2009). Dessa forma, esse solo se caracteriza pela perda da resistência, sendo esse um ponto importante para o planejamento de projetos de fundações.

Devido a ocorrência de patologias, em obras da construção civil assentes nesses solos problemáticos, ocasionados por recalques diferenciais, outras pesquisas foram desenvolvidas para contribuir com a engenharia geotécnica da região de Cruz Alta. Entre os estudos realizados, no campo experimental de engenharia geotécnica da Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ), deve se destacar os trabalhos de Masutti (2020), Falcão (2021) e Eilchelberg (2022), que tiveram como intuito contribuir com o aperfeiçoamento das técnicas construtivas da região.

Dessa forma, o presente trabalho, teve como viés avaliar o solo, da região de Cruz Alta, utilizando a compactação como uma forma de diminuir o potencial de colapso do mesmo, tendo em vista que com o melhoramento dessa situação, opções como o uso de fundações superficiais podem ser mais vantajosas. Para tal, foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização, compactação, ensaios edométricos duplos e edométrico simples.

Para a análise dos resultados, o presente estudo utilizou, para efeito de comparação, os resultados do potencial de colapsibilidade, para as condições de campo (estado natural do solo), do trabalho de Falcão (2021). Com isso, foi possível avaliar se a compactação pode ser uma solução para esse tipo de solo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente estudo tem como objetivo geral avaliar a influência do colapso, quando o solo está compactado na energia normal.

1.1.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- Avaliar o potencial de colapso do solo na condição compactado;
- Avaliar a redução do potencial de colapso do solo compactado quando comparado ao solo em estado natural.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para a melhor compreensão do estudo apresentado neste trabalho, o presente capítulo, terá como objetivo abordar os principais conceitos que serviram de base para o estudo. Nele, primeiramente, serão analisados assuntos como a Teoria do adensamento, solos colapsíveis, ensaios edométricos convencionais e a influência na compactação de solos potencialmente colapsíveis em fundações superficiais.

2.1 TEORIA DO ADENSAMENTO

O adensamento é o fenômeno no qual, devido a expulsão da água do interior dos vazios do solo, ocorrem os recalques. Para compreender esse processo, é necessário o estudo da Teoria do adensamento de Terzaghi. De acordo com Pinto (2009), essa teoria é baseada nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- A compressão é unidimensional;
- O solo é saturado;
- Fluxo da água é unidimensional;
- O solo é homogêneo;
- Fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, mesmo sendo constituído de partículas e vazios;
- As partículas sólidas e a água têm sua compressibilidade praticamente irrelevante quando comparada a compressibilidade do solo;
- As propriedades não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento de tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Para Pinto (2009), as três primeiras hipóteses apresentadas, mostram que a teoria é aplicada para os casos de fluxo unidimensional, a solos saturados e em compressão edométrica. Já a hipótese “As propriedades não variam no processo de adensamento”, Pinto (2009) considera questionável, tendo em vista que com a ocorrência do adensamento do solo, muitas propriedades variam como a permeabilidade e coeficiente de compressibilidade.

Pinto (2009), também relata que a hipótese “O índice de vazios varia linearmente com o aumento de tensão efetiva durante o processo de adensamento”, tem como objetivo ser uma

aproximação da realidade, pois o índice de vazios varia linearmente, para tensões maiores que a tensão de pré-adensamento, não sendo, sua variação, linear quando aplicadas tensões efetivas. A finalidade dessa hipótese é permitir a associação do aumento da tensão efetiva, com sua correspondente dissipação de pressão neutra, e o desenvolvimento dos recalques de forma simples, através de um parâmetro fundamental no desenvolvimento da teoria, sendo ele o grau de adensamento.

2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis são solos não saturados que sofrem com o efeito do colapso. Esse fenômeno ocorre quando, devido a um aumento da umidade, o solo sofre com uma rápida redução do volume, sem que haja uma variação da tensão total a que estejam submetidos (Pinto, 2009)

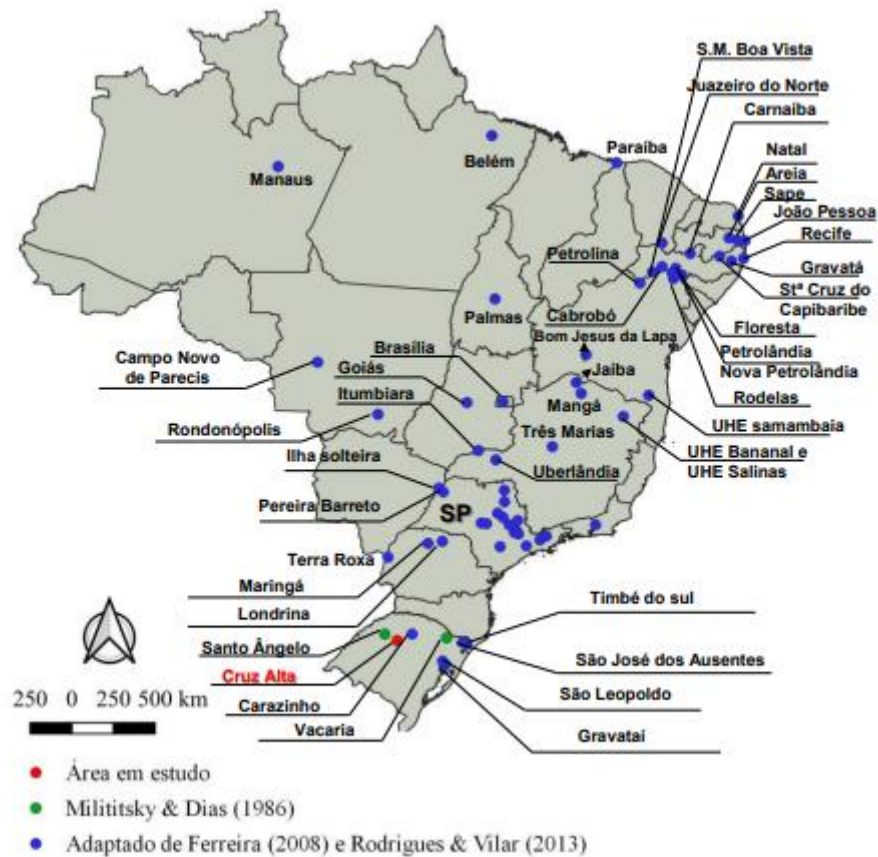
Os solos verdadeiramente colapsíveis, foram definidos por Reginatto e Ferrero (1973), como os solos, que em estado de inundação, entram em colapso por não suportarem o seu peso. Já para os solos que, quando saturados, suportam certos valores de sobrecarga, os autores denominaram como solos condicionalmente colapsíveis.

Diversos autores tratam o acréscimo de água no solo como razão do colapso, sem levar em conta o acréscimo de carga. O colapso ocorre somente na presença da água, ou seja, com o solo umedecido, podendo ou não ter a presença de agentes externos.

Para a engenharia de fundações, esse tipo de solo é um problema, pois o fenômeno do colapso acaba por proporcionar o aparecimento de diversas patologias. Por possuir uma estrutura metaestável, esse solo, está sujeito ao rearranjo radical de partículas, possuindo grande variação em seu volume devido ao estado de saturação. (MILITITSKY et al., 2015).

Esses solos, no Brasil, se encontram nas extensas áreas das regiões Nordeste e Centro-Sul do país. A formação desses solos pode ter sua origem bem variadas, dependendo de fatores climáticos da região e do contexto geológico local. A Figura 1 representa a localização dos solos colapsíveis catalogados em território brasileiro, na qual também é possível ver a marcação do local onde o material do estudo foi extraído, Cruz Alta-RS.

Figura 1- Solos colapsíveis catalogados no Brasil

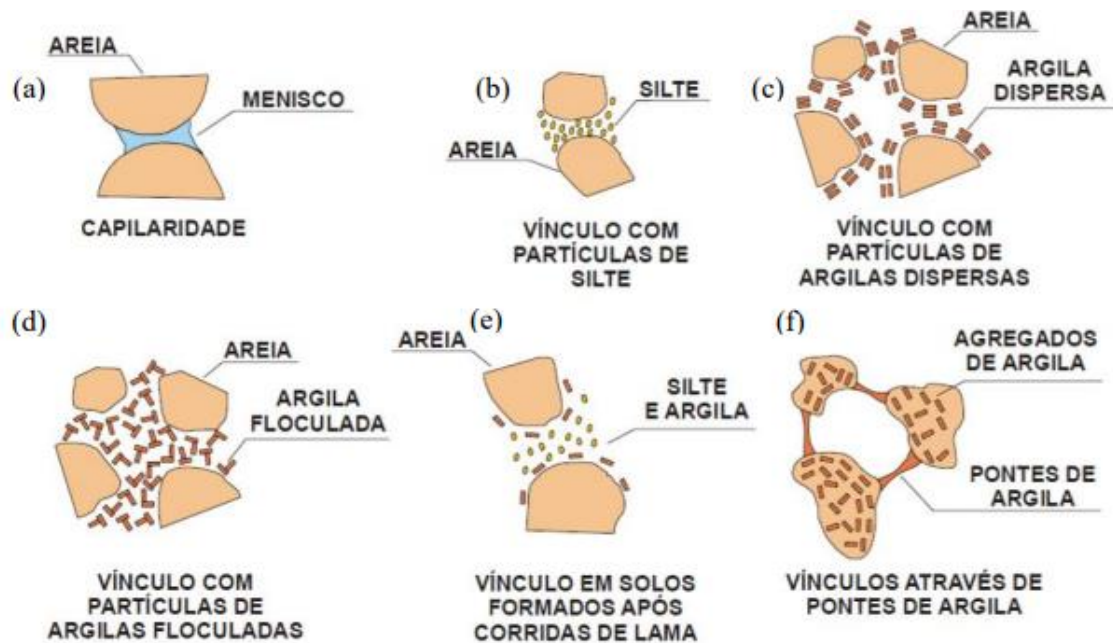


Fonte: FALCÃO (2021).

O desenvolvimento da característica do colapso, em solos naturais, se dá por uma estrutura com alto índice de vazios (alta porosidade), e um baixo teor de umidade (CINTRA, 1998).

Analisando as partículas de um solo de mesmo tipo, é possível verificar que seu arranjo estrutural pode variar. As consequências dessa variabilidade estrutural são a resistência temporária e a instabilidade estrutural (FUTAI, 1997). Na Figura 2, é possível observar os diferentes arranjos estruturais em um mesmo tipo de solo.

Figura 2- Estrutura encontrada em solos com algum tipo de cimentação

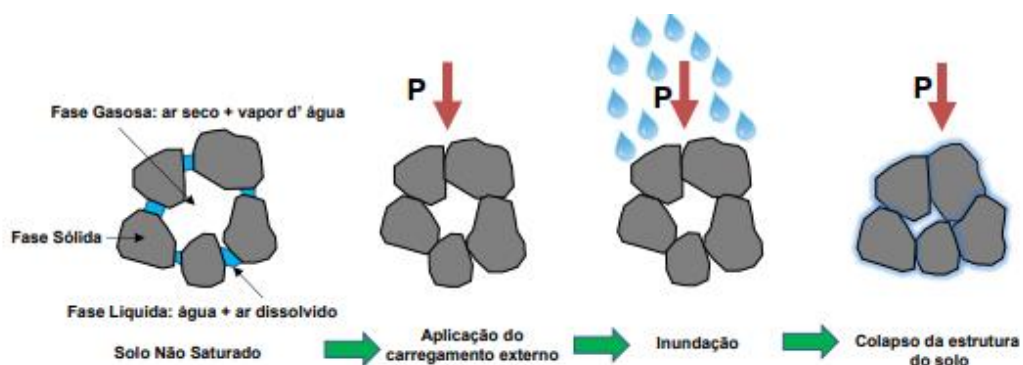


Fonte: Adaptado de Ferreira (1995)

Em solos na condição não saturada, ligações entre argilas e as partículas maiores são frequentes, gerando assim um tipo de ligação denominada cimentação. Essa ligação pode gerar como resultado da variação no comportamento natural do solo, criando a possibilidade de descrever os comportamentos de resistência e compressibilidade (OLIVEIRA et al., 2011).

Na Figura 3, é apresentado o fluxograma da interação da água intersticial com as partículas de solo. Com a aplicação de um carregamento (P) e posteriormente sofrendo uma inundação, o solo tende a fechar seus vazios devido às tensões cisalhantes, ocorrendo dessa forma a redução no volume do material, caracterizando assim o fenômeno de colapso (FALCÃO, 2021).

Figura 3– Fluxograma da interação da água intersticial com o solo



Fonte: Adaptado de Mughal (2012) por Falcão (2021).

Apesar do mecanismo de colapso ter uma alta complexidade, existem métodos empíricos baseados em correlações para identificá-los. Esses métodos foram divididos em métodos diretos e indiretos, quantitativos ou qualitativos. Os métodos indiretos ficaram baseados nos Limites de Atterberg, Índices físicos e Microscopia Eletrônica. Já os métodos diretos baseiam-se nos ensaios de campo e laboratório.

As principais relações para a ocorrência do colapso em um solo, são quanto ao baixo grau de saturação, baixo peso específico, baixo estado de tensões iniciais, elevado índice de vazios e baixa plasticidade. A Tabela 1, está representada uma tabela com os principais critérios de identificação de um solo colapsível.

Tabela 1- Critérios do grau de colapsidade de um solo

Referências	Expressão	Limites
Feda (1996) ¹	$k_l = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - W_p}{Wl - W_p}$	Se $S_0 > 80\%$ e $k_l > 0,85$, o solo é colapsível.
PRIKLONSKIJ (1952) ¹	$kd = \frac{Wl - w_0}{Wl - W_p}$	Kd < 0 – altamente colapsível kd > 0,5 – colapsível; Kd > 1,0 – expansivo.
Kassif e Henkin (1967) ¹	$K = \gamma_d \times w$	K < 15, colapsível
Handy (1973) ²	Teor de finos (<0,002 mm)	Alta probabilidade de colapso
	<16%	Provavelmente colapsível
	16 a 24%	Probabilidade de colapso <50%
	24 a 32%	Geralmente não colapsível
LOMMLER e BANDINE (2015)	Densidade natural seca (γ_d)	γ_d (g/cm ³) < 1,28- alta colapsividade

¹ Vilar e Ferreira (2015)

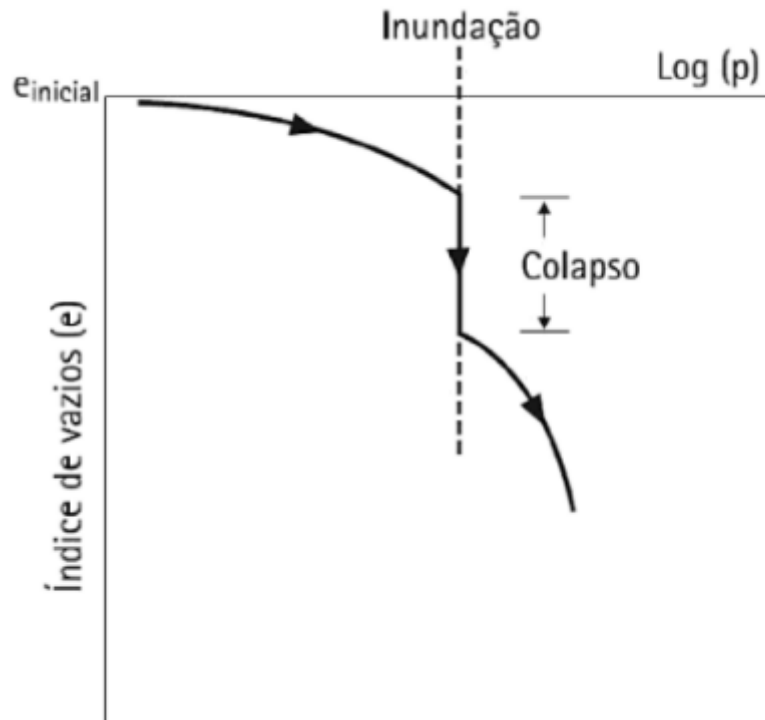
² Futai (1997)

Fonte: Falcão (2021).

2.1.1 Identificação da colapsividade de solos através de ensaios de laboratório – Ensaios Oedométricos

No laboratório, a identificação de solos colapsíveis pode ser determinada através de ensaios oedométricos simples e/ou duplos. O ensaio oedométrico simples tem como execução inundar um corpo de prova, sob uma tensão de inundação estabelecida, e analisar a mudança volumétrica ocorrida no solo, Jennings e Knight (1975). Na figura 4 está um exemplo de resultados típicos através do ensaio oedométrico.

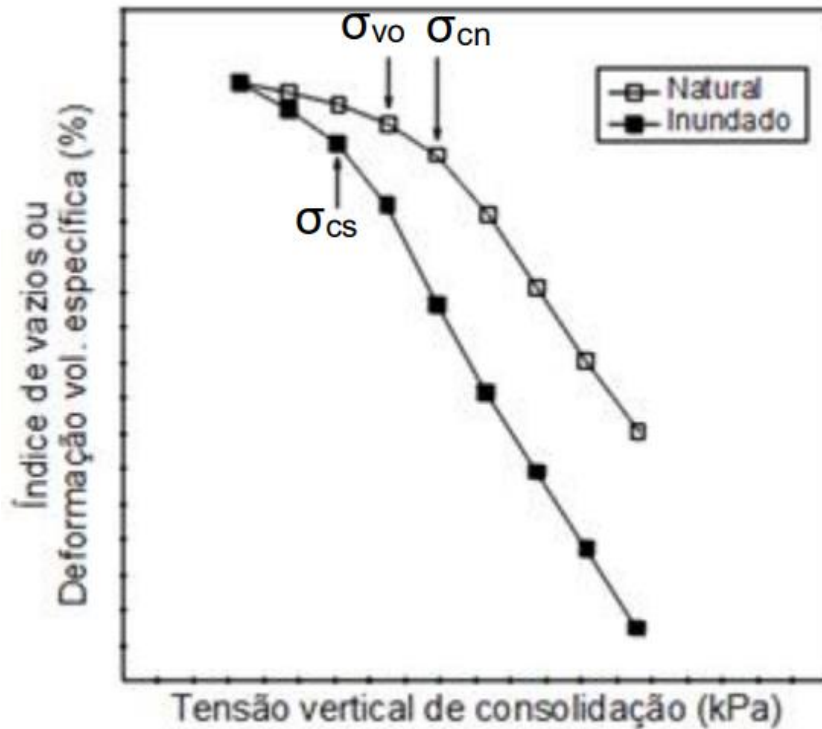
Figura 4– Curva característica do ensaio edométrico



Fonte: Jennings e Knight (1975).

Jennings e Knight (1957), denominaram que para o ensaio oedométrico duplo são realizados dois ensaios, com corpos de prova do mesmo material, sendo um na umidade constante e outro com o corpo de prova inundado. O índice de vazios varia de acordo com o incremento de tensões verticais, sendo o potencial de colapso dado pela diferença entre as curvas dos dois ensaios. A Figura 5 apresenta as curvas características dos ensaios edométricos duplo.

Figura 5– Curvas características de um ensaio edométrico duplo



onde:

σ_{cn} – tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} – tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vo} – tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

Fonte: VILAR E FERREIRA (2015)

A colapsividade do solo foi classificada, por Jennings e Knight (1957), quanto à gravidade do problema que pode vir a ocorrer em obras de engenharia. A Tabela 2 apresenta o potencial de colapso e seus respectivos graus de problema.

Tabela 2– Potencial de colapso e graus de problema

PC (%)	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem problemas
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
>20	Problema muito grave

Fonte: Adaptado de Jennings e Knight (1975) por Falcão (2021).

A equação do potencial de colapso foi definida, por Lutenegger e Saber (1988),

realizando um ensaio no qual o corpo de prova é carregado por uma tensão determinada e inundada. Após a inundação, é registrado as deformações até estabilização do ensaio. A equação 1 determina o potencial de colapso.

$$I = \frac{\Delta e_c}{1+e_i} \quad (2.1)$$

Onde:

I = Potencial de colapso;

Δe_c = Variação do índice de vazios após a inundação;

e_i = índice de vazios antes da inundação.

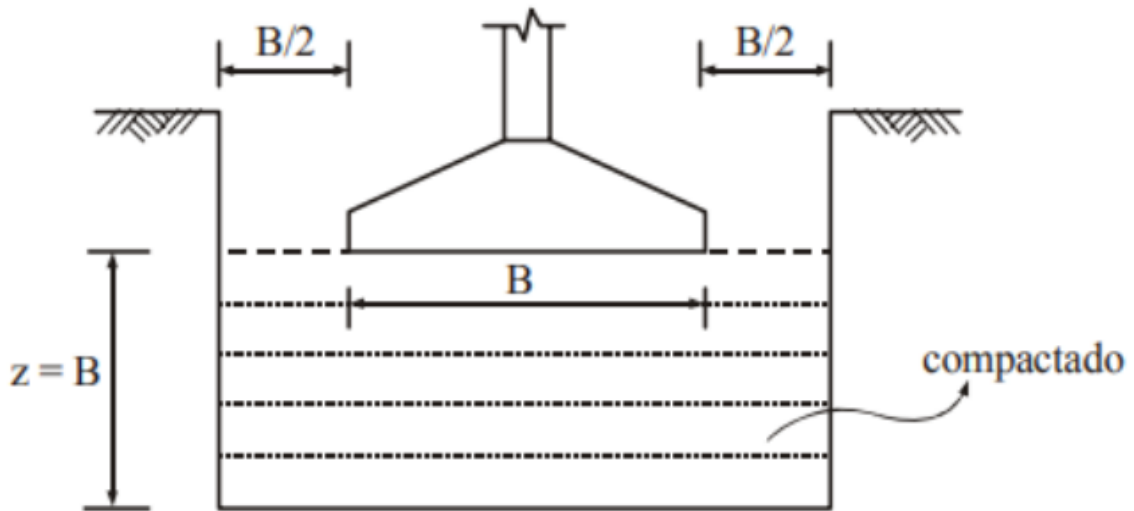
2.3 COMPACTAÇÃO EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Segundo os autores Al Rawas (2000) e Sales (1998), os solos possuem curvas características próprias do peso específico aparente seco *versus* teor de umidade do material, isso para uma energia de compactação definida. Com o ensaio de compactação é possível obter uma umidade ótima, no qual o material irá apresentar o maior valor de densidade e dessa forma, resultando em uma menor variação da resistência. Esse ponto, de umidade ótima, apresenta uma maior estabilidade da estrutura, mesmo em presença de água.

Para Mitchell (1964, *apud* Werk, 2000) e Souza Junior (2005), a compactação traz diversos benefícios quanto às propriedades geotécnicas, como: menor variação volumétrica, aumento da densidade, maior capacidade de suporte, aumento de resistência ao cisalhamento, redução da permeabilidade, e redução da compressibilidade.

Em solos colapsíveis, o uso da compactação pode servir como um procedimento de melhoria visando reduzir o colapso do solo, e assim permitir o uso de fundações superficiais, como por exemplo sapatas. Para a execução da compactação, o solo é escavado com uma profundidade correspondente à largura da sapata, e reposto em camadas compactadas (CINTRA, 2004). A Figura 6 ilustra o uso de sapatas em solo compactado.

Figura 6- Sapatas em solo compactado



Fonte: CINTRA et al., (2003) apud CINTRA (2004).

Conforme Rollins e Rogers (1994), a compactação controlada é um método eficiente somente para os primeiros 5 metros de profundidade, sendo que as melhores melhorias ocorrem nos 3 metros iniciais.

2.4 PESQUISAS JÁ REALIZADAS NO MUNICÍPIO DE CRUZ ALTA-RS

Para melhor compreensão de como o solo utilizado no estudo se comporta, foi necessário o embasamento em trabalhos realizados anteriormente na região. Dessa forma, vale ressaltar os trabalhos de Masutti (2020), Pascoal (2020) e Falcão (2021).

2.4.1 Masutti (2020)

Masutti (2020) abordou, em sua pesquisa de mestrado, que em diversas obras, do município de Cruz Alta, existe a ocorrência de patologias devido a escolha de forma incorreta das fundações. A Figura 7 demonstra alguns exemplos de patologias em obras civis que ocorrem no município.

Figura 7– Trincas em obras civis do município de Cruz Alta-RS.



Fonte: FALCÃO (2021).

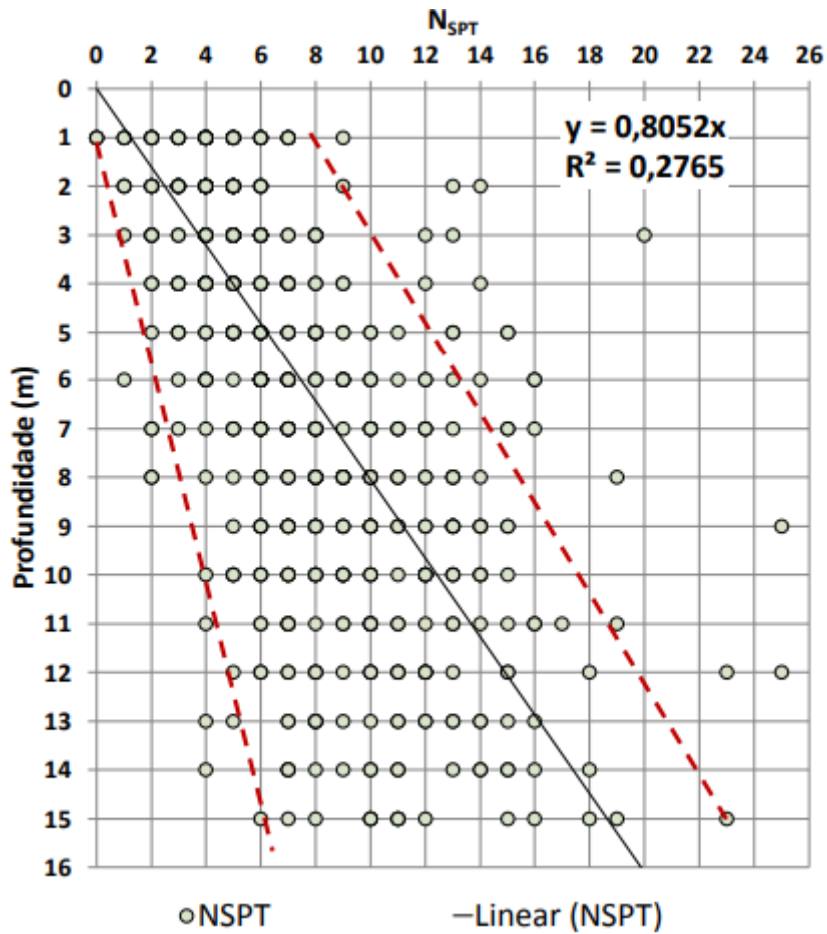
A pesquisa realizada por Masutti (2020), teve como local de estudo o campo experimental da Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ), realizando uma série de ensaios SPT, onde comprovou que o solo apresenta baixo índice de resistência a penetração. A Figura 8, apresenta a localidade de onde foram realizados os ensaios SPT e a Figura 9, o gráfico da variação do N_{spt} das sondagens de simples reconhecimento.

Figura 8– Localização dos ensaios SPT



Fonte: MASUTTI (2020).

Figura 9– Gráfico de profundidade versus NSPT, de sondagens de simples reconhecimento.

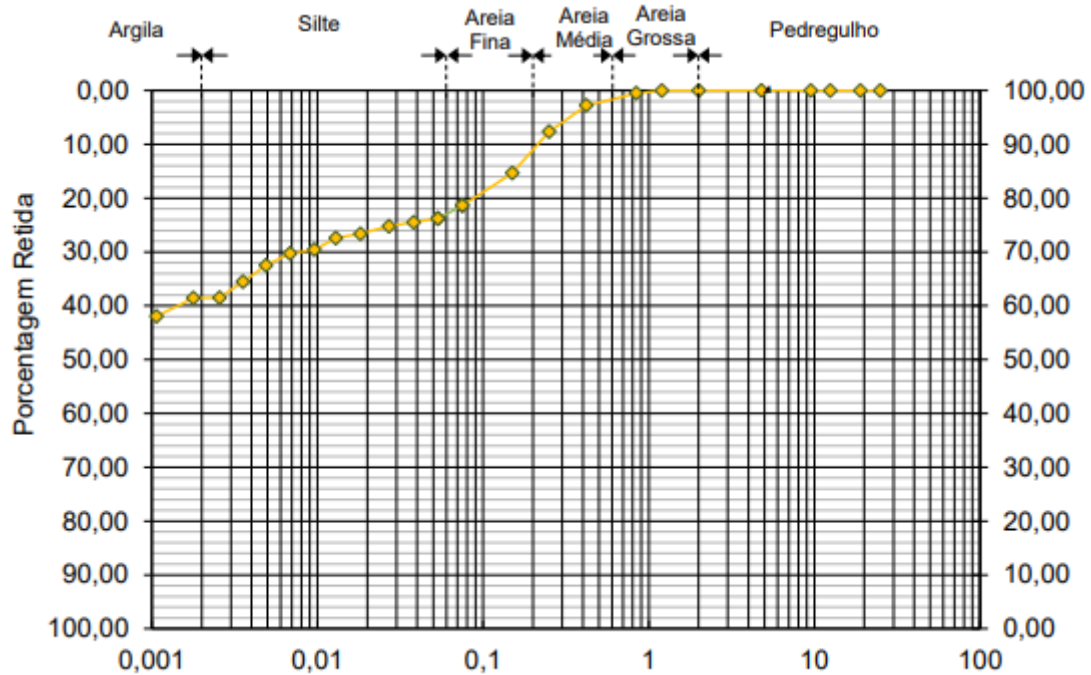


Fonte: MASUTTI (2020).

Nesse mesmo campo experimental, Masutti (2020) também realizou ensaios utilizando estacas escavadas curtas, com o objetivo de avaliar o comportamento a compressão delas. As estacadas escavadas foram divididas em três tipos: convencional, flutuantes e estacas com a ponta melhorada através da inclusão de camada de pedra brita nº 1 compactada.

Dentre seus ensaios de caracterização geotécnica, ele realizou os ensaios de granulometria, para amostras coletadas a 2 m de profundidade, com a utilização e sem a utilização de defloculante. A Figura 10 representa a curva granulométrica obtida no ensaio, com a utilização de defloculante, e a Tabela 3, os resultados das frações granulométricas.

Figura 10– Curva granulometrica de uma amostra com uso de defloculante



Fonte: MASUTTI (2020).

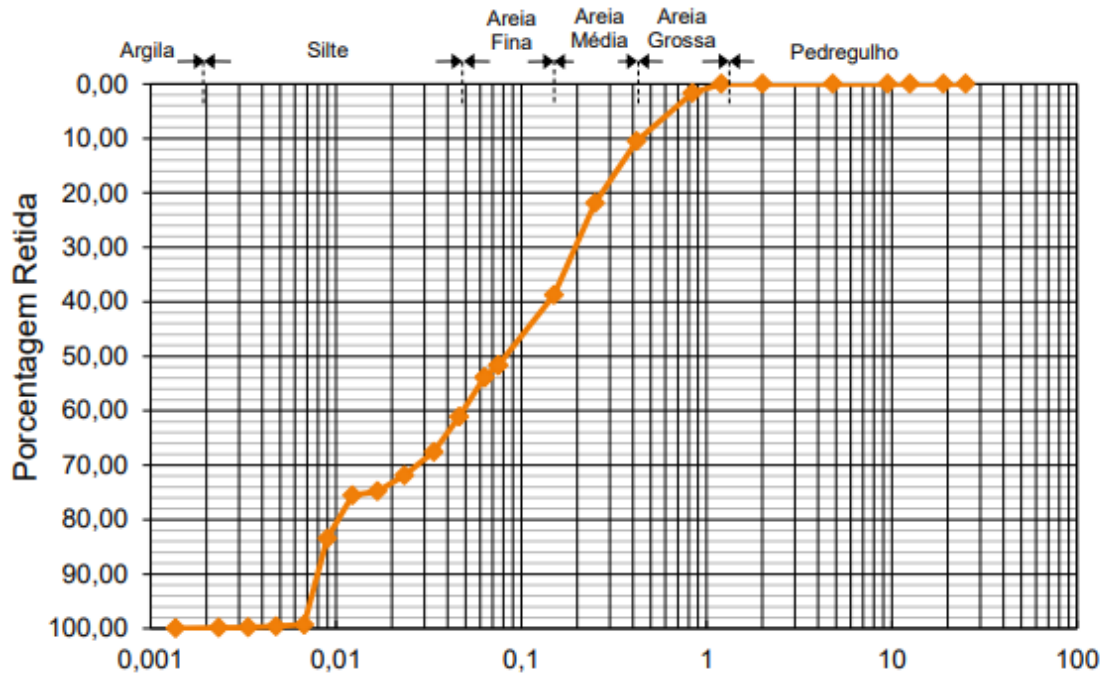
Tabela 3– Resultados da composição granulométrica de 3 amostras

Prof. (m)	Amostra (nº)	Composição Granulométrica (%) - com Defloculante					
		Argila	Silte	Areia			Pedregulho
				Fina	Média	Grossa	
2	1	62	15	11	11	1	0

Fonte: MASUTTI (2020).

Para o ensaio realizado sem a utilização do defloculante, Masutti (2020) obteve os resultados apresentados na Figura 11.

Figura 11– Curva granulometrica de uma amostra com uso de defloculante



Fonte: MASUTTI (2020).

Na tabela 4 são apresentados valores de índices físicos, atividade coloidal e Limites de Atterberg, encontrados por Masutti (2020) para uma amostra a 2 metros de profundidade.

Tabela 4– Valores dos índices físicos, atividade coloidal e limites de consistência.

Índices físicos e atividade coloidal						Limites de Atterberg			
Teor de umidade (%)	Peso específico real (kN/m ³)	Peso específico natural (kN/m ³)	Índice de vazios	Grau de saturação (%)	Porosidade (%)	Ia	LL	LP	IP
33,50	27,96	15,19	1,456	64,33	59	0,45	49%	32%	18%

Fonte: MASUTTI (2020).

2.4.2 Pascoal (2020)

Para realização de seu estudo, Pascoal (2020), coletou amostras de materiais de uma jazida localizada na região de Cruz Alta, em um trecho situado na RS 342. Com a pesquisa dessa autora, é possível analisar, em termos de caracterização para o horizonte A, que quando as curvas granulométricas foram realizadas utilizando defloculante, o solo foi caracterizado como uma argila areno-siltosa. Já quando o ensaio foi realizado sem o defloculante, o solo ficou

caracterizado como uma areia siltosa, pois dessa forma ocorre microagregações nas partículas do solo, resultando em grãos maiores. A Tabela 5 apresenta a caracterização dos horizontes e a Figura 12 as curvas granulométricas com e sem a utilização de defloculante.

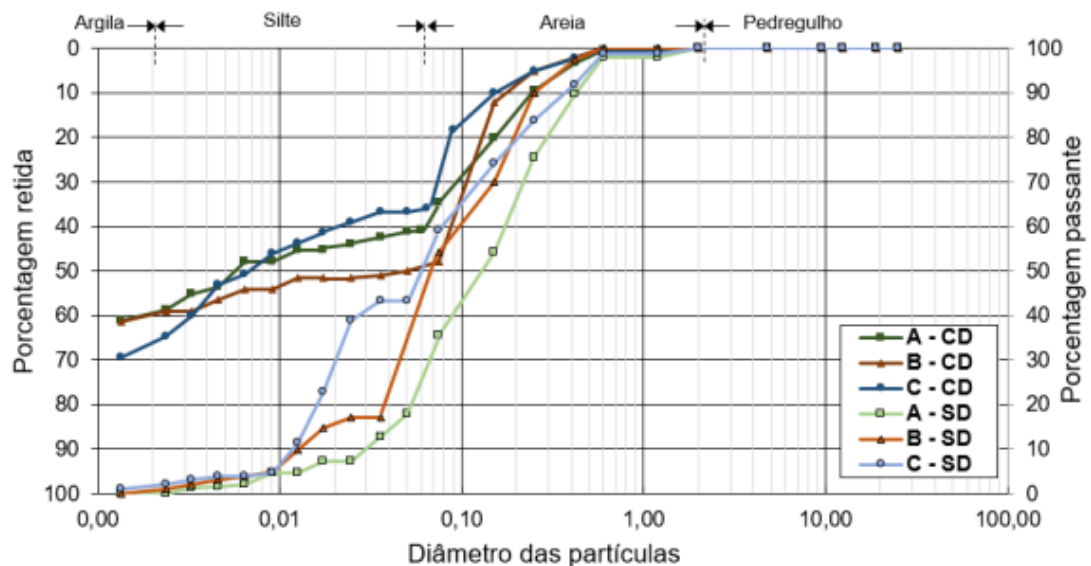
Tabela 5– Caracterização física dos horizontes

SOLO	A		B		C	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	2	0	0	0	1
% areia média (0,2 – 0,6mm)	15	33	8	20	7	20
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	21	39	25	45	21	25
% silte (2 μ m – 0,06mm)	24	26	26	35	38	54
% argila (% < 2 μ m)	40	0	41	0	34	0
Peso específico (kN/m ³)	26,13		27,80		28,75	
Limite de Liquidez (%)	43		55		77	
Limite de Plasticidade (%)	28		44		51	
Índice de Plasticidade (%)	16		11		26	

CD: Com defloculante / SD: Sem defloculante

Fonte: PASCOAL (2020).

Figura 12– Curva granulométrica dos horizontes



CD: Com defloculante; SD: Sem defloculante.

Fonte: PASCOAL (2020).

Para a caracterização química do solo, Pascoal (2020) realizou os ensaios de fluorescência de raio-X e ensaios de análise química. Com os resultados desses ensaios é

possível destacar a predominância de dióxido de silício (SiO₂), óxido de ferro (Fe₂O₃) e óxido de alumínio (Al₂O₃), no horizonte A. Nas Tabelas 6 e 7 estão apresentados os resultados dos ensaios.

Tabela 6– Resultado da análise química

Solos	CTC	Acidez Potencial		Cátions Básicos			Saturação		MO	pH
		Al	H+Al	Ca	K	Mg	Al	Bases		
		Cmol _c dm ³								
									(%)	
A	4,0	2,0	10,9	1,4	0,06	0,6	50,0	15,4	2,0	4,6

Fonte: adaptado de PASCOAL (2020).

Tabela 7– Resultado da fluorescência de raio-X

Componente	Horizonte A
SiO ₂	34,73
Fe ₂ O ₃	26,71
Al ₂ O ₃	19,68
Na ₂ O	8,70
TiO ₂	4,75
MgO	1,30
P ₂ O ₅	1,01
SO ₃	0,79
K ₂ O	0,66
CaO	0,43
Cl	0,41
ZrO ₂	0,21
MnO	0,18
Nd ₂ O ₃	0,08
Outros	0,36

Fonte: adaptado de PASCOAL (2020).

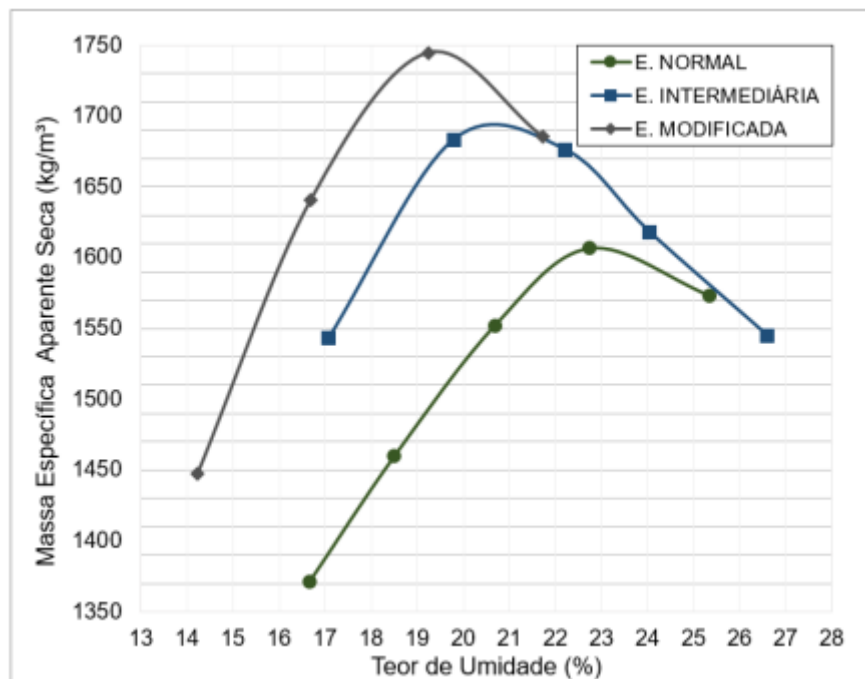
Em seu trabalho, ainda foram realizados ensaios de compactação para os horizontes, no qual Pascoal (2020) realizou em duplicata seguindo as orientações da Petrobras (2010). Na Tabela 8 estão apresentados os resultados dos ensaios de compactação para energia normal, intermediária e modificada, já na Figura 13 está apresentado as curvas de compactação do horizonte A.

Tabela 8– Resultados dos ensaios de compactação do horizonte A, utilizando a metodologia da PETROBRAS (2010).

Horizonte A	Amostra	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)
Energia Normal	Amostra 01	1618	22,1
	Amostra 02	1602	22,3
	Média	1610	22,2
Energia Intermediária	Amostra 01	1710	20,7
	Amostra 02	1699	21,3
	Média	1704	21,0
Energia Modificada	Amostra 01	1728	17,4
	Amostra 02	1710	17,6
	Média	1719	17,5

Fonte: PASCOAL (2020).

Figura 13– Curvas de compactação horizonte A



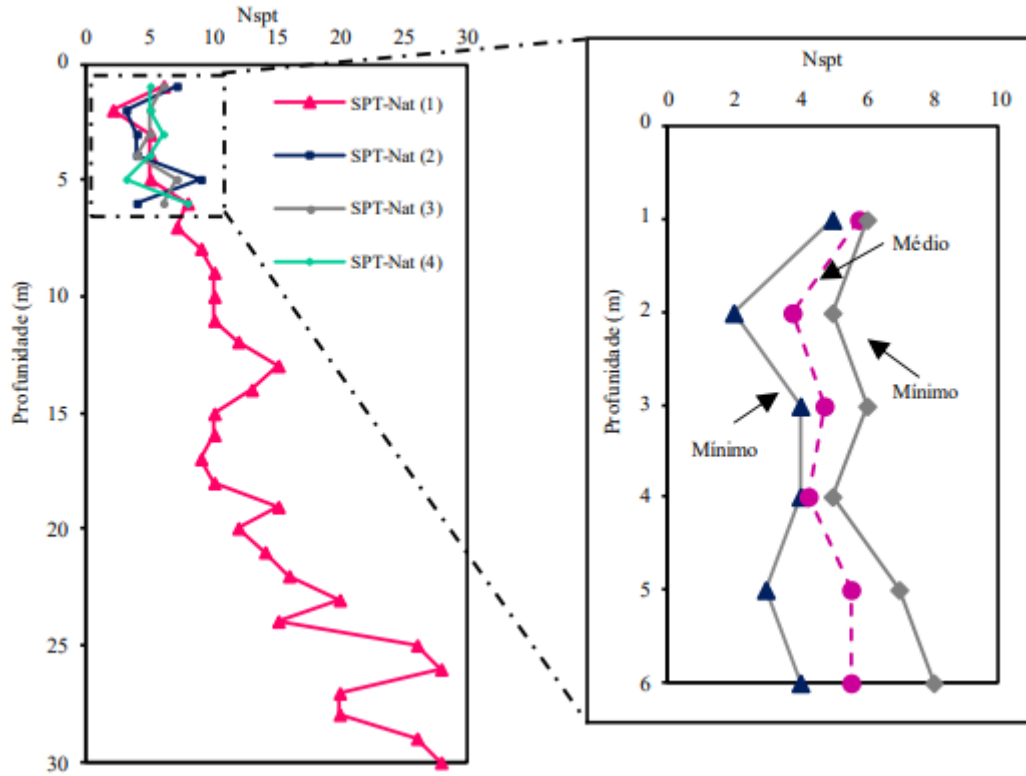
Fonte: PASCOAL (2020).

2.4.3 Falcão (2021)

Falcão (2021), assim como Masutti (2020), teve como local de estudo o campo experimental de engenharia geotécnica, do município de Cruz Alta. Porém, em seu trabalho, a autora realiza sondagens SPT utilizando o sistema de circulação de água e ensaios de prova de carga estática na condição inundada. Na Figura 14 são representados

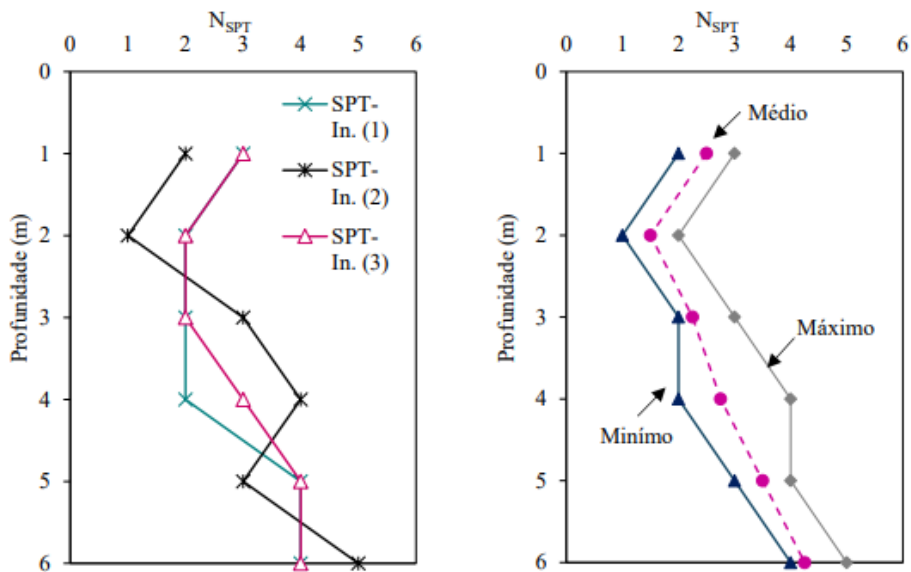
os resultados das sondagens SPT na condição natural do terreno e na Figura 15 as sondagens SPT realizadas com circulação de água.

Figura 14– Resultados das sondagens SPT com o solo em estado natural



Fonte: FALCÃO (2021)

Figura 15– Resultados das 3 sondagens SPT com circulação de água.

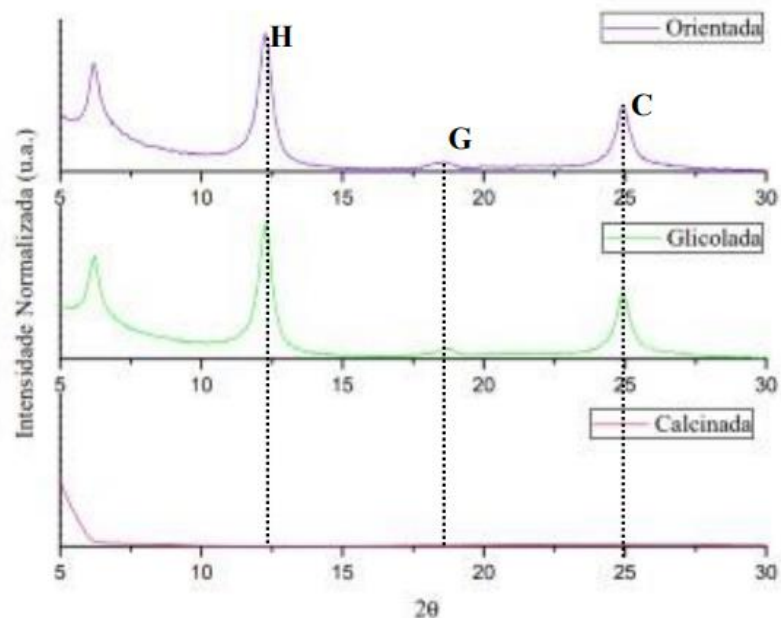


Fonte: FALCÃO (2021).

Com os resultados obtidos através das sondagens SPT, foi possível analisar que o N_{SPT} tende a sofrer uma redução quando ocorrer um aumento no teor de umidade do solo, tendo em vista que, entre as duas situações de sondagem, ocorreu uma faixa de redução variando de 0 a 33% do N_{SPT} (FALCÃO, 2021).

Em termos de caracterização mineralógica, um dos métodos utilizados, por Falcão (2021), foi a difração de raio X (DRX). Na Tabela 9 e na Figura 16 são apresentados os resultados do DRX.

Figura 16– Difratoograma na profundidade de 1,0 m



Fonte: FALCÃO (2021).

Tabela 9– Resumo das análises de DRX

Profundidade	Resultados do DRX
0,5 m	Caulinita e haloisita
1,0 m	Caulinita, haloisita e gibbsita

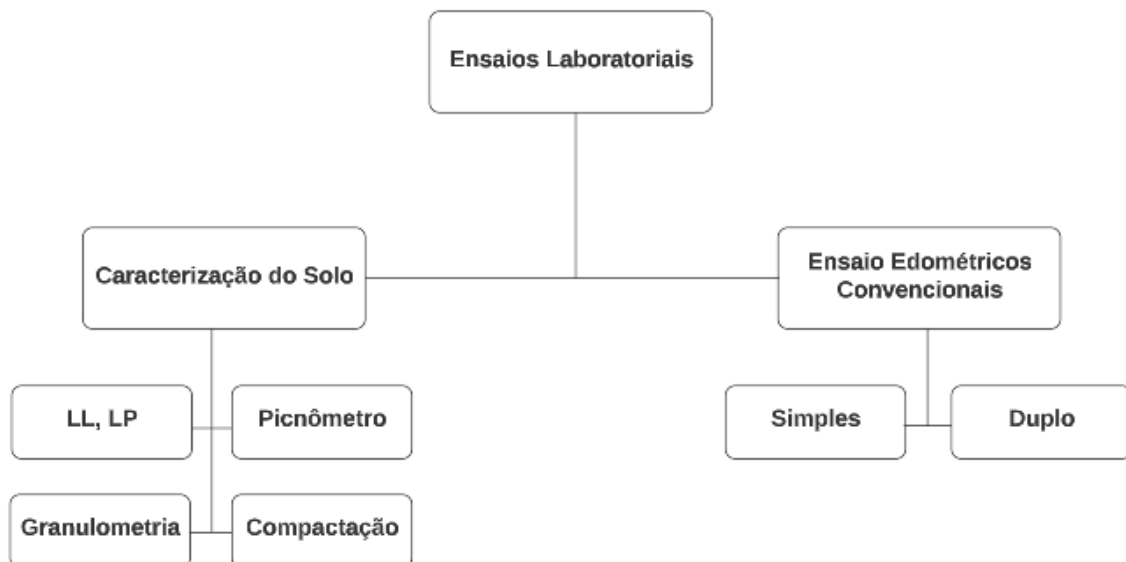
Fonte: adaptado de FALCÃO (2021).

A ocorrência de água no solo pode resultar na lixiviação, hidrólise e alteração de minerais. Analisando a tabela, o solo tem como perfil uma composição mineralógica de Caulinita (C), haloisita desidratada (H) e gibbsita (G), sendo essa ultima resultado do processo de lixiviação do alumínio presente no material (FALCÃO, 2021).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A etapa experimental tem como objetivo analisar o desempenho de amostras de solo em estado compactado, da região de Cruz Alta- RS. Para essa finalidade, foram realizados os ensaios de adensamento com umidade constante, de adensamento com a amostra inundada e de adensamento com inundação em 200 kPa. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM. Na Figura 17, foi representado o fluxograma dos ensaios laboratoriais realizados.

Figura 17– Fluxograma dos ensaios laboratoriais realizados

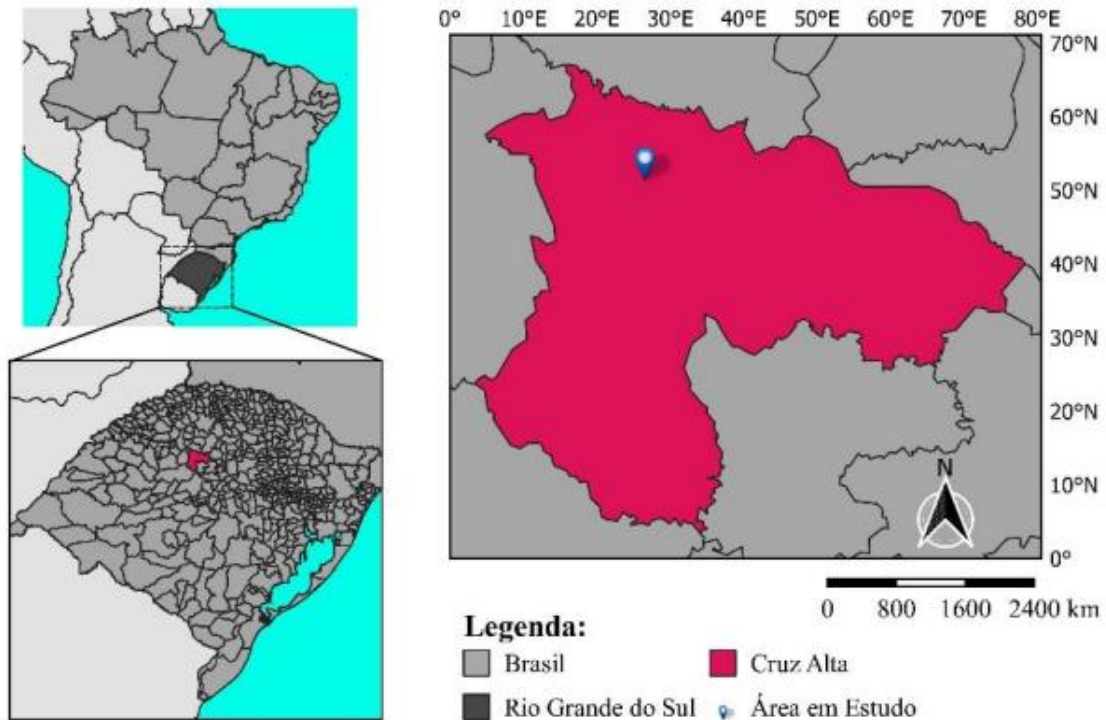


Fonte: Autor (2023).

3.1 SOLO UTILIZADO

O solo, utilizado para o estudo, tem origem da cidade de Cruz Alta – RS, mais precisamente do campo experimental, localizado no campus da Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ). As amostras chegaram, ao LMCC, em estado deformado e retirados do solo a uma profundidade de 1 metro, com o auxílio de um trado mecanizado com diâmetro de 90 cm. A Figura 18 apresenta a localização do campo experimental.

Figura 18– Mapa com a localização do campo experimental



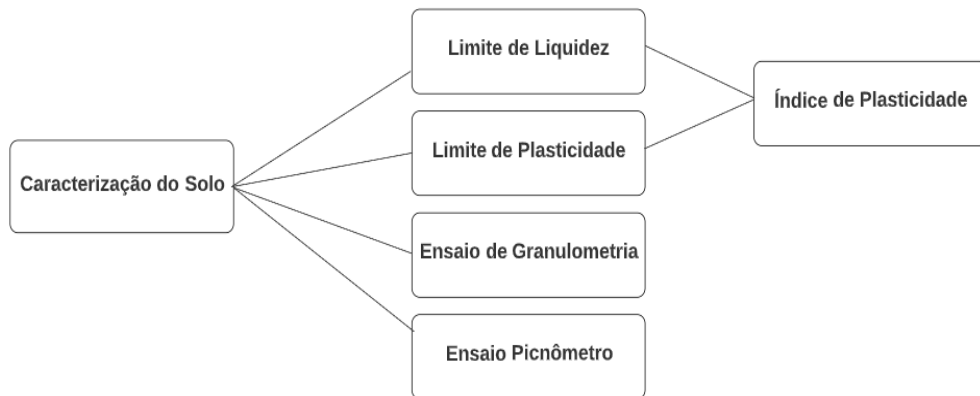
Fonte: Falcão (2021).

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E COMPACTAÇÃO

Coletadas as amostras deformadas do material, na profundidade de 1 metro, foi possível realizar o processo de caracterização geotécnica do mesmo. Nessa etapa, foram conduzidos os seguintes ensaios laboratoriais convencionais (Figura 3.3): Limite de Plasticidade, Limite de Liquidez, granulometria e peso específico real dos grãos (ensaio picnômetro).

Também foi realizado ensaios de compactação normal ou ensaio Proctor, seguindo a norma NBR 7182 (ABNT, 2016), com a finalidade de encontrar o peso específico aparente máximo e a umidade ótima. Com esses dados necessários, foi possível realizar a compactação dos corpos de prova para os demais ensaios.

Figura 19– Fluxograma dos ensaios de caracterização do solo



Fonte: Autor (2023).

3.1.1 Preparo do material

Para desenvolver os ensaios, foi realizado o preparo do material conforme a norma NBR 6457 (ABNT, 2016) Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”. Primeiramente, a amostra de solo, em estudo, foi seca ao ar e destorroada até ser passante na peneira de nº 4 (#4,75mm). Para o destorroamento, foi utilizado um pilão manual. A figura 20 apresenta as etapas de destorroamento e peneiramento da amostra.

Figura 20- Destorroamento e peneiramento da amostra



Fonte: Autor (2023)

Foi previamente calculado a quantidade de água necessária para atingir a umidade ótima

do material. Com isso, o material foi homogeneizado com a água e realocado em sacos fechados, para evitar a perda da umidade. Na Figura 21 está representado as etapas de pesagem da amostra para realizar a homogeneização e atingir a umidade determinada.

Figura 21– Pesagem das amostras



Fonte: Autor (2023)

Para determinar a umidade higroscópica, foi necessário retirar de cada saco de amostra, 3 pequenas partes de solo, cerca de 10 gramas cada, e depositados em recipientes identificados (cápsulas).

Com o uso da balança digital, foram coletados os valores do peso do recipiente, do peso úmido do solo e do peso seco do solo, que foram obtidos após permanecerem por 24 horas, na estufa, em uma temperatura de 105°. A partir desses dados foi possível encontrar a umidade higroscópica do material, devendo ela ficar o mais próximo possível do encontrado, no ensaio de compactação, como umidade ótima. A Figura 22 apresenta a etapa de secagem da amostra na estufa.

Figura 22– Secagem da amostra do material em estufa



Fonte: Autor (2023).

3.1.2 Limites de consistência

Para fim de caracterizar o solo, em estudo, foram realizados ensaios de limites de consistência. Primeiramente, foi necessário realizar o peneiramento do material na peneira de nº 40 (#0,425mm). Com o material peneirado, foi possível então realizar os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade. A Figura 23 apresenta a amostra do solo, após o passar pela peneira de nº 40.

Figura 23– amostra de solo passante na peneira de nº 40



Fonte: Autor (2023)

O ensaio de limite de plasticidade, representado na Figura 24, foi realizado pelo método da norma NBR 7180 (ABNT, 2016), utilizando uma placa de vidro, um gabarito de formato cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.

Na concha de Porcelana foi adicionado, uma pequena parcela, do material passante na peneira de nº 40, misturando com água de forma homogênea. Com isso, molda-se a amostra na mão, primeiramente, de forma elipsoidal e posteriormente, na forma do cilindro de gabarito, rolando a amostra na placa de vidro sem que venha romper. Feito isso, o molde em forma de cilindro foi levado a balança para obter sua massa úmida e depois levado para a estufa, onde permanece por 24 horas. Com a massa úmida e a massa seca, foi possível obter o limite de plasticidade do material. O procedimento foi realizado 5 vezes sem que os valores divergissem da média em 5%.

Figura 24– Ensaio de Limite de plasticidade



Fonte: Autor (2023).

Para obter limite de Liquidez do material, apresentado na Figura 25, foi realizado o ensaio padronizado pela NBR 6459 (ABNT, 2016). Os aparelhos utilizados foram uma cápsula de porcelana, uma estufa capaz de manter a temperatura entre 105° e 110°C, uma espátula de lâmina flexível, um aparelho de Casagrande e um cinzel.

Utilizando uma parte do material passante na peneira 40, colocar na cápsula de porcelana e misturar com água destilada até obter uma mistura plástica. Adicionar a mistura no aparelho de Casagrande, preenchendo cerca de $\frac{2}{3}$ da sua superfície e fazer uma ranhura no solo com o cinzel, na parte central perpendicularmente à articulação da concha do aparelho. A manivela então, foi girada de forma constante, cerca de duas voltas por segundo, até que a ranhura no solo se feche devido ao golpeamento da concha. Com o fechamento da ranhura, foi coletada uma parte da massa plástica do aparelho para obter sua massa úmida e levada à estufa por 24 horas para determinar a sua umidade. Dessa forma, foram repetidos os procedimentos, aumentando a quantidade de água em cada operação, até obter 5 pontos.

Figura 25– Ensaio de Limite de liquidez



Fonte: Autor (2023)

A partir dos resultados dos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, foi possível determinar o índice de plasticidade do solo (Equação 3.1), realizando a diferença numérica entre os limites:

$$IP=LL-LP \quad (3.1)$$

Onde:

IP = Índice de plasticidade;

LL= Limite de Liquidez;

LP=Limite de Plasticidade.

3.2.1 Moldagem do corpo de prova no anel

A compactação do material, para a realização dos ensaios edométricos, foi executada de duas maneiras diferentes, utilizando o aparelho de compactação proctor e também com a utilização de uma prensa estática. Esses modos de execução da compactação foram escolhas do autor.

A compactação, com o aparelho Proctor, apresentado na Figura 26, ocorreu em 3 camadas, em um cilindro de 1 litro. A amostra do solo deve estar com a umidade bem uniformizada. Cada camada foi submetida a 26 golpes, com um soquete de massa 2,5 kg e altura de queda de 30,5 cm.

Figura 26– Compactação com o aparelho Proctor.



Fonte: Autor (2023).

Após a moldagem do corpo de prova compactado, ocorreu o processo de extração do mesmo, apresentado na Figura 27, utilizando um anel com dimensões de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, espátula e macaco hidráulico.

Figura 27– Moldagem do corpo de prova através da extração



Fonte: Autor (2023).

Realizando a compactação do corpo de prova com a prensa estática, a etapa de extração é descartada, pois a compactação ocorre já no anel. Nessa etapa, também foi realizada a moldagem em 3 camadas, como na figura 28.

Figura 28– Moldagem do corpo de prova na prensa estática



Fonte: Autor (2023).

Para o ensaio edométrico simples, foram realizados dois ensaios, um com o corpo de prova moldado na prensa estática e outro com o corpo de prova moldado no compactador automático, no qual está apresentado o corpo de prova na Figura 29. Os resultados dos ensaios, para as diferentes formas de moldagem, foram diferentes, sendo apresentados no capítulo 4 – Resultados.

Figura 29– Corpo de Prova moldado

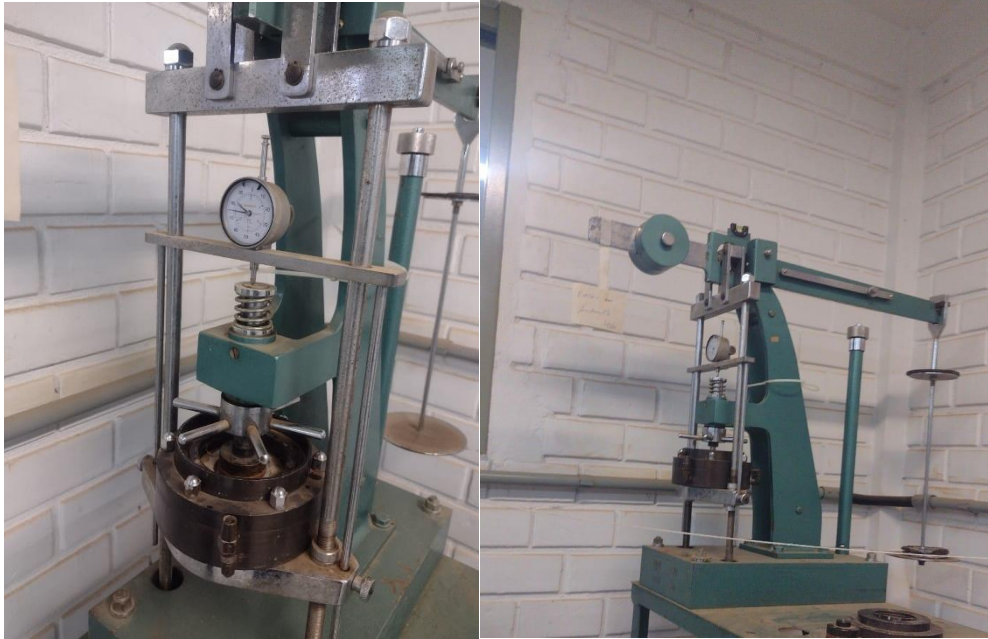


Fonte: Autor (2023).

3.3 ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Seguindo a Norma DNER IE 005 (DNER, 1994), foram realizados ensaios edométricos convencionais simples e duplo (Figura 30) para obter os parâmetros de deformabilidade relacionados ao colapso do solo, em estudo. Esses ensaios ocorreram com a utilização de uma prensa do tipo Bishop, com relação de braço 1:10, e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações foram acompanhadas através de um extensômetro com sensibilidade de 0,01mm com a ajuda de um cronômetro.

Figura 30– Ensaio edométricos



Fonte: Autor (2023).

Cada ensaio teve suas tensões previamente estabelecidas e com um tempo de duração de 24 horas para cada tensão. Os períodos de leituras ocorreram conforme apresentados na Tabela 10.

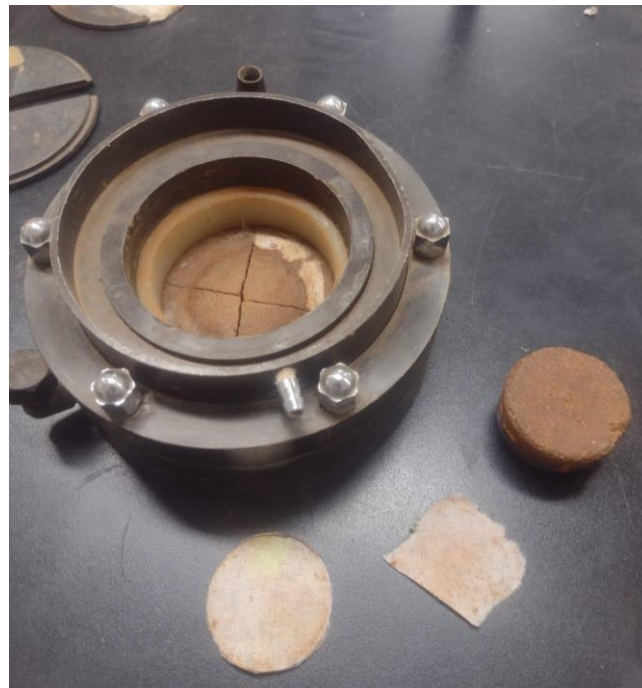
Tabela 10– Períodos de leitura do ensaio

Carga:	
Tempo:	Leitura:
0	
7,5 s	
15 s	
30 s	
1 min	
2 min	
4 min	
8 min	
15 min	
30 min	
1 h	
2 h	
4 h	
8 h	
24 h	

FONTE: Autor (2023).

Primeiramente, o anel com o corpo de prova foi colocado sobre um pedaço de papel filme, apoiado sobre uma pedra porosa e o conjunto, instalado na célula de adensamento (Figura 31). Também foi utilizado estopa ao redor do corpo de prova para mantê-lo imóvel e evitar perdas de umidade, utilizando ela de forma umida. Nas situações que são necessárias a inundação, foi utilizado água destilada. Após realizado o ensaio, é necessário fazer o descarregamento de forma correta, desmontar a célula e pesar o corpo de prova.

Figura 31– Célula de adensamento



Fonte: Autor (2023).

3.3.1 Ensaio edométrico simples

Para o ensaio edométrico simples (Figura 32) foram definidos as tensões verticais de carregamento de 6,25 , 12,5 , 25 , 50 , 100 e 200 kPa. O corpo de prova permaneceu com umidade natural constante até o carregamento de 200 kPa, onde foi submetido a inundação. Nessa etapa foi necessário acompanhar a estabilização das deformações, posterior à inundação. Terminado o ensaio, é realizado o descarregamento, drenada a água da célula e o corpo de prova pesado.

Figura 32– Ensaio edométrico simples



Fonte: Autor (2023).

3.3.2 Ensaio Edométrico duplo

Nos ensaios edométricos duplos, ocorrem duas situações de carregamento. Uma no qual o corpo de prova permanece com umidade natural e outra onde o corpo de prova é inundado previamente. As tensões de carregamento utilizadas para esses ensaios foram as tensões de 6,25 , 12,5 , 25 , 50 , 100 , 200 , 400 e 800 kPa.

Alguns autores, como Futai (1997), mencionam o ensaio edométrico na umidade natural como umidade constante, porém o teor de umidade da amostra diminuirá no decorrer do ensaio. Para que a redução da umidade seja minimizada, foi necessária a utilização de algo que pudesse restringir essa perda. Nesse ensaio, foi utilizado estopas e algodão umedecidos para tal finalidade, apresentados na Figura 33.

Figura 33– Materiais utilizados para evitar a a redução do teor de umidade do corpo de prova



Fonte: Autor (2023).

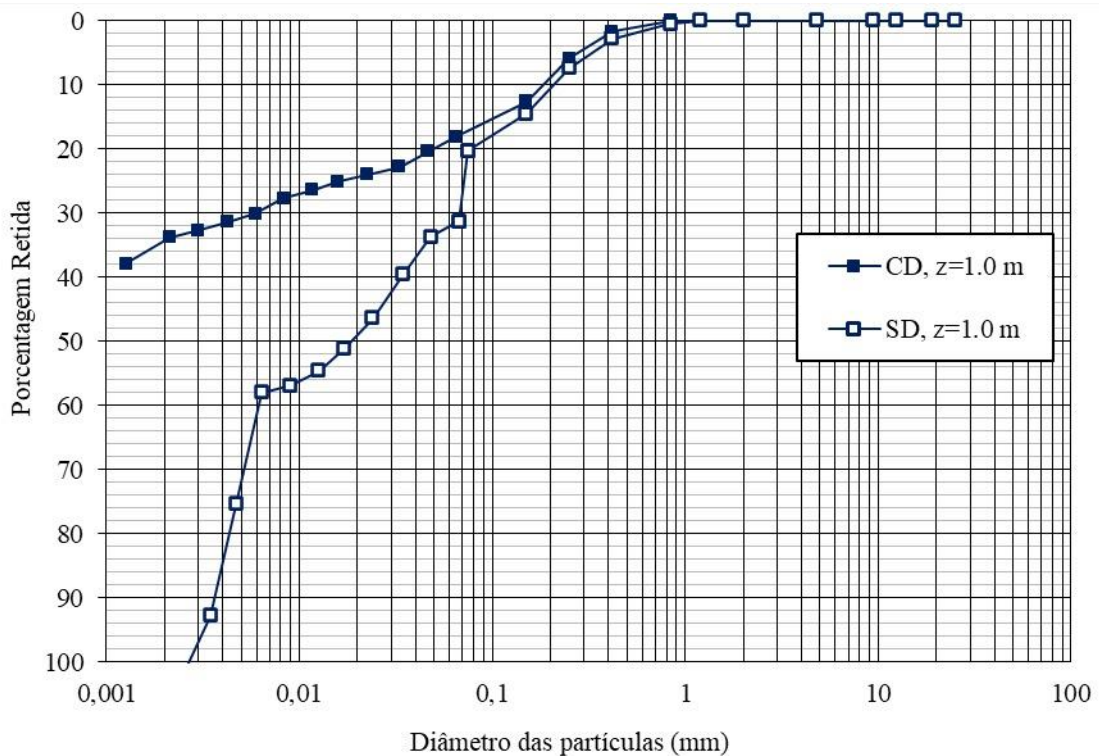
4 RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos através dos ensaios realizados em laboratório, como apresentado no capítulo 3.

4.1 GRANULOMETRIA, MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO

Para a realização dos ensaios de caracterização granulométrica, foram utilizadas duas metodologias, uma utilizando hexametáfosfato de sódio (nomeado CD) e outra sem a utilização do dispersante (nomeado SD). Na Figura 34 foi representado as curvas granulométricas obtidas através do ensaio de granulometria.

Figura 34– Curva granulométrica obtidos através do ensaio de granulometria.



Fonte: Autor (2023).

Conforme os resultados da curva granulométrica SD, o solo na profundidade de um metro é caracterizado como Silte-arenoso, sendo, em sua composição granulométrica, 68% silte e 32% areia. Já a curva CD, apresenta um solo do tipo argila-areno-siltosa, sendo 65% argila, 27% areia e 16% silte. A diferença entre as curvas se dá pela ocorrência da

microagregação das partículas do solo. A microagregação confere um comportamento peculiar aos solos lateríticos, tal fato foi embasado nos trabalhos de Pascoal (2020) e Falcão (2021), para solo laterítico da região de Cruz Alta.

Também foi realizado o ensaio de picnômetro com a finalidade de encontrar o peso específico real dos grãos, resultando em 27,05 kN/m³ para a amostra de 1 m de profundidade.

4.1 LIMITES DE ATTERBERG E ÍNDICE DE ATIVIDADE COLOIDAL

Na fase de caracterização do solo, foram realizados os seguintes ensaios de limites de Atterberg: Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade. Na Tabela 11, está presente o resultado do ensaio de Limite de Plasticidade da amostra deformada de solo.

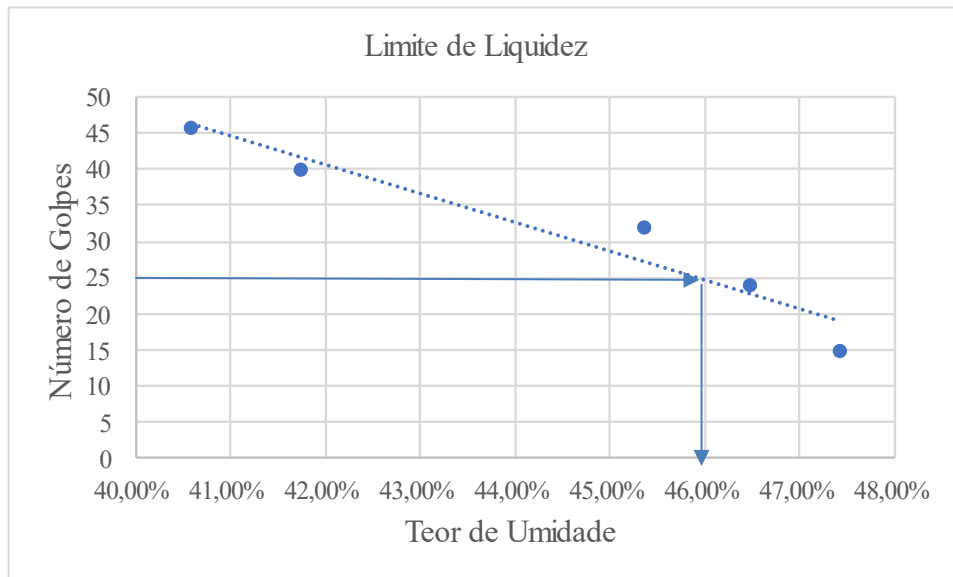
Tabela 11– Resultados ensaio de limite de plasticidade

Identificação da cápsula	1	2	3	4	5
W Cápsula	3,14	3,45	2,86	3,72	2,78
W solo umid.+Cáp.	5,14	5,39	5,18	5,84	4,99
W seco+Cáp.	4,7	4,93	4,64	5,37	4,48
Teor de Umidade	28,21%	31,08%	30,34%	28,48%	30,00%
Média Teor de Umidade	29,62%				

Fonte: Autor (2023)

O limite de Liquidez é o ponto em que o material passa do estado de consistência líquido para o estado de consistência plástico. Esse dado é expresso em porcentagem, como está representado na Figura 35, no qual foi encontrado um valor de 46%, aos 25 golpes, para o limite de liquidez da amostra.

Figura 35– Gráfico dos resultados do ensaio de Limite de liquidez.



Fonte: Autor (2023)

Encontrados os limites, foi possível determinar o Índice de consistência do solo ao subtrair o valor do limite de liquidez do valor do limite de plasticidade (LP deve ser um valor inteiro). Com o resultado do índice de plasticidade (16%), o solo foi classificado quanto a sua plasticidade, sendo um solo altamente plástico. A Tabela 12 apresenta o índice de plasticidade da amostra.

Tabela 12– Resultados ensaios de limites de consistência

LP	30%
LL	46%
IP	16,00%

Fonte: Autor (2023).

Com o índice de plasticidade do solo e relacionando com a porcentagem de grãos de finos (<0,002 mm), foi possível determinar o índice de atividade coloidal da amostra, para determinar o potencial de expansão da mesma. O resultado desse índice ficou em cerca de 0,25. Como o solo possuiu um resultado menor que 0,75, o mesmo foi classificado como inativo com baixo potencial de expansão, conforme a Tabela 13.

Tabela 13– Classificação dos solos quanto a Atividade Coloidal.

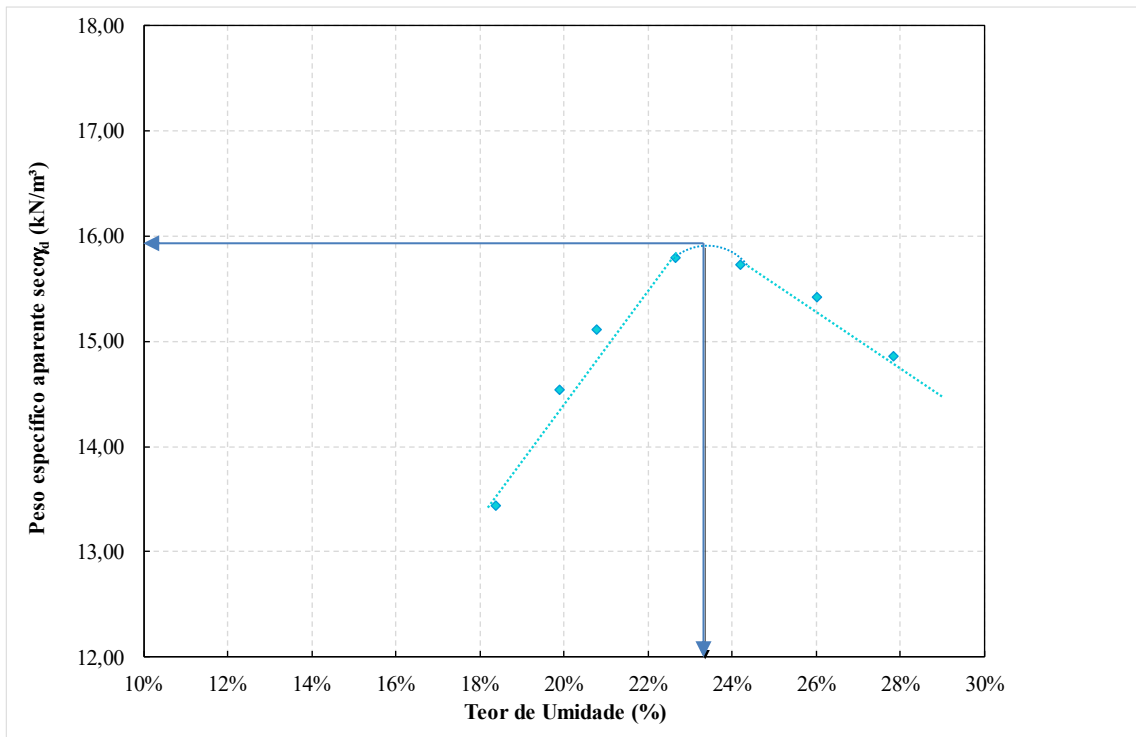
Denominação	Atividade
Argilas inativas	$A < 0,75$
Argilas normais	$0,75 < A < 1,25$
Argilas ativas	$A > 1,25$

Fonte: Skempton, 1953

4.2 COMPACTAÇÃO DO SOLO

Com a finalidade de encontrar a estimativa da umidade ótima e peso específico seco máximo, foi realizado o ensaio de compactação. Para esse ensaio, foi utilizado a energia Proctor normal, separado em 3 camadas e 26 golpes por camada. Na Figura 36, é representada a curva de compactação, no qual apresenta características de material argiloso, com uma umidade ótima de 23,27% e valor de peso específico seco máximo de 15,95 kN/m³. A Figura 36 apresenta as curvas de compactação obtidos a partir dos resultados do ensaio de compactação.

Figura 36– Curva de Compactação executada em energia normal.



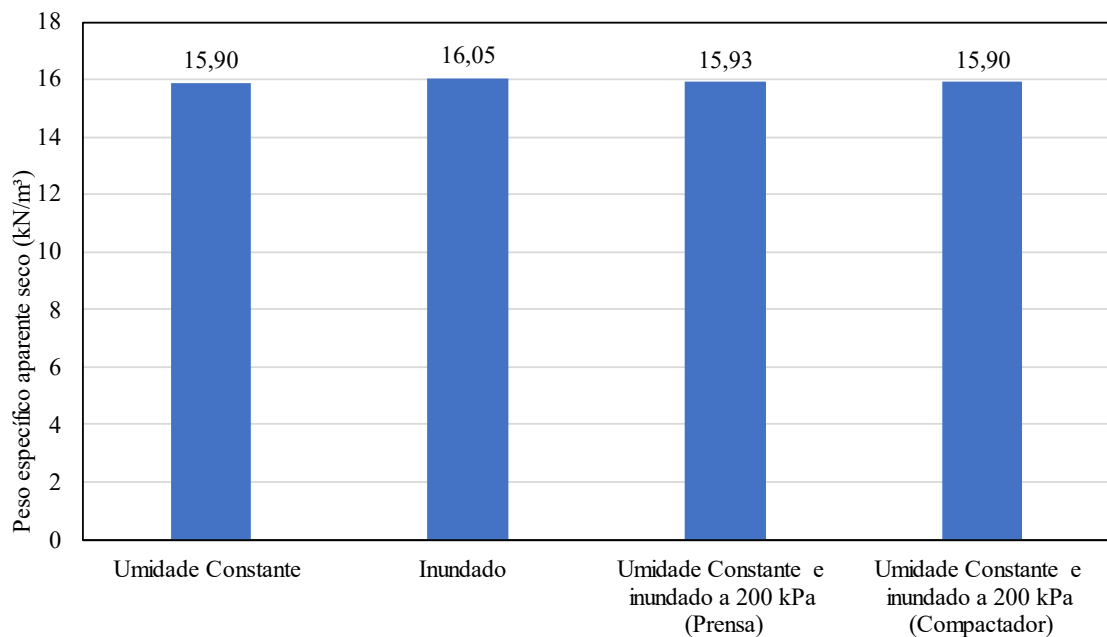
Fonte: Autor (2023)

No trabalho realizado por Pascoal (2020), a autora obteve resultados de peso específico aparente seco máximo (1610 kN/m^3) e umidade ótima (22,2%), para o horizonte A, na energia normal, bem próximos dos resultados do presente estudo. Lembrando que, Pascoal (2020), também realizou seu estudo no município de Cruz Alta, porém em outro local.

4.2 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A Figura 37 apresenta o peso específico aparente seco de cada amostra que foi utilizada para os ensaios oedométricos, sendo que as amostras tiveram pouca variação entre elas, obtendo um desvio padrão de 0,063 e coeficiente de variação de 0,395%.

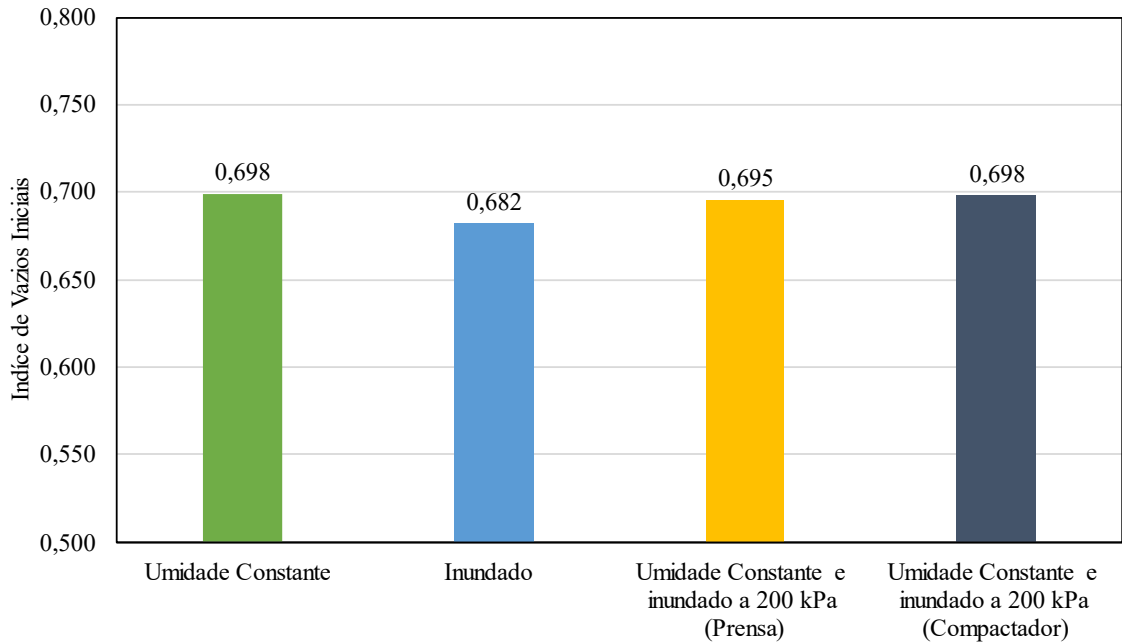
Figura 37– Gráfico do peso específico aparente seco de cada amostra



Fonte: Autor (2023).

Conforme apresentado no capítulo 3, foram realizados ensaios edométricos dos tipos simples e duplo, para amostras compactadas, onde o ensaio edométrico simples ainda contou com duas situações de compactação do corpo de prova: um corpo de prova compactado com a prensa estática e outro com a utilização do aparelho compactador. Esses ensaios possibilitaram medir a deformação da amostra em situação de compressão confinada e analisar o grau de colapsividade do solo em estudo, para profundidade de 1 metro. Na Figura 38 está apresentado os índices de vazios iniciais de cada amostra, no qual esses resultados tiveram baixo desvio padrão (0,007) e baixo coeficiente de variação (0,96%).

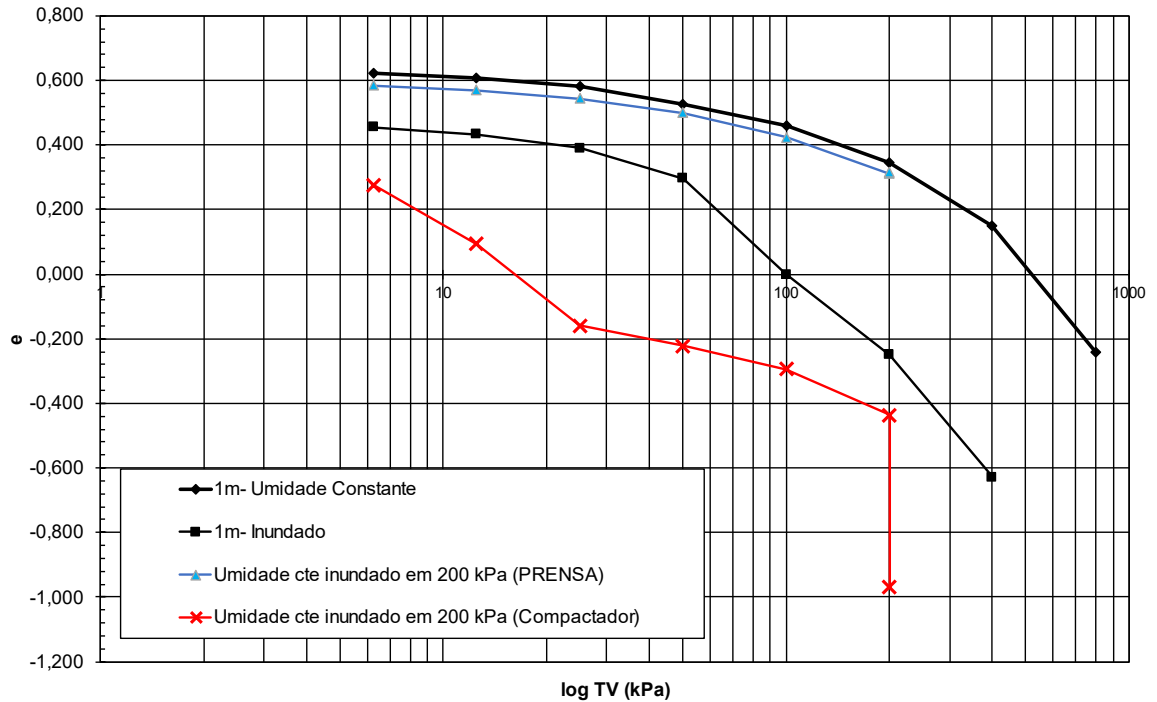
Figura 38– Índice de vazios iniciais das amostras



Fonte: Autor (2023).

Primeiramente, foram realizados os ensaios edométricos duplos, com uma amostra inundada e outra em condição de umidade constante. Posteriormente, foram executados os ensaios edométricos simples, para as duas condições de compactação, comentadas anteriormente. Dessa forma foi possível determinar o potencial de colapso (Tabela 14) do solo para ambos ensaios. Os resultados dos ensaios são representados na Figura 39.

Figura 39– Curva de tensão normal versus índice de vazios para os ensaio edométricos convencionais



Fonte: Autor (2023).

Tabela 14– Potencial de Colapso do solo

Ensaio Edométrico Duplo	
Cargas (kPa)	Potencial de Colapso
6,25	10,33%
12,5	10,87%
25	12,12%
50	15,02%
100	31,57%
200	44,29%
400	67,56%
Ensaio Edométrico Simples (Prensa)	
Cargas	Potencial de Colapso
200	0,61%
Ensaio Edométrico Simples (Compactador)	
Cargas	Potencial de Colapso
200	37,18%

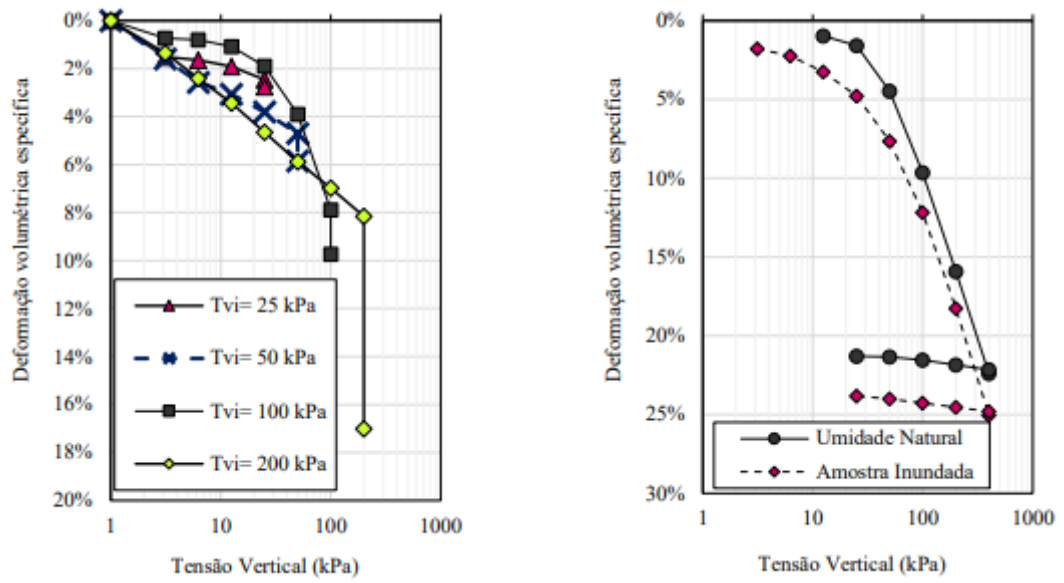
Fonte: Autor (2023).

Os resultados da Figura 39, apresentaram valores negativos para os índices de vazios, conforme a tensão teve seu crescimento. Alguns estudos que utilizam a água para causar o colapso do solo, comprovam que devido ao rearranjo e interação das partículas, diferentes comportamentos geotécnicos são esperados, como apresentado nos trabalhos de Olgun e Yildis (2010), que apresentaram que ao reduzir a constante dielétrica da solução, a resistência ao cisalhamento tende a aumentar e o limite de liquidez diminuir. Isso ocorre porque ao reduzir a constante dielétrica, as partículas tendem a formar micro agregados, gerando partículas de maiores diâmetros. Futai (1997), também relata em seu trabalho que o arranjo estrutural de um solo, pode variar causando resistências temporárias e instabilidade estrutural. Dessa forma, os índices de vazios negativos têm ligação com o rearranjo das partículas do solo, conforme as tensões aplicadas aumentaram.

O potencial de colapso, apresentado na Tabela 14, encontrado através dos ensaios edométricos duplo e simples, que utilizaram o compactador para a compactação da amostra, definiu o solo como problemático, pois em todas as cargas o resultado foi maior que 10%. Já no ensaio edométrico simples, que utilizou a prensa para realizar a compactação da amostra, o resultado foi bem baixo, cerca de 0,6%, que o classifica como um solo não problemático. Estima-se, que ao compactar o anel da amostra na prensa hidráulica, a compactação teve uma melhor eficácia, resultando nessa diferença dos potenciais de colapso.

Com os resultados obtidos foi possível realizar comparações com os resultados dos ensaios edométricos convencionais, para amostras em estado natural na profundidade de 2 metros, realizados no trabalho de Falcão (2021). A Figura 40, apresenta os gráficos dos ensaios edométricos realizados por Falcão (2021) para uma amostra de profundidade 2 m.

Figura 40– Curva de tensão normal versus deformação volumétrica específica para os ensaios edométricos convencionais para amostra de 2 m



Fonte: FALCÃO (2021).

5 CONCLUSÃO

Analisando os resultados dos ensaios de granulometria, foram obtidas classificações granulométricas divergentes, devido , argila-areno-siltosa (CD) e silte-arenoso (SD). Tal situação ocorreu devido as curvas terem sido realizadas com e sem uso de defloculante. Essa divergência evidencia que o solo apresenta microagregações entre suas partículas. Com os ensaios de limites de Atterberg, obtendo os limites de plasticidades de 30% e liquidez de 46%, foi possível classificar o solo, quanto seu índice de plasticidade de 15%, como altamente plástico,

Ao realizar o ensaio de compactação na energia normal, foram obtidos os resultados para umidade ótima de 23,27% e para peso específico seco máximo de 15,95 kN/m³, tais valores que serviram de base para realizar a compactação dos corpos de prova utilizados nos ensaios oedométricos convencionais.

Os ensaios oedométricos realizados, tanto o simples quanto o duplo, apresentaram resultados comprovando que, apesar da compactação do solo em estudo, a ocorrência do colapso deve ocorrer em alto grau. O efeito da compactação possibilita uma melhora, porém sem que reduza tanto o potencial de colapso do solo.

No trabalho, também foi comparado dois métodos de compactação da amostra. O método utilizando o aparelho compactador, mais a etapa de extração da amostra e o método realizando a compactação da amostra, com o uso da prensa hidráulica, diretamente no anel. Dessa forma, foi verificado que utilizando a prensa hidráulica, ocorre uma maior redução dos vazios do solo, gerando uma maior estabilidade contra a variação do índice de vazios quando em estado inundado.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 5333-92: Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils. **Annual Book of ASTM Standards**, 1966.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT- Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Solo – grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo- Ensaio de Compactação, Rio de Janeiro, 2016.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Tecknisk Ukeblad**. [S.L], v.106, n. 39, p; 859-863, 1975.

BRIZOLARI, G. H. S.; MORONI, I. E.; FLORIAN, F. Solos Colapsíveis: Estudos de Três Casos por meio de Sondagem a Percussão no Município de Araraquara. **Revista Científica Semana Acadêmica**. Araraquara, v. 144, n. 1. p. 1-18. 2018.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. MELO, A. C.; SANTOS NETO, P. M.; SILVA, C. M. Considerações sobre provas de carga em estacas em solos colapsíveis com inundação. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1., 1995, Porto Alegre/RS. **Anais...**Porto Alegre/RS: ABMS, 1995. p. 159-173.

CAMAPUM DE CARVALHO, José.; MORTARI, Diógenes; ARAKI, Maria Sanae; PALMEIRA, Ennio Marques. Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de BrasíliaDF. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5, 1994, Foz do Iguaçu/PR **Anais...** Foz do Iguaçu/PR: X COBRAMSEF. p. 1157-1163. 1994.

CARVALHO, D. SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: 9º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA: ABMS.. p. 109-114. 1990.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R. Comportamento de estacas de pequeno porte a tração em solos colapsíveis. In: 2° SIMPÓSIO DE SOLOS NÃO-SATURADOS, 2, 1994, Recife/PE. **Anais...** Recife/PE: ABMS, 1994, p. 237-242.

CINTRA, J. C. A. Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados - Fundações em Solos Colapsíveis (Resenha). In: 5° SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5, 2004. São Carlos/SP. **Anais...** São Carlos/ SP: Suprema, 2004, p. 575-593.

CINTRA, J. C. A. Fundações em solos colapsíveis. 1 ed. São Carlos : Projeto Reenge, 1998.

CONCIANI, W. Estudo do Colapso do Solo através de Ensaio de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada. 1997. 245 p. **Tese (Doutorado em Engenharia Civil)** - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.

COUTINHO, R. Q. Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. In: **Taylor and Francis – Balkema**. p. 2049-2100. 2007.

COUTINHO, R. Q.; COUTINHO, B.P.; DOURADO, K. C. A.. Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. In: **PROCEEDINGS OF THE FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS**, 5, 2010, Barcelona. Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils. Barcelona.. p. 1161-1167.2010.

DRNEVICH, V. P; LUTENEGGER, A. J; SABER, R. T. Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal*, [S.L.], v. 11, n. 3, p. 173, sep 1988.

FERREIRA, S. R. M. Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados devido à Inundação. 1995. **Tese (Doutorado em Engenharia Civil)**- Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995.

FERREIRA, S. R. M. Solos Colapsíveis e Expansivos: Uma Visão Panorâmica no Brasil. In: **VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS**, 6, 2008, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA: ABMS. p. 593-619. 2008.

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

ROLLINGS, K. M.; ROGERS, G. W. Mitigation Measures for Small Structures on Collapsible Alluvial Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 120, p. 1533-1553, 1994.]

VILAR, O. M.; GAIOTO, N. Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado. **II Simpósio sobre solos não saturados**. v. 1, p. 185-190, Recife, 1994.

FALCÃO, P. R. **Avaliação do impacto da inundação na resistência e deformabilidade de um solo laterítico e colapsível: estudo experimental e numérico**. 2021. 229p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. p. 19-52